



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

CONTRIBUTI ALL'OSSERVAZIONE DI CAMPO ED ALLA MODELLAZIONE MATEMATICA DEI PROCESSI IDROLOGICI DI VERSANTE

Direttore della Scuola: Ch.mo Prof. Stefano Lanzoni

Supervisore: Ch.mo Prof. Marco Marani

Ch.mo Prof. Mario Putti

Dottoranda: Marta Altissimo

31 Gennaio 2010

Abstract

Prediction of fluvial basins response to the atmospheric forcing, one of the most studied issues in the hydrologic sciences, is very relevant in the practical management of water resource, in the discharge forecasting, in the pollution control and so on. Nevertheless the great improvements obtained in the recent past, many uncertainties persist, mainly due to the lacking in comprehension of the acting physical processes. While precipitation and evapotranspiration are the dominant forcing in the hydrographic basins dynamics, the basin geomorphologic and geohydrologic characteristics are responsible for atmospheric input transformation into outlet discharge. The basin separates the atmospheric forcing into surface flow, subsurface flow and variation in water storage both at the surface (terrain pits, lakes) and in the subsurface (variation in the water content at the unsaturated zone and water table level in the saturated one). The interdependency of surface and subsurface processes therefore determines an enormous modelling complexity, influenced not only by the geomorphologic heterogeneities in topography and by soil and bedrock typical heterogeneities, but even by the different space and time scales of acting phenomena. An exhaustive physical description of the whole processes is still missing in scientific literature, therefore forecasting models result simplified. Even at the small scale - the hillslope scale, that means the portion of the basin that is not permanently channelized, the relative role of the different processes of infiltration, exfiltration, surface and subsurface flow is still not well understood. One of the most important questions in the hydrologic studies is how much of the complexity at the small scale has to be included at the basin scale models. In order

to answer to this question, a detailed comprehension of processes at the hillslope scale is necessary. It therefore results crucial to observe and understand the role of transport mechanisms at the hillslope scale, to determine the relative importance of surface/subsurface flow, and to study the existing dynamics between *old* water, that is stored in the catchment, and *new* water, that means the event one.

This thesis has the purpose to deal with hydrologic dynamic of these processes, combining detailed modelling instruments and field high definition data. Here there are some experimental and modellistic results from a small hydrographic basin, that has been instrumented for the hydrologic monitoring of useful information to processes understanding. The thesis work actually started from the definition of data useful for the study and the search for the best field instrumentation. Therefore we installed the instruments to continuously measure precipitations, outlet discharges, water table levels, capillary pressures. In the meanwhile, a hydrogeological characterization of soil and subsoil was made by means of geophysical and geognostic methods, and a tracer experiment and an controlled irrigation were conducted at the study site. The utilized modelling instruments, coupling surface and subsurface flows, have been conditioned by hydrogeological characterization and calibrated on some registered events. The next validation on periods different from the calibration ones has shown a good predictive ability of the assumed model. They also permitted to evidence the hydrologic processes dominating flow generation, with interesting consequences for the general hydrologic problem and, particularly, for the experimental site.

Sommario

La predizione della risposta dei bacini fluviali alle forzanti atmosferiche, uno degli argomenti più studiati nelle scienze idrologiche, è di grande importanza pratica nella gestione delle risorse idriche, nella previsione delle piene, nel controllo dell'inquinamento, e non solo. Nonostante i grandi progressi ottenuti nel recente passato, vi sono ancora molte incertezze legate principalmente alla scarsa comprensione dei processi fisici in gioco. Mentre la precipitazione e l'evapotraspirazione sono le forzanti dominanti la dinamica dei bacini idrografici, le caratteristiche geomorfologiche e geoidrologiche del bacino sono responsabili della trasformazione dell'input atmosferico in portata alla sezione di uscita. Il bacino partiziona infatti le forzanti atmosferiche in deflusso alla superficie, deflusso sotterraneo e variazione di immagazzinamento dell'acqua sia in superficie (depressioni del terreno, laghi) che nel sottosuolo (variazione del contenuto d'acqua nella zona insatura e del livello di falda nella zona satura). L'interdipendenza dei processi superficiali e sotterranei determina quindi una formidabile complessità modellistica, condizionata oltre che dalle eterogeneità geomorfologiche della topografia e dalle eterogeneità tipiche del suolo e sottosuolo, anche dalle diversificate scale spaziali e temporali dei fenomeni in gioco. Una descrizione fisica completa di tutti i processi non è ancora disponibile nella letteratura scientifica talchè i modelli previsionali risultano necessariamente semplificati. Anche alla piccola scala, la cosiddetta scala di versante, cioè la porzione del bacino che non è permanentemente canalizzata, il ruolo relativo dei diversi processi di infiltrazione, esfiltrazione, flusso superficiale, flusso sotterraneo, non è del tutto chiarito. Una delle domande più importanti nello stu-

dio dei processi idrologici è in quale porzione la complessa fisica della piccola scala deve essere presa in considerazione nei modelli a scala di bacino. La risposta a questa domanda non può prescindere da una comprensione dettagliata dei processi alla scala di versante. Risulta dunque cruciale osservare e comprendere il ruolo dei diversi meccanismi di deflusso a tale scala, determinare l'importanza relativa di deflusso superficiale/subsuperficiale e studiare le dinamiche che sussistono tra acqua vecchia, ossia già immagazzinata nel bacino, e acqua nuova, ovvero acqua dell'evento in corso.

Questa tesi vuole occuparsi dello studio della dinamica idrologica di tali processi, utilizzando una combinazione di strumenti modellistici di dettaglio e misure di campo ad alta definizione. Si presentano quindi alcuni risultati sperimentali e modellistici ottenuti in un bacino idrografico di piccole dimensioni strumentato per il monitoraggio idrologico delle grandezze utili alla comprensione di tali fenomeni. Il lavoro di tesi è quindi partito dalla definizione delle grandezze utili allo studio in oggetto e dalla ricerca delle strumentazioni più adatte da usare in campo. Si è quindi proceduto alla installazione di tali strumentazioni nel bacino per misurare in continuo, tra le altre cose, precipitazioni, portate alla sezione di chiusura, livelli di falda, pressioni capillari. Si è proceduto contemporaneamente ad una caratterizzazione idrogeologica del suolo e sottosuolo mediante metodi geofisici e geognostici, oltre a effettuare esperimenti di traccianti e di infiltrazione controllata. Gli strumenti modellistici adottati, che accoppiano i flussi superficiale e subsuperficiale, sono stati condizionati alle misure dettate dalla caratterizzazione idrogeologica e calibrati rispetto ad alcuni eventi registrati in sito. La susseguente validazione su periodi diversi da quelli di calibrazione ha mostrato una buona capacità predittiva dei modelli così calibrati. Hanno permesso di evidenziare i processi idrologici dominanti la generazione del deflusso, con riflessi di rilievo per il problema idrologico generale e per il sito sperimentale in particolare.

Indice

Abstract	I
Sommario	III
Introduzione	1
1 Attività sperimentale: acquisizione dati idrologici e misure di campo	13
1.1 Ricerche preliminari	13
1.2 Descrizione del sito ed inquadramento geologico	15
1.3 Installazione strumenti monitoraggio idrologico	19
1.3.1 Piezometri: misure della quota di falda	21
1.3.2 Tensimetri: la misura delle pressioni capillari	24
1.3.3 Pluviometro	28
1.3.4 Stramazzo a V	28
1.4 Rilievo GPS	32
1.5 Analisi geotecniche	34
1.5.1 Contenuto d'acqua	36
1.5.2 Contenuto organico	36
1.5.3 Analisi granulometrica	36
1.5.4 Limiti di consistenza (o di Atterberg)	39
1.5.5 Risultati delle prove geotecniche	41
1.6 Prospezioni geofisiche	47

1.6.1	Geoelettrica	47
1.6.2	Geosismica	59
1.6.3	Prospezione geofisica con il metodo elettromagnetometro	68
1.7	Investigazioni geognostiche	72
1.7.1	Perforazioni in sito sperimentale	72
1.7.2	Ulteriori analisi geotecniche	74
1.7.3	Prove di infiltrazione su campioni superficiali	79
1.8	Esperimenti con tracciante salino	84
1.9	Prova di irrigazione superficiale	88
1.10	Considerazioni riassuntive	90
2	Il modello CATchment HYdrological (CATHY)	95
2.1	Modellazione del deflusso superficiale	96
2.1.1	Estrazione della rete di drenaggio	97
2.1.2	Il modello di Muskingum-Cunge	98
2.2	Modellazione del deflusso subsuperficiale	102
2.2.1	L'equazione di Richards	102
2.2.2	Discretizzazione dell'equazione di Richards agli elementi finiti	105
2.2.3	Curve di risalita capillare	109
2.3	Soluzione del modello accoppiato	113
2.4	Interazioni tra stato superficiale e subsuperficiale	114
3	Applicazione del modello	125
3.1	Alcune simulazioni preliminari	125
3.2	Parametri da caratterizzazione strutturale	130
3.2.1	Struttura della mesh	131
3.2.2	Caratteristiche idrauliche del suolo	136
3.2.3	Forzante atmosferica e stima dell'evapotraspirazione	147
3.2.4	Condizioni al contorno e condizioni iniziali	150

3.3	Conclusioni	154
4	Calibrazione di riferimento e importanza relativa dei processi	155
4.1	Struttura selezionata	155
4.2	Calibrazione e validazione del modello	157
4.2.1	Conducibilità idraulica satura	165
4.2.2	Ruolo della zona alberata	170
4.2.3	Spessore suolo sui versanti	174
4.2.4	Parametri del deflusso superficiale	177
5	Conclusioni	187
	Bibliografia	190

Elenco delle figure

1.1	<i>In alto, in Figura, localizzazione del sito sperimentale nella zona collinare delle Bregonze, alto Vicentino. In verde sono indicati i rilievi.</i>	14
1.2	<i>Ortofoto del sito d'interesse: in giallo è indicato lo spartiacque; la linea azzurra indica la posizione corrispondente al ruscello effimero e i pallini rossi alcune sezioni illustrate in Figura 1.3.</i>	16
1.3	<i>Alcune visuali nel sito delle Bregonze: dall'alto, due viste da monte (Nord, punto 1 in Figura 1.2) in periodi diversi; in sequenza, vista dai punti 2, 3, 4, 5 indicati in Figura 1.2.</i>	17
1.4	<i>La linea arancione rappresenta il limite del bacino di studio, chiuso alla sezione con gli strumenti di monitoraggio; in rosso è indicato lo stramazzo; il cerchietto nero-azzurro rappresenta il pluviometro. . .</i>	20
1.5	<i>Transetto con alcuni strumenti per il monitoraggio idrologico in destra idrografica.</i>	21
1.6	<i>Cassetta contenente datalogger e batteria 12V per alimentazione; a destra, il datalogger GEOLOG, utilizzato per le acquisizioni dei sensori in sito.</i>	21
1.7	<i>Trasduttore di pressione (modello ATM-N della STS).</i>	22
1.8	<i>Sezione del transetto coi tre piezometri installati: vista da monte . .</i>	22
1.9	<i>Profondità, rispetto al piano campagna, della superficie freatica registrata ai tre piezometri.</i>	23

1.10	<i>Profondità, rispetto al piano campagna, della superficie freatica registrata ai tre piezometri: zoom</i>	23
1.11	<i>Collocazione degli strumenti sul transetto di monitoraggio.</i>	25
1.12	<i>Schema di un tensiometro [fonte: www.ums-muc.de].</i>	26
1.13	<i>Pressioni capillari nei tre tensiometri collocati presso il piezometro 1: in blu il piezometro più profondo, in verde il più superficiale.</i>	27
1.14	<i>Pluviometro installato in sito (cerchiato in rosso).</i>	28
1.15	<i>Precipitazioni acquisite dal Pluviometro installato [mm/h].</i>	29
1.16	<i>Stramazzo a V.</i>	30
1.17	<i>Stramazzo visto da valle.</i>	30
1.18	<i>Stramazzo installato in sito: vista da monte; Transetto sullo sfondo.</i>	31
1.19	<i>Acqua sfiorante allo stramazzo.</i>	32
1.20	<i>Modello Digitale del Terreno (DTM) con celle 5m x 5m; rilievo GPS; DTM interpolato su griglia 2m x 2m.</i>	33
1.21	<i>Collocazione dei punti di campionamento.</i>	34
1.22	<i>Cucchiaino di Casagrande.</i>	40
1.23	<i>Curva granulometrica campione D-25.</i>	42
1.24	<i>Carta di Plasticità.</i>	46
1.25	<i>configurazione elettrodica generica per la misura delle resistività del sottosuolo.</i>	48
1.26	<i>Alcuni degli ordinamenti elettrodici per indagini geofisiche di superficie, nelle quali gli elettrodi denominati A e B sono gli elettrodi di corrente, e gli elettrodi M e N sono gli elettrodi di potenziale.</i>	50
1.27	<i>Ubicazione degli stendimenti elettrici in corrispondenza dei quali sono state effettuate le tomografie.</i>	54
1.28	<i>Tomografia elettrica effettuata in sito.</i>	55
1.29	<i>Profili di resistività elettrica (espressa in Ohm·m) ottenuti da ERT; vista da valle.</i>	57
1.30	<i>Misura Geosismica effettuata in sito.</i>	60

1.31	<i>Ubicazione degli stendimenti delle campagne di misura geosismica effettuate.</i>	63
1.32	<i>Sismica a rifrazione delle onde P per la Linea 1 da 44 a 90 m (21/01/08). Elaborazioni con il software WinSism.</i>	65
1.33	<i>Risultati delle sismiche a rifrazione delle onde P col metodo "intercept time depth computation".</i>	66
1.34	<i>Analisi delle onde superficiali di taglio della Linea 1, porzione 2 (da 44 a 90 m) per mezzo del software SWAN.</i>	67
1.35	<i>Conducibilità elettriche ricavate con Elettromagnetometro il 19 giugno 2009 sui primi 75 cm (a) e sui primi 6 metri (b).</i>	69
1.36	<i>Ubicazione dei pozzi lungo la Linea 2.</i>	73
1.37	<i>Carotaggio eseguito in sito (2 marzo 2009).</i>	75
1.38	<i>Tubi PVC inseriti nei fori.</i>	75
1.39	<i>Carote prelevate dal pozzo 1.</i>	76
1.40	<i>Misura di permeabilità in laboratorio: edometro.</i>	80
1.41	<i>Misura di permeabilità in laboratorio: permeametro a carico variabile.</i>	80
1.42	<i>Retta di correlazione tra i tempi e i rapporti di carico idraulico per il campione SURF6. La pendenza della retta corrisponde al valore di $k_{sat} = 7.04 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$.</i>	81
1.43	<i>Conducibilità idrauliche sature (k_{sat}) valutate a differenti profondità e in diversi punti</i>	82
1.44	<i>Mappa con indicato il punto di iniezione del tracciante (stella gialla) e la posizione dello stramazzo e del campionatore.</i>	85
1.45	<i>Prova con tracciante: iniezione soluzione LiCl; campionamento allo stramazzo con campionatore ISCO.</i>	85
1.46	<i>Arrivo dello ione Li⁺ allo stramazzo: picco di 1.3 µg/l alle 6.00 del 18/06/08, 156 ore dopo l'iniezione (18.00 dell'11/06/08).</i>	87
1.47	<i>Esperimento di irrigazione superficiale.</i>	89

2.1	<i>Esempio del sistema di ordinamento della rete di drenaggio basato su DTM (Digital Terrain Model).</i>	97
2.2	<i>Mappatura delle direzioni di drenaggio: a sinistra sono schematizzate le celle di un DEM con la quota corrispondente, a destra le direzioni di drenaggio; O rappresenta la sezione di chiusura del bacino, R il punto di accumulo per le celle corrispondenti ad un lago (in grigio scuro).</i>	98
2.3	<i>Griglia di discretizzazione spazio-temporale del metodo di Muskingum Cunge.</i>	99
2.4	<i>Scenari</i>	120
3.1	<i>Esempio di confronto tra simulazioni preliminari: simulazione con drenaggio preliminare.</i>	128
3.2	<i>Esempio di confronto tra simulazioni preliminari: simulazione con falda iniziale a 0.5 m dalla superficie.</i>	129
3.3	<i>Planimetria del DTM utilizzato per le simulazioni. In rosso è segnata la posizione dello stramazzo; la linea verde indica il limite della zona alberata.</i>	132
3.4	<i>Sezione y-z della mesh di riferimento, in corrispondenza di $x = 1693500$ m, coincidente a $x = 50$ m in Figura 3.3.</i>	134
3.5	<i>Suddivisione in zone per il DTM superficiale.</i>	135
3.6	<i>Schermata dell'applicazione del programma Rosetta.</i>	140
3.7	<i>Curve di risalita capillare utilizzate.</i>	141
3.8	<i>Simulazione con porosità ϕ pari a 0.46.</i>	143
3.9	<i>Simulazione con porosità ϕ pari a 0.20.</i>	143
3.10	<i>Simulazione con porosità ϕ pari a 0.10.</i>	144
3.11	<i>Confronto di spin up differenti.</i>	153

4.1	<i>Efficienze di Nash per i cicli di spin up: dall'alto, primo ciclo (0 - 2808 h) e zoom (1800 - 2000 h); secondo ciclo (2809 - 5616 h) e zoom (4608 - 4808 h); terzo ciclo (5617 - 8424 h) e zoom (7416 - 7616 h);</i>	158
4.2	<i>Precipitazioni e portate per gennaio 2008.</i>	161
4.3	<i>Livello falda dalla superficie: misurato ai piezometri, simulato al nodo 22496.</i>	161
4.4	<i>Efficienza di Nash calcolata sull'intero mese di gennaio 2008.</i>	162
4.5	<i>Efficienza di Nash calcolata sul terzo evento del mese di gennaio 2008.</i>	162
4.6	<i>Schema della saturazione superficiale e saturazione relativa per alcuni istanti temporali della simulazione di riferimento.</i>	163
4.7	<i>Schema della saturazione superficiale e saturazione relativa per alcuni istanti temporali della simulazione di riferimento.</i>	164
4.8	<i>Variazione di $ksat$ del suolo nella zona alberata: in nero idrogramma con $ksat$ di riferimento ($4 \cdot 10^{-5}m/s$); in fucsia per $2 \cdot 10^{-5}m/s$, in verde per $8 \cdot 10^{-5}m/s$.</i>	167
4.9	<i>Incremento di $ksat$ del suolo nei versanti: in nero idrogramma con $ksat$ di riferimento ($4 \cdot 10^{-5}m/s$); in blu per $8 \cdot 10^{-5}m/s$.</i>	167
4.10	<i>Schema di saturazione superficiale per $ksat = 2 \cdot 10^{-5}m/s$ nella zona alberata e $ksat_{veg} = 8 \cdot 10^{-5}m/s$.</i>	168
4.11	<i>Schema di saturazione superficiale per $ksat = 4 \cdot 10^{-5}m/s$ nei versanti e $ksat = 8 \cdot 10^{-5}m/s$.</i>	169
4.12	<i>Diminuzione dello spessore del suolo nella zona alberata: in nero idrogramma di riferimento ($h = 1 m$); in fucsia $h = 50 cm$, in rosso $h = 15 cm$.</i>	171
4.13	<i>Aumento dello spessore del suolo nella zona alberata: in nero idrogramma di riferimento ($h = 1 m$); in blu $h = 2 m$.</i>	171
4.14	<i>Confronto schema di saturazione superficiale tra $h = 1 m$ e $h = 15 cm$ nella zona alberata.</i>	172

4.15	<i>Confronto schema di saturazione superficiale tra $h = 1$ m e $h = 2$ m nella zona alberata.</i>	173
4.16	<i>Aumento dello spessore del suolo nei versanti: in nero idrogramma di riferimento ($h = 15$ cm); in blu $h = 50$ cm.</i>	175
4.17	<i>Confronto schema di saturazione superficiale tra $h = 15$ cm e $h = 50$ cm nei versanti.</i>	176
4.18	<i>Diminuzione del coefficiente di Gauckler Strickler per lo stato versante: in nero idrogramma con KSh di riferimento (2 m^{1/3}/s); in fucsia 1 m^{1/3}/s, in rosso 0.5 m^{1/3}/s.</i>	179
4.19	<i>Incremento del coefficiente di Gauckler Strickler per lo stato versante: in nero idrogramma con KSh di riferimento (2 m^{1/3}/s); in verde 4 m^{1/3}/s, in blu 6 m^{1/3}/s.</i>	179
4.20	<i>Confronto schema di saturazione superficiale tra $KSh = 2$ m^{1/3}/s (riferimento) e $KSh = 0.5$ m^{1/3}/s.</i>	180
4.21	<i>Confronto schema di saturazione superficiale tra $KSh = 2$ m^{1/3}/s (riferimento) e $KSh = 6$ m^{1/3}/s.</i>	181
4.22	<i>Variazione del coefficiente di Gauckler Strickler per lo stato canale: in nero idrogramma con KSc di riferimento (16 m^{1/3}/s); in rosso 7 m^{1/3}/s, in blu 28 m^{1/3}/s.</i>	182
4.23	<i>Incremento del perimetro bagnato per lo stato versante: in nero idrogramma con Ph di riferimento (75 m); in verde 150 m, in blu 300 m.</i>	183
4.24	<i>Confronto schema di saturazione superficiale tra $KSc = 7$ m^{1/3}/s e $KSc = 28$ m^{1/3}/s.</i>	184
4.25	<i>Confronto schema di saturazione superficiale tra $Ph = 75$ m (riferimento) e $Ph = 300$ m.</i>	185

Elenco delle tabelle

1.1	Riassunti caratteristiche del bacino sulle Bregonze.	19
1.2	<i>Contenuto d'acqua (w) e contenuto organico (Oc).</i>	43
1.3	<i>Riassunto dei valori riferiti ai campioni analizzati; * per il campione C-30 le percentuali granulometriche sono mancanti a causa di un errore nel procedimento.</i>	44
1.4	<i>Limiti di Atterberg: wL e wP.</i>	45
1.5	<i>Campagne di misura ERT effettuate nel corso del 2008.</i>	56
1.6	<i>Campagne geosismiche a rifrazione effettuate in sito.</i>	62
1.7	<i>Descrizione della stratigrafia ricavata dal carotaggio effettuato.</i>	77
1.8	<i>Analisi geotecniche sui campioni prelevati sui campioni prelevati dal pozzo 1.</i>	78
1.9	<i>Sintesi dei valori di permeabilità ottenuti con le prove di laboratorio sui campioni prelevati.</i>	83
1.10	<i>Sopralluoghi in sito nel corso del 2007.</i>	91
1.11	<i>Sopralluoghi in sito nel corso del 2008.</i>	92
1.12	<i>Sopralluoghi in sito nel corso del 2009.</i>	93
2.1	<i>File di input del modello CATHY.</i>	122
2.2	<i>Principali file di output del modello CATHY.</i>	123
3.1	<i>Caratteristiche idrologiche del terreno.</i>	127
3.2	<i>Caratteristiche simulazione.</i>	127

3.3	<i>Divisione in strati del terreno per la mesh di riferimento.</i>	134
3.4	<i>Caratteristiche idrologiche del terreno denominato soil1.</i>	146
3.5	<i>Caratteristiche idrologiche del terreno denominato soil10.</i>	146
4.1	<i>Caratteristiche idrologiche del terreno.</i>	156
4.2	<i>Caratteristiche simulazione.</i>	156

Introduzione

Lo studio della risposta idrologica dei bacini fluviali ha interessato l'idrologia classica fin dai tempi antichi. Si pensi per esempio ai “nilometri”, strumenti di misura dell'altezza delle piene del Nilo in uso nell'antico Egitto più di 5000 anni fa, usati per prevedere la severità delle piene stagionali [Eltahir and Wang, 1999].

Allo stato attuale delle ricerche, la simulazione della risposta idrologica è ancora affetta da numerose incertezze e questioni irrisolte. Ciò è principalmente legato ad una ancora incompleta comprensione dei fenomeni fisici che agiscono nel bacino alle diverse scale spaziali e temporali.

La letteratura corrente presenta un importante dibattito in relazione al ruolo che fenomeni a scala di versante giocano nella generazione dei deflussi a scala di bacino. La rilevanza dello studio della generazione dei deflussi a tale scala è riconosciuta da numerosi lavori apparsi recentemente, in cui si sottolinea in particolare l'importanza prevalente dei fenomeni di infiltrazione e deflusso sotterraneo o subsuperficiale rispetto a quello superficiale [Wörman et al., 2007]. Recenti studi sperimentali a scala di versante hanno mostrato che, in molti bacini anche con pendenze elevate, i moti di filtrazione sotterranea danno un contributo prevalente alla generazione del deflusso [Anderson et al., 1997b, Montgomery et al., 1997, Torres et al., 1998, Uchida et al., 2004]. Tali importanti evidenze sperimentali confermano il ruolo fondamentale della componente sotterranea nella generazione dei deflussi, e danno spiegazione, anche se solo qualitativa, al recente dibattito nella letteratura scientifica noto con “problema dell'acqua vecchia/acqua nuova”. Questo problema prende spunto dal fatto che in numerosi bacini di picco-

le dimensioni e per numerosi eventi di precipitazione, datazioni tramite misure isotopiche delle acque in entrata e in uscita dal bacino hanno evidenziato che la portata alla sezione di chiusura è formata solo parzialmente dall'acqua proveniente dall'evento che ha generato la piena. Osservazioni in tal senso, riportate in diversi esperimenti di campo [McGlynn et al., 2002, Weiler et al., 2003, Rodhe et al., 1996, Anderson et al., 1997a], possono essere spiegate tramite l'ipotesi, ormai ampiamente condivisa, secondo cui la generazione del deflusso avventa seguendo fenomeni che agiscono contemporaneamente a scale temporali diverse. In particolare, si può ipotizzare che il sottosuolo, caratterizzato da un moto dell'acqua tipicamente descrivibile dalla legge di Darcy e quindi caratterizzato da tempi caratteristici molto più piccoli rispetto al moto tipico del deflusso superficiale nella rete canalizzata, sia responsabile per il mescolamento dell'acqua pre-evento, cioè acqua di eventi precedenti immagazzinata nel sottosuolo, con l'acqua di precipitazione [Sklash et al., 1986]. Talchè la distribuzione dei tempi di residenza delle particelle di acqua precipitate al suolo è di difficile caratterizzazione. Inoltre, non è ancora del tutto chiara l'importanza che l'eterogeneità dei suoli, e quindi dei parametri idrogeologici che controllano i processi in sotterraneo, giocano nel processo globale. Alcuni lavori teorici [Rinaldo et al., 2006a, Rinaldo et al., 2006a, Rinaldo et al., 2006b] hanno sottolineato l'importanza dello studio accurato dei tempi di residenza nei versanti per ottenere simulazioni significative (cioè con buone capacità predittive) della dinamica del bacino. Solo di recente [Russo and Fiori, 2009, Fiori et al., 2009] sono apparsi alcuni studi (sempre teorici) in cui si analizza il ruolo giocato dalle eterogeneità del suolo, ma data la complessità matematica che risulta anche solo in una formulazione di dettaglio del problema, tali studi sono effettuati con modelli che descrivono in maniera assai semplificata i fenomeni fisici più importanti. Dall'analisi di tutti questi lavori si evince la necessità di perseguire studi dettagliati della dinamica di versante partendo da un'analisi completa dei diversi fenomeni che interagiscono tra di loro, con particolare attenzione ai fenomeni di interazione tra deflusso superficiale e deflusso

sotterraneo (sia saturo che insaturo), senza peraltro trascurare la necessaria verifica sperimentale di tali studi tramite confronto con misure di campo.

Gli approcci modellistici tipicamente usati si differenziano alle due scale di versante e di bacino. Utili per lavorare alla scala più piccola sono i modelli distribuiti basati sulla soluzione numerica di equazioni alle derivate parziali non lineari che governano la conservazione della massa e della quantità di moto dell'acqua nella regione di interesse. Questi modelli sono in grado di descrivere in maniera più o meno dettagliata e accoppiata diversi processi fisici, ma sono caratterizzati da elevate richieste di dati e di risorse computazionali. Alla scala di bacino, invece, si cerca di minimizzare la richiesta computazionale costruendo modelli concettuali che, essendo basati su diverse semplificazioni dei processi fisici, sono più parsimoniosi sia in termini di parametri che di carico computazionale [Kampf and Burges, 2007]. E' da notare però, che la distinzione tra le due categorie di modelli sta diminuendo sempre di più, come evidenziato da recenti proposte in letteratura di modelli che cercano di riassumere in un unico simulatore le caratteristiche principali dei due approcci [Ivanov et al., 2004, Rigon et al., 2006, Qu and Duffy, 2007].

D'altro canto, vista la rilevanza che assumono i processi in sottterraneo, risulta importante utilizzare modelli che risolvono in maniera accoppiata il deflusso superficiale e il quello subsuperficiale, almeno a piccola scala dove la complessità computazionale ne permette l'uso. L'accurata calibrazione di questi modelli distribuiti richiede peraltro una caratterizzazione geo-idrologica di dettaglio del bacino considerato. Le grandezze tipicamente usate nei modelli idrologici più convenzionali (topografia, precipitazione e portata alla sezione di chiusura) non sono più sufficienti a condizionare univocamente la calibrazione dei modelli accoppiati. Si deve necessariamente considerare anche misure relative al sottosuolo, sia nella zona insatura che nell'acquifero sottostante, come mostrato in recenti esperimenti in Giappone [Kosugi et al., 2008, Katsura et al., 2008]. Studi sperimentali sono quindi di fondamentale importanza non solo per la comprensione fisica dei fenomeni di flusso, ma anche per poter vincolare in maniera opportuna i modelli in questione,

in modo tale da garantirne accuratezza e capacità predittive.

In letteratura, si incontrano numerosi esempi di bacini sperimentali strumentati e studiati: negli ultimi due-tre decenni si sono ottenuti progressi considerevoli basati sull'osservazione e sull'interpretazione dei processi idrologici in una serie di celebri siti sperimentali: Maimai (Nuova Zelanda) [McGlynn et al., 2002], CB1 [Anderson et al., 1997a], [Anderson et al., 1997b], [Montgomery et al., 1997], [Torres et al., 1998], Panola (U.S.A.) [Tromp-van Meerveld & McDonnell, 2006a], [Tromp-van Meerveld and McDonnell, 2006b], [Freer et al., 2002], Giappone [Uchida et al., 2004], G1 (Svezia) [Rodhe et al., 1996] . Lo studio dettagliato dei suddetti siti ha permesso volta per volta di formulare delle ipotesi e trarre alcune considerazioni.

Ad esempio, sul CB1, un bacino di appena 860 m^2 con pendenza media molto elevata (43°), la generazione del deflusso risulta essere essenzialmente concentrata nel sottosuolo, non essendo mai stato notato alcun deflusso superficiale. Infatti varie prove di irrigazione hanno rilevato la formazione di zone parzialmente sature nello strato di suolo, dipendenti dal flusso attraverso la roccia fratturata [Montgomery et al., 1997]. Alcune prove con traccianti hanno evidenziato i percorsi dell'acqua nel bacino, mettendo in luce una percolazione verticale nella zona insatura ed un rapido deflusso dalla zona satura alla base del suolo [Anderson et al., 1997a]. Con l'instaurarsi di condizioni di flusso stazionario, la zona insatura, satura e la portata divengono delicatamente connesse, e un aumento di precipitazione può portare a risposte nella zona satura e nella portata molto più rapide di quelle che si avrebbero per pure avvezione. Si suppone sia perché l'aumento di precipitazione ha generato una leggera onda di pressione che ha viaggiato relativamente veloce attraverso la zona insatura, dove ha causato un grande cambio nella conducibilità idraulica e il rapido movimento di acqua immagazzinata nel terreno. Un fattore di controllo importante per la risposta idrologica per questo bacino è la curva di ritenzione di acqua nel suolo (=curve di risalita capillare), e che eventi anche modesti su un terreno umido, pur generando lievi variazioni nel carico

di pressione, possono provocare il rapido movimento dell'acqua immagazzinata nel terreno [Torres et al., 1998].

Il bacino di ricerca Maimai, in Nuova Zelanda, costituisce un caso senza eguali di sito sperimentale in cui le ricerche sono proseguite sin dalla fine degli anni '70, permettendo di volta in volta di testare formalmente le ipotesi proposte da ricercatori precedenti. Gli studi nel suddetto bacino hanno permesso lo sviluppo di un modello concettuale dettagliato dell'idrologia di versante a Maimai, modello che è cresciuto in complessità oltre che in descrizione analitica. Si può affermare che nessun approccio ha singolarmente risolto le complessità della generazione di deflusso nel ruscello in questo bacino con risposta rapida. L'area di studio è costituita da 8 piccoli bacini tra i quali M8 (con un'area di 3.8 ha) è quello che è stato studiato più approfonditamente.

Il primo approccio fu quello di Mosley (1979), che studiò il flusso nei macropori con traccianti-tintura e che diede una prima visione dei processi di versante, ipotizzando il deflusso dell'acqua nuova (dell'evento) attraverso vie preferenziali. Prima degli studi di Mosley, la generazione del deflusso era attribuita principalmente alle aree vicino al ruscello, mentre il deflusso subsuperficiale era considerato secondario (Freeze (1972), affermava che esso contribuiva al picco della portata solo in condizioni limitate e specifiche). Mosley osservò un flusso d'acqua in uscita da alcune "condotte" alla base degli scavi: l'importanza di questo meccanismo di flusso preferenziale attraverso macroporosità (pipe-flow) fu valutato in seguito mediante prove con traccianti-tinture, che fecero riscontrare una massima velocità del tracciante circa 300 volte la conducibilità idraulica satura. Mosley la attribuì ad un flusso subsuperficiale mediante macroporosità, ben più rapido del flusso saturo attraverso la matrice del suolo. Egli concluse inoltre che questo flusso era di acqua nuova, dato che non vi erano prove per un flusso traslatorio. Ora sappiamo che questo modello presenta dei limiti dato che successive indagini riveleranno che il tracciante era diluito, indicando che si era verificato un mixing: lo studio di Mosley mostrò tutti i limiti di un approccio a criterio singolo.

In seguito, studi con traccianti isotopici dimostrarono che l'acqua immagazzinata nel suolo e in profondità costituiva la maggior parte della portata del ruscello [Pearce et al., 1986, Sklash et al., 1986]. Pearce raccolse campioni settimanali di pioggia, acqua del suolo e del ruscello dal M8, per valutare conducibilità elettrica e le composizioni di Cl-, D e O18 dal 1977 al 1980. Vide che le variazioni di O18 nella pioggia andavano dal 3 al 12%, mentre gli altri campioni mostravano una inferiore variabilità stagionale, suggerendo che la maggior parte del mix tra acqua nuova e vecchia avvenisse nel versante e che l'acqua nuova contribuiva solo in piccola parte all'acqua in uscita: l'acqua vecchia dominava il flusso del ruscello in tutti gli eventi. Pearce e Sklash misurarono grandi variazioni nella risalita della falda. I piezometri vicino la valle mostravano la risposta più consistente e il deflusso superficiale avveniva solo nelle aree più a valle. Il modello proposto da Pearce e Sklash ipotizzava l'esistenza di due meccanismi: conversione della frangia capillare in acqua freatica e rapido deflusso laterale con spostamento di acqua vecchia in aree con suolo più profondo da zone di suolo più sottile, meccanismi provocati dall'acqua nuova ma comunque l'acqua vecchia proveniente dalle zone sature dominava il deflusso. Il cuneo di saturazione si sviluppava velocemente quando l'acqua piovana si infiltra convertendo le zone sature in zone freatiche, negando quindi la trasmissione mediante macropori. Ma i limiti di questo modello erano la mancanza di dati fisici del suolo e il fatto che non vi fosse prova diretta di un innalzamento della falda. In effetti, per eventi più consistenti, il fenomeno del flusso in macropori venne osservato.

McDonnell (1990) utilizzò un approccio combinato di traccianti isotopici e chimici con misure tensiometriche dettagliate per spiegare le discrepanze tra i due modelli precedenti. Se Pearce e Sklash affermarono che eventi più intensi mostravano portate dominate da acqua vecchia pre-evento, alcuni semplici calcoli mostrarono che i volumi d'acqua immagazzinata nei pressi del ruscello prima dell'evento erano insufficienti a spiegare il picco di portata di acqua vecchia durante numerosi eventi. Inoltre, durante un evento più consistente, il potenziale del suolo negli strati più

bassi rispondeva istantaneamente alla pioggia, come se vi fosse stato un bypass verticale d'acqua. McDonnell distinse quindi una conducibilità idraulica della matrice K^* , e una del suolo tenendo conto anche delle macroporosità (K_{sat}). Se l'intensità di pioggia eccede la conducibilità idraulica della matrice, poteva esservi ristagno e bypass verticale. Il modello descrive l'infiltrazione di acqua nuova verso il basso, creando una superficie freatica sospesa all'interfaccia suolo-roccia, dove essa si meschia con un volume molto maggiore di acqua vecchia e genera deflusso attraverso macroporosità.

Studi successivi, grazie anche agli esperimenti con traccianti effettuati da Brammer (1985), portarono McDonnell a sostenere che la distribuzione della saturazione subsuperficiale e lo sviluppo della falda parevano controllati dalle depressioni nella superficie del bedrock [McDonnell et al., 1998]. Il nuovo modello concettuale del bacino di Maimai si basò quindi sulla topografia del bedrock, e non su quella della superficie del suolo [McGlynn et al., 2002].

La serie di esperimenti e di studi condotti nel bacino Maimai dimostrò come siano complessi i meccanismi che possono generare il deflusso, e come gli stessi modelli concettuali di un bacino possano evolversi, sulla base di nuove informazioni, nel corso degli anni.

Freer confermò che i percorsi di flusso nei versanti sono dipendenti dalla forma della superficie del bedrock sottostante piuttosto che dalla superficie topografica sia mediante i suoi studi sul bacino Maimai che a Panola [Freer et al., 1997, Freer et al., 2002]. Quest'ultimo è un bacino di 41 ha sul quale è stata scavata una trincea per ottenere un piccolo versante di 20m x 48m, intensamente studiato. Freer monitorò il flusso dalla trincea e da macropori durante 3 eventi, osservando flusso matriciale per ogni evento considerato, mentre quello nei macropori solo nei 2 più intensi. Affermò inoltre che la risposta della trincea è controllata dalla bedrock topography piuttosto che da quella superficiale.

D'altro canto, un'analisi svolta da Tromp-vanMeerveld e McDonnell (2006a, 2006b) su svariati eventi registrati nel medesimo versante Panola suggerisce che la

topografia del bedrock potrebbe non essere il controllo dominante sul deflusso, come invece avevano suggerito i lavori di McDonnell (1996) e Freer [Freer et al., 1997, Freer et al., 2002], ma che siano le condizioni di umidità del suolo antecedenti l'evento a determinare in maniera decisiva l'evento di piena. Viene quindi suggerito che la risposta idrologica potrebbe essere basata su una soglia di precipitazione, ed il fattore che maggiormente controlla la risposta subsuperficiale varia a seconda dell'intensità di precipitazione.

Anche studi sui bacini giapponesi Fudoji e Toinotani [Uchida et al., 2004] hanno evidenziato la dipendenza della portata da versante da diverse caratteristiche. Durante eventi di precipitazione intensa la portata è correlata alla pressione nella zona di monte del versante. Durante eventi più modesti, per suoli molto permeabili (come nel caso del Fudoji) il deflusso è legato all'area di saturazione subsuperficiale, indipendentemente dalla condizione di saturazione antecedente e dall'intensità della pioggia; per suoli con matrice scarsamente permeabile (Toinotani) la portata non è legata all'area di saturazione subsuperficiale, poichè la zona idrologicamente attiva all'interfaccia 'suolo-condotte' e la rete di macroporosità variano con la condizione di umidità e con la durata della saturazione: in pratica, è necessario del tempo perchè avvenga la connessione e si attivino percorsi idrologici preferenziali.

Gli studi condotti sul bacino G1 (6300 m^2), in Svezia [Rodhe et al., 1996], hanno permesso di stimare i tempi di residenza dell'acqua. Tale bacino è stato coperto da una tettoia e irrigato con acqua di lago: si è quindi effettuato uno studio valutando variazioni di T, O18 e D per stimare i tempi di residenza dell'acqua, mediante una separazione dell'idrogramma isotopico. Si è trovato che in 7 mesi e mezzo l'acqua vecchia viene sostituita da quella nuova. Interessante la relazione tra indice topografico e frazione di acqua vecchia-nuova: più l'indice è basso (area drenante piccola, pendenza elevata), più è abbondante la frazione di acqua nuova.

In letteratura si trovano numerosi altri esperimenti. Più recentemente, ad esempio, si segnalano gli studi di Scherrer in Svizzera (2007): su 18 porzioni di versante di 60 m^2 coltivati a pascolo sono state applicate intensità di precipitazione tra 50-

100 mm/h per intervalli tra 3 e 6 ore, per misurare, analizzare e classificare i deflussi generati. Nella maggioranza dei casi la maggior parte del deflusso era dovuto a saturazione superficiale (overland flow), mentre solo in pochi siti era dominante il deflusso subsuperficiale attraverso macroporosità. Per evidenziare e classificare i processi dominanti in ogni sito, sono stati svolti anche esperimenti di irrigazione con alta intensità per 48 ore. I risultati generali sono riassumibili nell'affermare che i processi di deflusso e rate di flusso sono determinati da struttura del suolo, numero e orientazione di percorsi preferenziali ed effetti di ostacoli all'infiltrazione. Generalmente il deflusso superficiale è risultato dominante, ma in certe condizioni il deflusso subsuperficiale è significativo. In questo studio, la previsione dei processi per eventi estremi con intensità tra 50 e 100 mm/h funzionano ragionevolmente in 12 dei 18 siti. I coefficienti di runoff in genere aumentano all'aumentare del contenuto d'acqua del suolo. Nonostante ciò, non vi è relazione diretta tra condizioni antecedenti e il deflusso risultante. Il processo dipende dalle interazioni tra rate di infiltrazione, cambiamenti nell'acqua immagazzinata nel suolo, drenaggio dell'acqua del suolo. La complessa interazione tra i suddetti - e altri - fattori in alcuni siti, influenza la formazione di deflusso e che necessita di ulteriore ricerca.

Risulta evidente che l'ambito della risposta idrologica di versante deve essere oggetto di ulteriori studi ed approfondimenti, essendo ancora ben lungi da una soddisfacente comprensione e modellazione dei fenomeni in atto. E' intuibile che un apporto utile può ritrovarsi in attività di ricerca che connubino la sperimentazione e l'utilizzo di modelli numerici dettagliati, per definire i più appropriati modelli idrologici di versante che consentano di rappresentare la natura variante della loro risposta e le dinamiche legate all'acqua "vecchia", ovvero immagazzinata nel versante a seguito di eventi di precipitazione precedenti, e a quella "nuova", cioè dovuta ad un evento di precipitazione in atto. Una comprensione più approfondita di tali fenomeni risulta di cruciale importanza poiché si è riscontrato, in alcune prove condotte da McDonnell (1990), che il contributo alla risposta idrologica di versante apportato dall'acqua già immagazzinata nel terreno può risultare

preponderante in moltissime condizioni.

In questa tesi si vuole affrontare lo studio della risposta idrologica di un bacino alla piccola scala per mezzo di strumenti modellistici, con lo scopo di analizzare i processi fisici importanti nella generazione del deflusso in un'applicazione reale. Per questo si è individuato un bacino di piccole dimensioni (15700 m^2) dove effettuare misure di dettaglio per poi procedere con la opportuna calibrazione del modello prescelto e l'analisi dei processi rilevanti. Negli ultimi anni diversi modelli che accoppiano flusso superficiale e sotterraneo sono apparsi nella letteratura. Per una rassegna di tali modelli si vedano i recenti lavori di [Kampf and Burges, 2007] e di [Furman, 2008]. Si è deciso di utilizzare il modello CATHY [Bixio et al., 2000], [Bixio et al., 2002], [Camporese et al., 2009] che risolve in maniera accoppiata le equazioni di deflusso superficiale, definite da una approssimazione diffusiva delle equazioni di Navier Stokes risolte numericamente con un metodo di Muskingam-Cunge, con l'equazione del flusso in mezzi porosi a saturazione variabile (equazione di Richards), risolta in un dominio tridimensionale con un metodo agli elementi finiti. Tale modello ben si presta alla descrizione dettagliata e accurata dei processi di versante, ma può essere applicato anche a bacini idrografici a scala più grande, caso in cui risulta peraltro limitato dalla richiesta di grandi quantità di dati e di risorse computazionali. Si è quindi proceduto all'installazione di un sito sperimentale nel bacino prescelto per la misura delle grandezze di interesse alla calibrazione del modello e alla sua validazione. In particolare, sono state effettuate diverse campagne geofisiche per la caratterizzazione del sottosuolo, si sono eseguite campagne topografiche di dettaglio, si sono installati piezometri per la misura del livello di falda a diverse profondità, in maniera tale da caratterizzare con il maggior dettaglio possibile le formazioni geologiche di interesse. Il sito sperimentale è stato completato con strumenti per la misura delle precipitazioni e delle portate alla sezione di chiusura, oltre che della pressione capillare in alcuni punti di controllo.

Si presentano nei seguenti capitoli alcuni risultati sperimentali e modellistici ottenuti nel bacino sperimentale strumentato per il monitoraggio idrologico, il cui

suolo e sottosuolo sono stati caratterizzati mediante metodi geofisici e geognostici. Gli strumenti modellistici adottati accoppiano i flussi superficiale e subsuperficiale e, per calibrazione rispetto ad alcuni eventi registrati in sito, permettono di evidenziare i processi idrologici dominanti la generazione del deflusso, con riflessi di rilievo per il problema idrologico generale e per il sito sperimentale in particolare.

Nel Capitolo 1 viene descritta la parte sperimentale che il lavoro svolto ha richiesto, a partire dall'individuazione e la descrizione del sito di studio, si evidenziano poi le tecniche di acquisizione di dati ed informazioni idrogeologiche, oltre ad una vasta gamma di indagini atte alla caratterizzazione del bacino.

Il Capitolo 2 presenta il modello numerico utilizzato, le equazioni matematiche che lo regolano e la trattazione dei due aspetti della generazione della risposta idrologica, il deflusso superficiale e quello subsuperficiale. Inoltre è riportata brevemente una descrizione della soluzione del modello accoppiato e l'interazione tra i due stati - superficiale e subsuperficiale, appunto.

Il Capitolo 3 definisce le ipotesi assunte nel modello a partire dalle informazioni sulla caratterizzazione strutturale, ulteriori ipotesi assunte e alcuni esempi di analisi di sensibilità sui parametri.

Il Capitolo 4 illustra la calibrazione/validazione del modello adottata e alcune considerazioni effettuate sulla base di esperimenti numerici ai fini di valutare l'importanza relativa dei processi in atto a scala di versante.

Infine, il Capitolo 5 riporta alcune considerazioni riassuntive, conclusioni e possibili sviluppi futuri.

Capitolo 1

Attività sperimentale: acquisizione dati idrologici e misure di campo

Nel presente Capitolo si riporta una descrizione del sito individuato per il monitoraggio idrologico, assieme ad una sintesi della totalità delle prove e delle campagne di misura effettuate.

1.1 Ricerche preliminari

Per lo studio dei processi idrologici di versante si è in primo luogo ritenuto necessario individuare un sito sperimentale che fosse idoneo all'acquisizione di dati idrologici e con caratteristiche geologiche, di dimensioni e di piovosità che fossero soddisfacenti alcuni requisiti. In particolare, il versante di studio doveva presentare dimensioni ridotte, per consentire un monitoraggio di dettaglio tramite gli strumenti installati in loco, e pendenze non troppo elevate.

I candidati sono stati ricercati nel territorio dell'alto Vicentino, in corrispondenza di alcuni modesti rilievi: tale zona è stata prescelta sia per motivi di utilità pratica (relativa vicinanza alla sede universitaria), sia per le caratteristiche di piovosità medie (attorno ai 1500 mm di precipitazione annua) più elevate rispetto alle zone collinari nei pressi di Padova e Vicenza (mediamente 1000 mm annui).

La ricerca preliminare si è svolta prevalentemente estraendo reti di drenaggio per individuare piccoli bacini mediante il programma TauDEM [Tarboton, 1997], congiuntamente ai successivi sopralluoghi in loco per verificare le caratteristiche dei siti: nel settembre del 2006 si è infine selezionato un piccolo bacino con le caratteristiche ricercate.

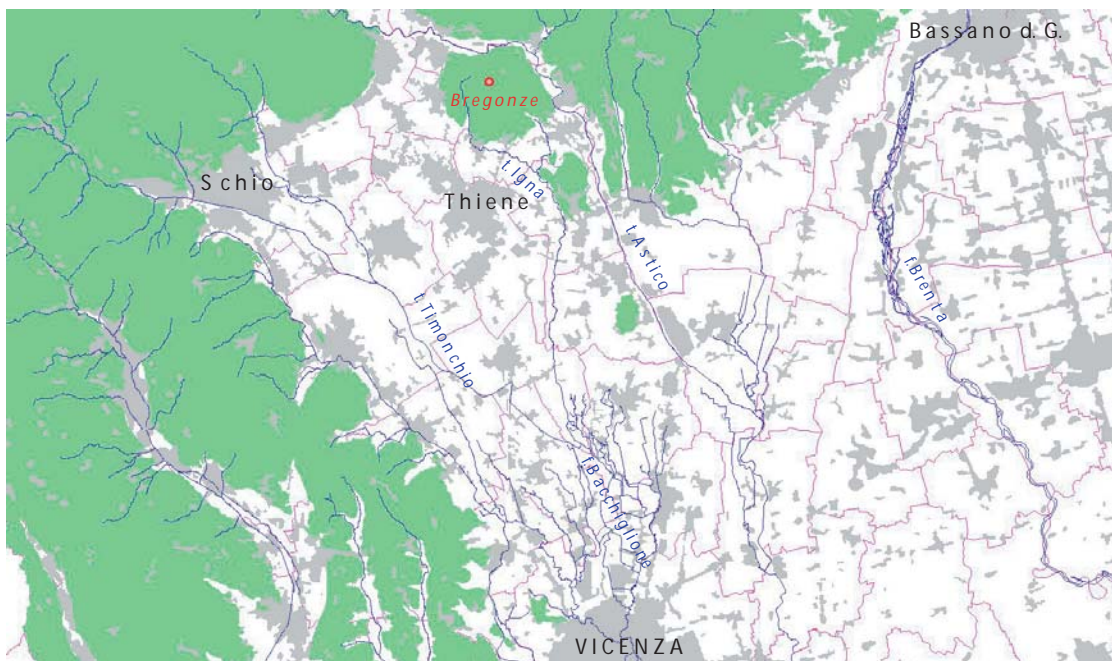


Figura 1.1: *In alto, in Figura, localizzazione del sito sperimentale nella zona collinare delle Breganze, alto Vicentino. In verde sono indicati i rilievi.*

1.2 Descrizione del sito ed inquadramento geologico

Il sito sperimentale è ubicato in località *Moschele*, al confine tra i territori comunali di Carrè e Chiuppano, in provincia di Vicenza.

Dal punto di vista fisiografico generale, il sito di studio si colloca nell'ambito del rilievo collinare delle *Bregonze*, in una porzione di versante la cui quota altimetrica è compresa tra i 350 e 400 metri s.l.m.m. (Figura 1.1). In particolare, la zona selezionata per gli studi sperimentali consiste in una porzione di terreno in prossimità di uno spartiacque, dove il pendio si fa più scosceso nei pressi di un'incisione, sede di un ruscello effimero. In Figura 1.2 si può osservare una foto aerea della zona descritta: si osservi il concentrarsi della vegetazione proprio in corrispondenza dell'acqua. Le pendenze medie dell'area, specie nella parte di monte del bacino, sono piuttosto ridotte, dell'ordine dei 10° (tra 7° e 15°); vicino all'impluvio però i versanti diventano più ripidi e scoscesi, con pendenze anche del 45° . Nei pressi dell'incisione, oltre ad essere sviluppata una vegetazione piuttosto fitta, sono presenti anche numerose radici, rocce e sassi.

In Figura 1.3 si possono notare alcune visuali del sito di studio.

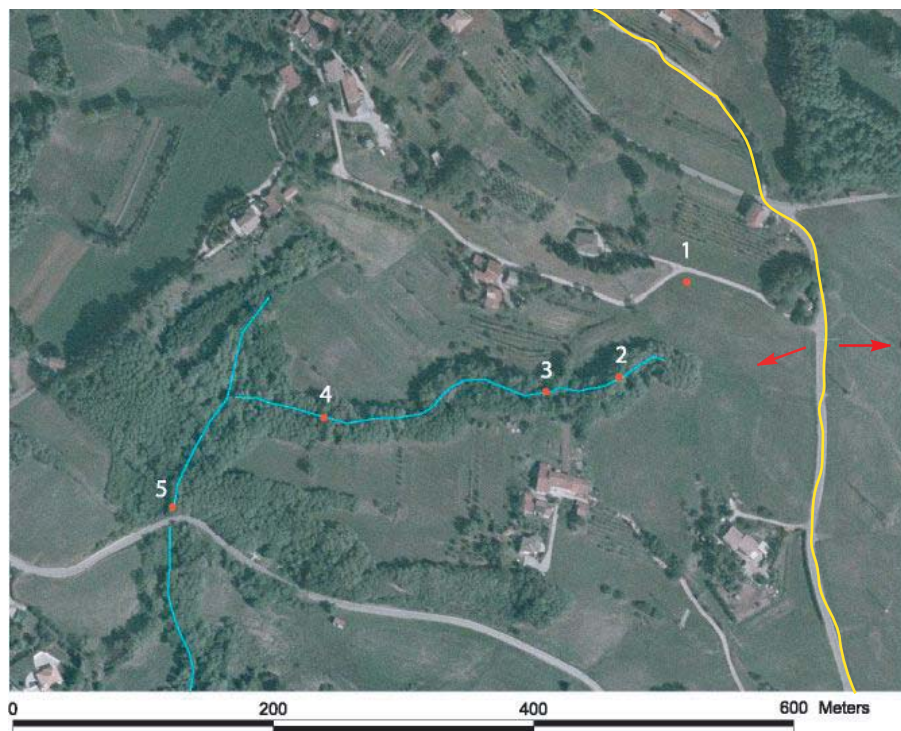


Figura 1.2: Ortofoto del sito d'interesse: in giallo è indicato lo spartiacque; la linea azzurra indica la posizione corrispondente al ruscello effimero e i pallini rossi alcune sezioni illustrate in Figura 1.3.



(a) vista 1 - settembre



(b) vista 1 - gennaio



(c) vista 2



(d) vista 3



(e) vista 4



(f) vista 5

Figura 1.3: Alcune visuali nel sito delle Bregonze: dall'alto, due viste da monte (Nord, punto 1 in Figura 1.2) in periodi diversi; in sequenza, vista dai punti 2, 3, 4, 5 indicati in Figura 1.2.

Per quanto riguarda l'inquadramento geologico, la presenza di vasti affioramenti di rocce vulcaniche basaltiche e vulcanoclastiche nei rilievi collinari testimonia l'intensa attività eruttiva basica svoltasi nell'Oligocene e parzialmente nel Miocene. Tali vulcaniti occupavano le aree strutturalmente depresse con direzione NNW-SSE, appartenenti al graben oligocenico-miocenico del Marosticano, successivamente interessato alle ultime fasi del corrugamento alpino che alla fine del Terziario, 10 milioni di anni fa, fece emergere tutta la fascia pedemontana del vicentino.

Nell'area delle Bregonze le manifestazioni vulcaniche sono di tipo basico (in particolare basalti olivinici); le lave più caratteristiche della zona sono quelle ossidate, rossastre o grigiastre, per lo più bollose e vacuolari, facile preda dell'alterazione, soprattutto se coriacee. Si tratta di un complesso vulcanico costituitosi in condizioni subaeree durante l'Oligocene medio e probabilmente parte del superiore. Fra i prodotti di origine eruttiva si segnala inoltre la locale presenza di bancate di tufi che contengono scorie e frammenti di lava e di rocce sedimentarie.

Dal punto di vista litologico-stratigrafico, il sottosuolo dell'area è caratterizzato dalla presenza di estese coperture detritiche a dominante componente argillosa e limoso-argillosa, derivanti dalla degradazione e alterazione delle formazioni vulcanitiche di base (Relazione del Dr. Geol. Andrea Massagrande).

1.3 Installazione strumenti monitoraggio idrologico

Una volta individuato il sito idoneo allo studio, per poter osservare e studiare in dettaglio la generazione del deflusso si è stabilito di limitarsi ad una porzione ridotta di bacino, installando alcuni piezometri e tensiometri su un transetto perpendicolare al ruscello (Figura 1.5), circa 150 metri più a valle dello spartiacque, che coincide con una strada asfaltata (Figura 1.2).

Il bacino, chiuso alla suddetta sezione, è stato quindi individuato analizzando l'andamento delle curve di livello (isoipse) del modello digitale del terreno (DTM) della Regione Veneto: operativamente, i suoi contorni sono stati ricavati da un lato seguendo il confine delimitato da una strada sterrata (si veda in Figura 1.4) e da una collinetta-rialzamento naturale del suolo; dall'altro si è seguita la direzione perpendicolare alle isoipse. Il bacino così individuato presenta un'area di circa $15700m^2$. Per i dettagli si rimanda al Paragrafo 1.4, dove è descritto con più precisione come si è ottenuto il DEM (Digital Elevation Model) per le successive simulazioni.

Alcune caratteristiche geometriche del sito di studio sono riassunte in Tabella 1.1.

Area	15700 m^2
Pendenza media	10°
Pendenza massima	45°
Larghezza massima	190 m
Lunghezza massima	190 m
Quota minima	375 m s.l.m.m.
Quota massima	395 m s.l.m.m.

Tabella 1.1: Riassunti caratteristiche del bacino sulle Bregonze.

Gli strumenti sono stati quindi collegati ad un datalogger (Figura 1.6), ovvero un acquirente 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, solitamente dotato di una grande capacità di memoria e con dimensioni ridotte, generalmente si alimenta mediante una batteria comune (da automobile).



Figura 1.4: *La linea arancione rappresenta il limite del bacino di studio, chiuso alla sezione con gli strumenti di monitoraggio; in rosso è indicato lo stramazzo; il cerchietto nero-azzurro rappresenta il pluviometro.*

Di seguito, nel presente Paragrafo, si riporta una descrizione dettagliata della strumentazione installata ai fini del monitoraggio.



Figura 1.5: *Transetto con alcuni strumenti per il monitoraggio idrologico in destra idrografica.*



Figura 1.6: *Cassetta contenente datalogger e batteria 12V per alimentazione; a destra, il datalogger GEOLÓG, utilizzato per le acquisizioni dei sensori in sito.*

1.3.1 Piezometri: misure della quota di falda

Nell'aprile del 2007 tre tubi di alluminio fenestrati nella parte inferiore (piezometri) sono stati installati trivellando manualmente il terreno nei pressi del ruscello: il primo (piezo1) giunge ad una profondità di 0.97 m rispetto al piano campagna; il secondo (piezo2) arriva a 1.23 m e il terzo (piezo3) a 1.27 m (Figura 1.8). Non

è stato possibile scavare più a fondo a causa della presenza consistente di sassi e frammenti rocciosi, che hanno reso difficoltosa l'operazione. I piezometri sono stati dotati di misuratori di livello (trasduttori di pressione, Figura 1.7), in grado di acquisire in continuo la pressione esercitata sul fondo del tubo, e quindi restituire la quota della superficie freatica rispetto al livello del mare. I trasduttori sono stati collegati ad un datalogger (GEOLOG, Figura 1.6) con lo scopo di registrare con intervallo di tempo orario i suddetti dati idrologici.



Figura 1.7: *Trasduttore di pressione (modello ATM-N della STS).*

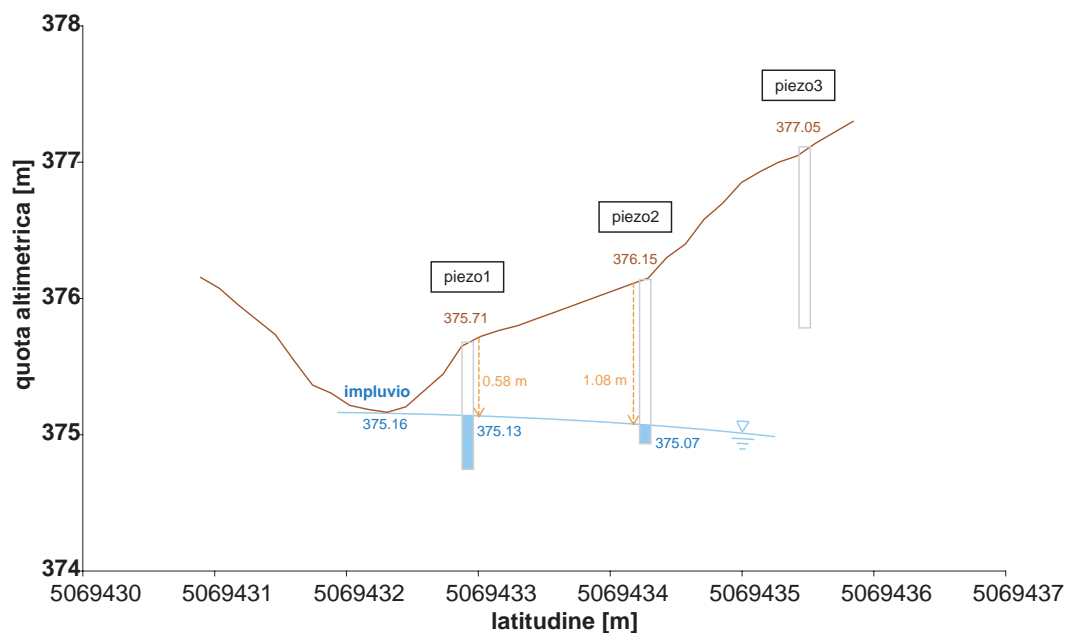


Figura 1.8: *Sezione del transetto coi tre piezometri installati: vista da monte*

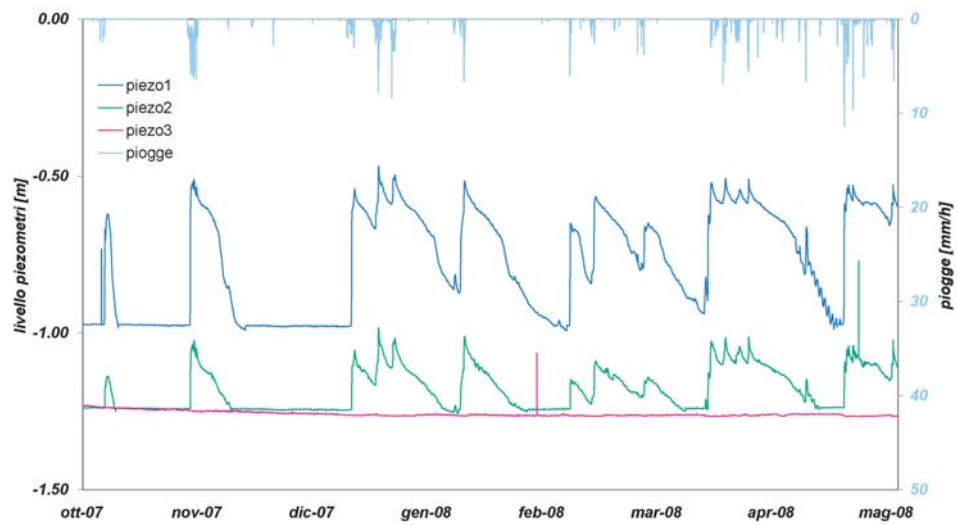


Figura 1.9: Profondità, rispetto al piano campagna, della superficie freatica registrata ai tre piezometri.

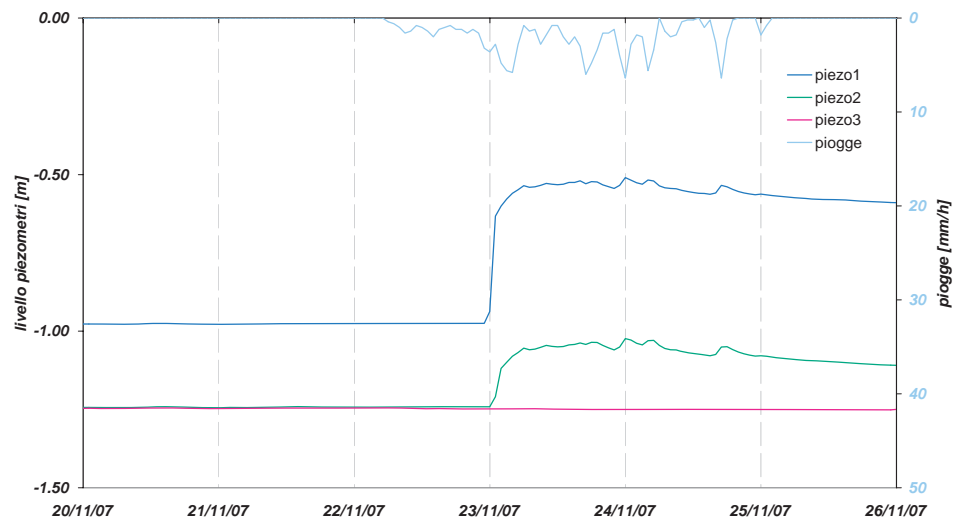


Figura 1.10: Profondità, rispetto al piano campagna, della superficie freatica registrata ai tre piezometri: zoom

Il trasduttore di pressione per misure di livello (modello ATM/N della *STS*) restituisce un segnale in uscita in termini di corrente elettrica compresa tra 4 e 20 mA, che, a seconda delle specifiche tecniche della sonda, può essere convertito in un valore di livello in un range tra gli 0 e i 5 metri di colonna d'acqua.

Si riporta, a titolo esemplificativo, l'acquisizione dei livelli dell'acqua nei piezometri, dalla superficie del suolo, per una frazione del periodo monitorato (Figura 1.9): si può osservare innanzitutto il limite fisico dovuto alla scarsa profondità rispetto al piano campagna dell'installazione dei piezometri: la superficie freatica scende sicuramente al di sotto della profondità a cui è collocato il trasduttore, ma la sonda non è in grado di registrarlo al piezometro 3, che non evidenzia nessuna variazione del livello poichè non è sufficientemente profondo (Figure 1.8, 1.9).

Inoltre, zoomando l'immagine, si nota come la risposta dei piezometri non sia sincronizzata ma, come è ragionevole, il primo a percepire la variazione di livello è quello più vicino all'impluvio (piezo1)(Figura 1.10).

Confrontando poi l'effettiva generazione di deflusso nel ruscello con il livello d'acqua registrato ai piezometri, si è osservato che il livello al piezometro 1, in corrispondenza alla presenza d'acqua nell'impluvio, è di circa 58 cm sotto la superficie del piano campagna; contemporaneamente, al piezometro 2 si ha la superficie freatica a circa 1.08 m dalla superficie, come è illustrato in Figura 1.8.

1.3.2 Tensimetri: la misura delle pressioni capillari

Contemporaneamente e nei pressi dei piezometri, sono stati installati anche 12 tensimetri (T4 e T5 UMS®), Figura 1.11), strumenti per misurare la pressione capillare nel terreno parzialmente saturo. Quando si trovano in condizioni di saturazione, i tensimetri misurano una pressione positiva, come i trasduttori di pressione per il monitoraggio della falda.

Il tensimetro è uno strumento per la misurazione del carico di suzione, cioè la forza con cui l'acqua è attratta e trattenuta nel terreno. Tale carico di suzione, detto anche pressione capillare, viene espresso tipicamente in metri di colonna

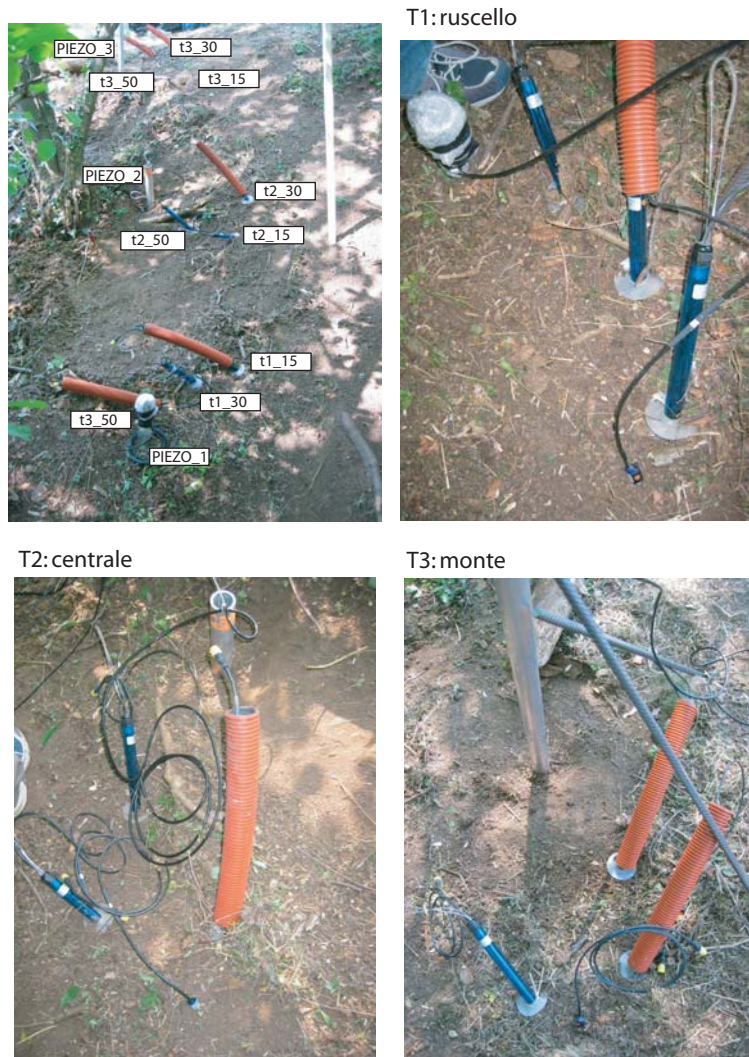


Figura 1.11: *Collocazione degli strumenti sul transetto di monitoraggio.*

d'acqua. Il tensiometro è costituito da un cilindro di materiale acrilico (il corpo del tensiometro), un tappo sulla parte superiore dove è presente un trasduttore di riferimento per la pressione dell'aria e una coppa porosa di ceramica all'altro capo, al cui interno è posizionato un sensore piezoelettrico di pressione che misura la tensione capillare dell'acqua nel suolo in riferimento alla pressione atmosferica. Si veda in Figura il tipico layout di un tensiometro [Figura 1.12, fonte: www.ums-muc.de].



Figura 1.12: *Schema di un tensiometro [fonte: www.ums-muc.de].*

Questi strumenti vanno generalmente installati inclinati rispetto alla superficie del suolo, anche per ottenere valori di pressione capillare lungo la stessa verticale ma a profondità diverse rispetto al piano campagna.

Dal puro punto di vista qualitativo, si osservino i dati acquisiti e convertiti in valori di pressione capillare (Figura 1.13).

Si nota principalmente che:

- nei periodi secchi, si desaturano di più i tensiometri più superficiali, ovvero la pressione capillare - in termini di valore assoluto - aumenta maggiormente nelle sonde installate ad una profondità minore rispetto al piano campagna;
- durante gli eventi di precipitazione, rispondono più velocemente i tensiometri meno approfonditi, evidenziando un ritorno alla pressione pari a zero anticipato rispetto ai tensiometri più profondi.

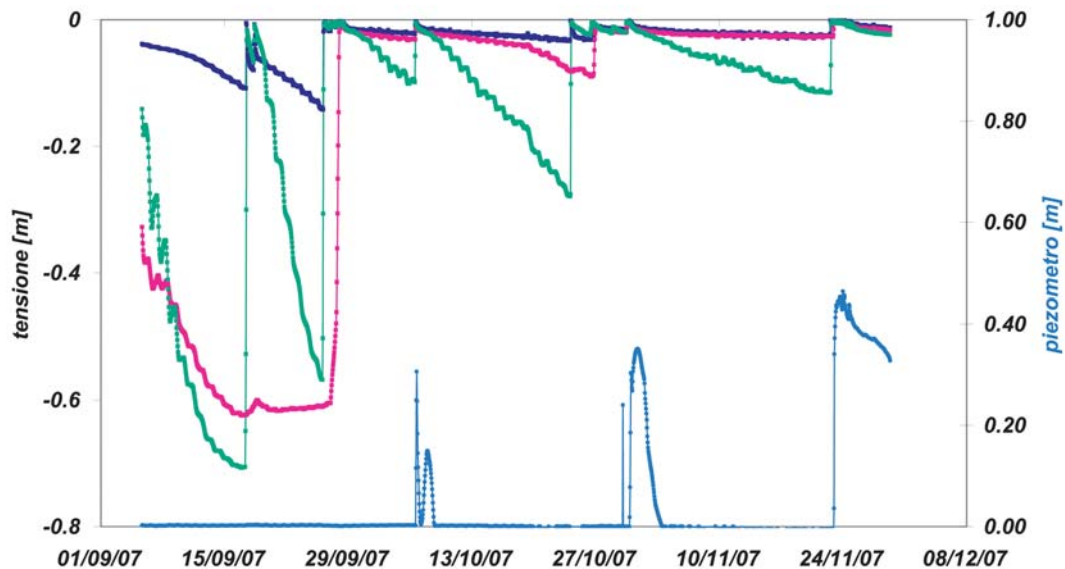


Figura 1.13: *Pressioni capillari nei tre tensiometri collocati presso il piezometro 1: in blu il piezometro più profondo, in verde il più superficiale.*

Tutto ciò a conferma del fatto che la parte di suolo più superficiale si satura/desatura per prima.

I dati di pressione capillare acquisterebbero più importanza se associati a valori di contenuto d'acqua nel terreno misurati contemporaneamente, per poter valutare le caratteristiche di ritenzione idrica del suolo; non è stato fin qui possibile, purtroppo, effettuare delle misure tramite TDR, quindi i suddetti dati forniscono un'indicazione solo qualitativa.

1.3.3 Pluviometro

Per registrare le precipitazioni, è stato installato un pluviometro ad impulsi, a debita distanza dalla vegetazione, utilizzando come appoggio un palo di cemento di un vigneto (Figura 1.14). Il pluviometro, collegato a sua volta col datalogger mediante cavo elettrico, è dotato di una vaschetta basculante di cui viene registrato ogni scatto, corrispondente ad una precipitazione di 0.2 mm. Come per gli altri strumenti collegati al datalogger, la registrazione dei dati avviene a scadenza oraria.

Successivamente, a causa di un guasto dello strumento, il pluviometro è stato sostituito con un altro modello, più recente, dotato di datalogger incorporato e alimentato autonomamente.



Figura 1.14: *Pluviometro installato in sito (cerchiato in rosso).*

1.3.4 Stramazzo a V

Per la misura delle portate, trattandosi di valori comunque contenuti, data anche la natura effimera del ruscello drenante il piccolo bacino esaminato, si è ritenuto

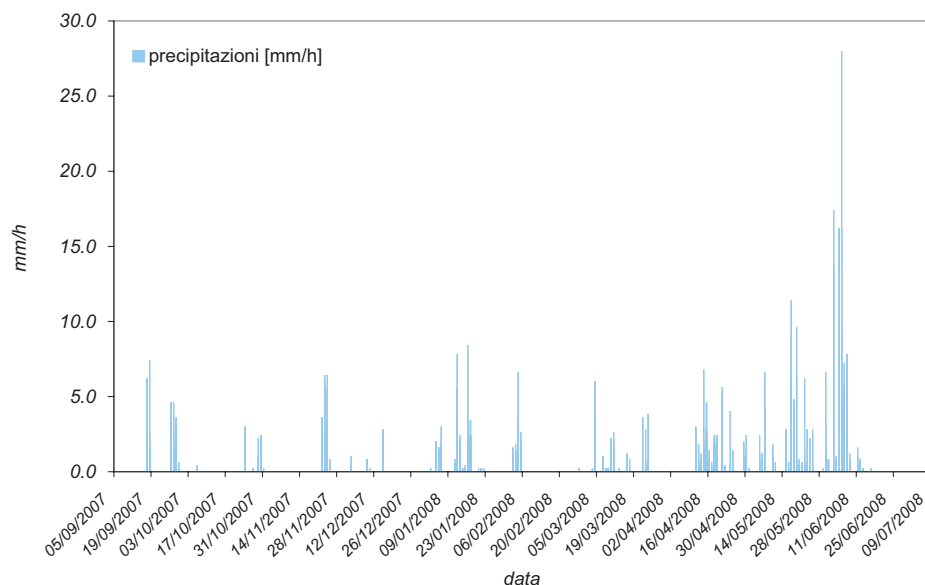


Figura 1.15: *Precipitazioni acquisite dal Pluviometro installato [mm/h].*

necessario installare in sito uno stramazzo a V, che risulta essere il più indicato per misurare piccole portate in quanto maggiormente preciso rispetto ad altri metodi. La posizione in cui collocare lo stramazzo è stato individuata pochi metri (circa 7) a monte del transetto di monitoraggio idrologico, in corrispondenza di un restringimento delle sponde (Figura 1.18). Contemporaneamente è stato installato un trasduttore di pressione (STS, modello DL/N-70, con datalogger incorporato) poco a monte dello stramazzo per determinare il livello d'acqua sfiorante.

E' stato misurato un dislivello di 24 cm tra vertice della V dello stramazzo e punto di misura per il trasduttore di pressione.

Per il calcolo delle portate, dati i livelli, si utilizza la formula di Kindsvater-Shen (1.1):

$$Q = \frac{8}{15} C_e \tan \frac{\alpha}{2} \sqrt{2gh_e}^{2.5} \quad (1.1)$$

dove

- C_e [-] è il coefficiente di portata, nel caso in esame pari a 0.578;

- α [rad] è l'angolo dello stramazzo, nel caso in esame pari a 90° ;
- h_e [m] = $h_a + K_h$, è l'altezza misurata corretta col fattore K_h , nel caso in esame pari a 0.001 m.

La portata così definita risulta espressa in m^3/s .

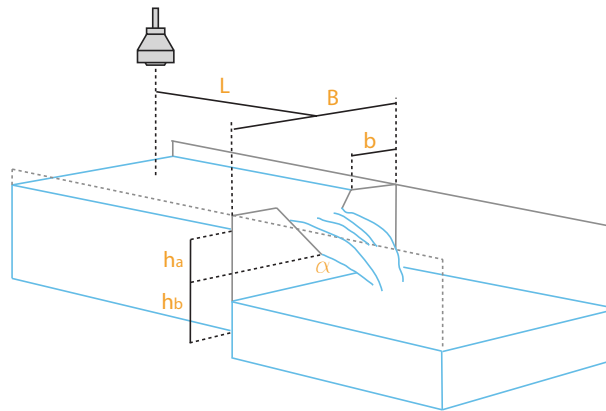


Figura 1.16: *Stramazzo a V.*



Figura 1.17: *Stramazzo visto da valle.*



Figura 1.18: *Stramazzo installato in sito: vista da monte; Transetto sullo sfondo.*

L'installazione dello stramazzo è stata effettuata manualmente: pertanto non si è potuto approfondire di molto lo scavo, a causa della cospicua presenza di rocce e sassi nel suolo. E' certo, quindi, che parte del deflusso subsuperficiale non venga intercettato dallo stramazzo, ma scorra al di sotto di esso, soprattutto nei periodi con portate modeste; durante gli eventi più consistenti, invece, è ragionevole supporre che la quasi totalità della portata defluisca sopra lo stramazzo.

Per verificare questa ipotesi, oltre a quella che la taratura di 24 cm applicata ai valori di livello registrati dal misuratore di livello sia corretta, sono stati effettuati alcuni bilanci tra precipitazioni e portate per brevi eventi di Maggio e Giugno 2008, durante i quali si potessero quindi trascurare le perdite dovute al deflusso sotto lo stramazzo e durante i quali l'evapotraspirazione potesse non essere considerata. Si è osservato che, con tale soglia di taratura, i volumi di precipitazione non eccedevano mai le portate defluite allo stramazzo, com'è logico che sia: mediamente circa il 50% del volume piovuto viene recuperato allo stramazzo. Solo per alcuni brevi e



Figura 1.19: *Acqua sfiorante allo stramazzo.*

intensi eventi i volumi piovuti-defluiti coincidevano, a conferma che la soglia di 24 cm fosse plausibile.

1.4 Rilievo GPS

Il modello digitale del terreno (DTM) da utilizzarsi per le successive simulazioni numeriche è stato inizialmente ottenuto a partire dal DTM con celle di risoluzione 5m x 5m fornito dalla Regione Veneto. In seguito, ai fini di ottenere una mesh di maggior dettaglio, in particolare nei pressi dell'impluvio, dove le pendenze del terreno sono più accentuate e la precisione del DTM è inferiore (a causa della presenza degli alberi) si è proceduto ad effettuare un rilievo GPS di alcuni transetti perpendicolari al ruscello.

In tale maniera è stato possibile interpolare, con il metodo del Kriging, i punti rilevati col GPS assieme alle posizioni corrispondenti al centro delle celle del DTM

5m x 5m, ad ottenere le quote altimetriche su una nuova griglia con quadrati di lato 2m. Tale griglia ha costituito quindi la superficie di riferimento (DEM, Digital Elevation Map) per il dominio ai fini delle simulazioni, come si osserva in Figura 1.20.

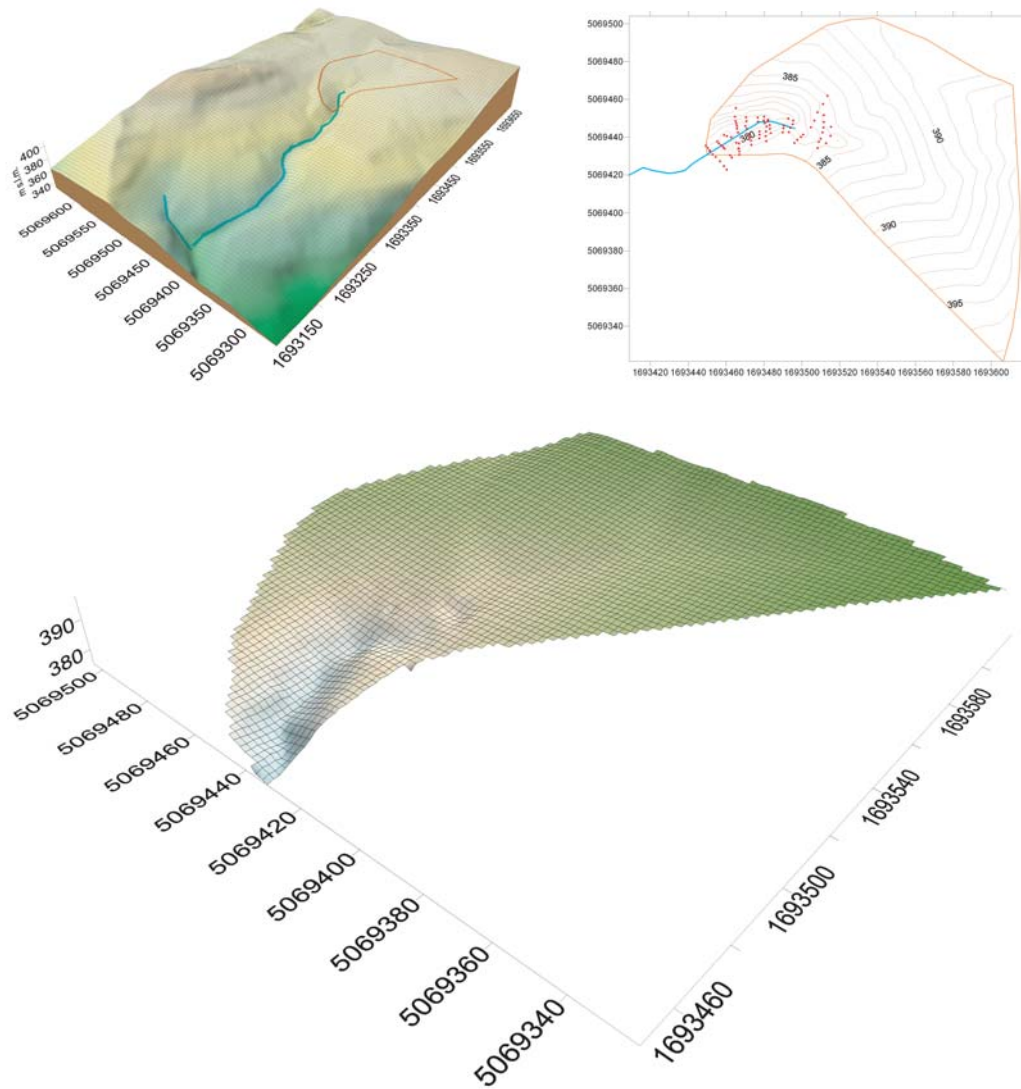


Figura 1.20: *Modello Digitale del Terreno (DTM) con celle 5m x 5m; rilievo GPS; DTM interpolato su griglia 2m x 2m.*

1.5 Analisi geotecniche

Tra l'11 maggio e l'8 giugno 2007 sono state effettuate alcune prove di carattere geotecnico su 13 campioni. Essi sono stati prelevati nelle posizioni indicate in Figura 1.21 (lettere A, B, C e D): nel punto A, vicino al ruscello, alle profondità di 30 cm, 95 cm e 115 cm rispetto al piano campagna; nel punto B, di circa 1 metro più distante dal ruscello, i campioni alle profondità di 100, 150, 185 e 205 cm rispetto al piano campagna; nel punto C, distante 11,5 metri da B, i campioni a 30, 95 e 110 cm; infine nel punto D, corrispondente alla trivellazione per il primo piezometro (piezo1), installato nei pressi del ruscello, più a monte dei punti precedenti, sono stati raccolti campioni alle profondità di 25, 40 e 55 cm rispetto al piano campagna.



Figura 1.21: *Collocazione dei punti di campionamento.*

Le indagini, svolte presso il laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica dell'Università di Padova, servivano a determinare in particolar modo la composizione granulometrica dei campioni ed il contenuto organico.

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. 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. La materia organica, anche in piccole quantità, dispersa in un terreno, produce un odore e un colore che può indicarne le proporzioni e descriverne alcune caratteristiche. Un terreno composto principalmente di sostanze organiche è classificabile come torba.

Più in dettaglio, si è proceduto a:

1. ricavare il contenuto d'acqua ($w\%$) su 2 campioni per ogni rappresentante dei 13 sondaggi;
2. ricavare il contenuto organico (Oc) su 2 campioni per ogni rappresentante dei 13 sondaggi;
3. effettuare l'analisi granulometrica sui campioni essiccati; nel caso in cui la percentuale passante al setaccio #200 eccedesse il 15%, è stata effettuata anche l'analisi aerometrica;
4. effettuare i limiti di consistenza (Atterberg) su 3 campioni per ogni rappresentante dei 13 sondaggi.

1.5.1 Contenuto d'acqua

Per determinare il contenuto d'acqua (o umidità) di una terra si determinano il peso del campione umido (allo stato naturale) e il peso del campione essiccato in forno ventilato a 105° . Il contenuto d'acqua, espresso in termini percentuali ($w\%$), viene calcolato come rapporto tra la quantità d'acqua contenuta nel provino e il peso del campione essiccato con l'equazione (1.2):

$$w = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100[\%] \quad (1.2)$$

dove P_w e P_s sono rispettivamente il peso della terra umida e della terra essiccata.

1.5.2 Contenuto organico

Per valutare la componente organica dei suoli il campione viene essiccato ulteriormente in forno alla temperatura di 440° . Dopo 33 ore di incenerimento la percentuale organica O_c si valuta come:

$$O_c = \left(1 - \frac{Ac}{P_s}\right) \cdot 100[\%] \quad (1.3)$$

dove Ac e P_s sono rispettivamente il peso secco netto del suolo incenerito a 440° e il peso netto del campione essiccato a 105° .

1.5.3 Analisi granulometrica

Analisi granulometrica per stacciatura a secco

La normativa stabilisce un metodo per la determinazione della distribuzione granulometrica degli aggregati mediante stacciatura.

La prova consiste nel dividere, per mezzo di una serie di setacci, un materiale in numerose classi granulometriche di dimensioni decrescenti. Il procedimento adottato è il lavaggio seguito da stacciatura a secco. Come specificato dalla norma UNI

EN 933-2 le aperture dei setacci devono essere omogenee, quadrate e simmetriche. Per le sezioni minori di 4 mm vengono usati setacci 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).

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 un setaccio di $63\mu\text{m}$ fino a che l'acqua di lavaggio risulta limpida. Si procede all'essiccazione della frazione trattenuta del materiale, in forno ventilato, fino a massa costante. Il materiale così ripulito viene versato nella colonna di setacci 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 setacciatura. Si determina quindi la massa del materiale trattenuto dai vari setacci.

Il resoconto dell'analisi granulometrica è la percentuale cumulativa della massa della porzione di prova passante attraverso i singoli setacci. I risultati vengono anche indicati graficamente ponendo sulle ascisse le aperture dei setacci e sulle ordinate la percentuale di materiale passante.

Analisi granulometrica per sedimentazione con aerometro

Per determinare la distribuzione granulometrica di terreni le cui particelle presentano diametro dei granuli < 0.075 mm, si utilizza l'analisi delle particelle fini per sedimentazione. Tale analisi si effettua quando la percentuale di passante al setaccio #200 (da 0.075 mm), ricavata durante la fase di lavaggio nella granulometria per vagliatura, è superiore al 10% del campione secco.

Le dimensioni delle particelle vengono determinate indirettamente, misurandone il tempo di sedimentazione all'interno di un cilindro (aerometro), contenente una dispersione formata da 40 g di particelle di materiale passante al setaccio #200, 5 g di esametafosfato di sodio tutto in acqua distillata per un volume totale di

1 litro. In base alla legge di Stokes, 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:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta_L}{\gamma_s - \gamma_L}} \cdot \nu \quad (1.4)$$

Con D = diametro della sfera (mm); η_L = viscosità dinamica del liquido (gs/m^2); γ_s = peso specifico della particella (g/cm^3); γ_L = densità del liquido (g/cm^3); ν = velocità di caduta (cm/s).

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.

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:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta_L}{\gamma_s - \gamma_L}} \cdot \sqrt{\frac{H_R}{\delta_t \cdot 60}} \quad (1.5)$$

dove H_R = percorso di sedimentazione delle particelle comprensiva della correzione al menisco del densimetro; t = tempo (espresso in minuti) 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:

$$P[\%] = R \cdot \frac{100}{P_S} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_L} \quad (1.6)$$

con $P_S = 40$ g 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.

1.5.4 Limiti di consistenza (o di Atterberg)

La normativa stabilisce il metodo per la determinazione dei limiti di consistenza (o di Atterberg) di una terra, ovvero quei valori di umidità assunti convenzionalmente per caratterizzare i seguenti passaggi:

- dallo stato liquido allo stato plastico: limite dello stato liquido $w_L\%$;
- dallo stato plastico allo stato semisolido: limite dello stato plastico $w_P\%$;
- dallo stato semisolido allo stato solido: limite di ritiro.

La prova viene eseguita solo sulla frazione granulometrica passante al setaccio 0,425. La setacciatura viene eseguita su materiale preventivamente essiccato e disgregato.

Il limite dello stato liquido

Il limite dello stato liquido è la percentuale di umidità alla quale una terra assestata per caduta del recipiente che la contiene per 25 volte è in grado di richiudere un solco praticato sulla sua superficie.

Si utilizza il cucchiaio di Casagrande, un apparecchio costituito da una coppa in ottone con un dispositivo meccanico che consenta la caduta ripetuta della coppa da un'altezza di 10 mm (Figura 1.22).

Si pone una parte di campione nel cucchiaio di Casagrande e si liscia con una spatola facendo in modo che lo spessore massimo sia di circa 10 mm (Figura 1.22). Con un utensile solcatore ricurvo si pratica un solco diametrale dall'alto verso il basso, asportando la terra in eccesso. Ruotando la manovella si fa cadere la coppa sulla base finché il solco si chiuda per una lunghezza di circa 13 mm e si rileva il numero di colpi.

Si ripete l'operazione fino ad ottenere la chiusura del solco per diversi numeri di colpi, comunque compresi tra 10 e 35. A questo punto si preleva dal centro della coppa una piccola quantità di materiale e se ne rileva l'umidità.

Si riportano i risultati ottenuti su un diagramma semilogaritmico, avente in scala lineare le umidità e in scala logaritmica il numero di colpi. I punti corrispondenti ai risultati delle 4 o più prove effettuate vengono collegati con una retta, sulla quale si stimerà il valore di umidità corrispondente ai 25 colpi. Tale umidità, espressa in percentuale, è il limite dello stato liquido (w_L).



Figura 1.22: *Cucchiaio di Casagrande.*

Il limite dello stato plastico

Il limite dello stato plastico è la percentuale di umidità alla quale una terra rullata con le dita in cilindretti, si frantuma non appena raggiunto il diametro di 3 mm. Dopo aver preparato il campione nello stesso modo di quello per la determinazione

dello stato liquido, con circa 15 g di terra si prepara una pallina all'incirca sferica. Sul piano di prova, superficie piana in marmo, mediante una leggera pressione delle dita la si riduce a cilindretti del diametro di 3 mm. Se il cilindretto si frantuma prima di raggiungere tale diametro, occorre bagnare ulteriormente la terra e ripetere la prova; se invece si può scendere al di sotto del diametro di 3 mm senza che il cilindro si rompa occorre ripetere la prova finché, essiccandosi per effetto delle continue manipolazioni, il cilindretto si frantumi non appena raggiunti i 3 mm di diametro. Dai frantumi del cilindretto di prova verrà rilevata l'umidità. L'umidità percentuale così determinata indica il limite dello stato plastico (wP) della terra. La differenza tra il limite dello stato liquido e dello stato plastico è detta indice di plasticità (IP). Per terre non plastiche si considera convenzionalmente l'indice di plasticità pari a zero.

Sui campioni prelevati non è stato invece effettuato il limite di ritiro.

1.5.5 Risultati delle prove geotecniche

Il contenuto d'acqua, calcolato per tutti i 13 campioni, ha un valore medio di circa 51%, con un unico picco di 112% per il campione denominato A-95; escludendo tale valore, la media scende a 45%.

Il contenuto organico assume valore medio del 10%, anche se alcuni campioni mostrano contenuti organici molto più elevati (B-205, C-30, D-40), probabilmente per l'ingente presenza di residui organici (radici) nel terreno incenerito.

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, nella quale una frazione di circa 40 g di passante al setaccio #200 viene diluita in 1 litro d'acqua dopo essere stata agitata per 10', e si determina la densità a determinati intervalli di tempo, per valutare la velocità di deposizione delle particelle e quindi i diametri delle stesse. Le areometrie hanno però presentato dei problemi in quanto il materiale da analizzare è quasi sempre incorso nel fenomeno della flocculazione, rendendo non attendibili i valori ottenuti, e non permettendo

quindi di determinare l'effettivo andamento della curva granulometrica per la parte più fine dei campioni e neppure la percentuale di argilla. Le cause di tale fenomeno non sono facilmente spiegabili, in quanto probabilmente legate alla composizione chimica del suolo stesso. L'unica eccezione è rappresentata dal campione D-25, per il quale non si è verificata flocculazione e si è potuta pertanto determinare la composizione granulometrica pressoché completa, seppur ipotizzando un valore di percentuale d'argilla che in realtà non è stato determinato.

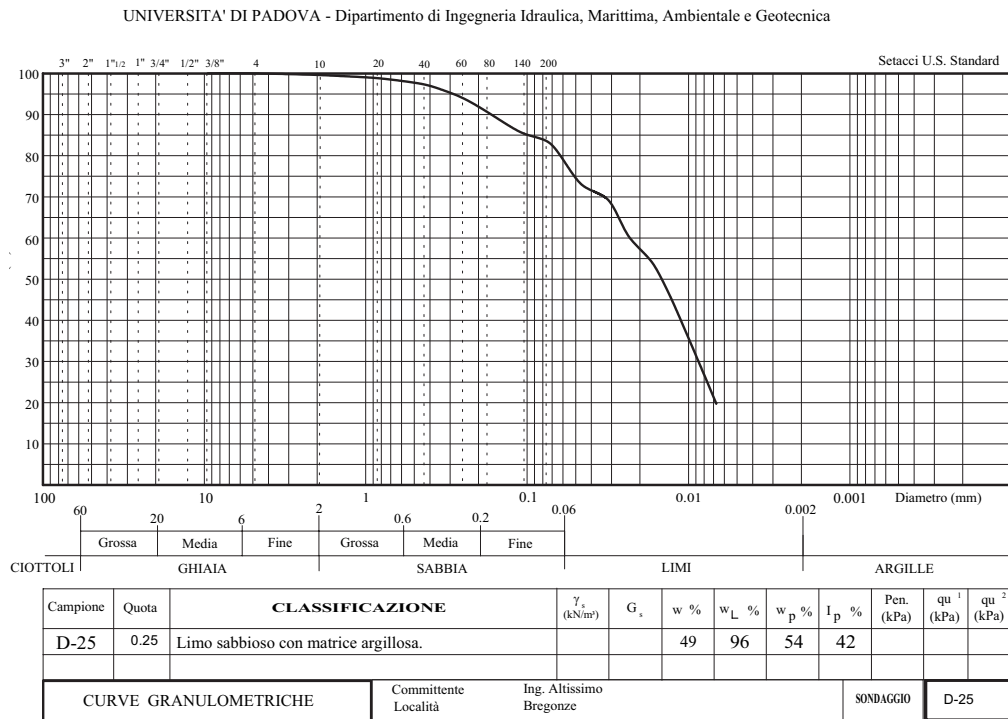


Figura 1.23: *Curva granulometrica campione D-25.*

I valori ottenuti mediante le suddette prove sono riassunti in Tabella 1.2, in Tabella 1.3 e in Tabella 1.4.

Tabella 1.2: *Contenuto d'acqua (w) e contenuto organico (Oc).*

Campione	Profondità [m]	w [%]	Oc [%]
<i>A</i> – 30	0.30	49	7.28
<i>A</i> – 95	0.95	112	10.82
<i>A</i> – 115	1.15	77	7.52
<i>B</i> – 100	1.00	44	6.48
<i>B</i> – 150	1.50	38	4.06
<i>B</i> – 185	1.85	39	5.03
<i>B</i> – 205	2.05	41	51.51
<i>C</i> – 30	0.30	42	24.31
<i>C</i> – 95	0.95	38	5.98
<i>C</i> – 110	1.10	40	6.19
<i>D</i> – 25	0.25	49	10.06
<i>D</i> – 40	0.40	43	29.84
<i>D</i> – 55	0.55	51	4.49

Tabella 1.3: *Riassunto dei valori riferiti ai campioni analizzati; * per il campione C-30 le percentuali granulometriche sono mancanti a causa di un errore nel procedimento.*

Campione	[m]	% Sabbia	% Limo	% Argilla	% Limo+Argilla
A – 30	0.30	25.49	-	-	74.51
A – 95	0.95	17.61	-	-	82.39
A – 115	1.15	15.36	-	-	84.64
B – 100	1.00	15.77	-	-	84.23
B – 150	1.50	25.89	-	-	74.11
B – 185	1.85	34.79	-	-	65.21
B – 205	2.05	25.22	-	-	74.78
C – 30	0.30	-*	-	-	-
C – 95	0.95	12.62	-	-	87.38
C – 110	1.10	14.09	-	-	85.91
D – 25	0.25	16.68	81.32	2.00	83.32
D – 40	0.40	27.76	-	-	72.24
D – 55	0.55	20.69	-	-	79.31

Tabella 1.4: *Limiti di Atterberg: wL e wP.*

Campione	Profondità [m]	wL [%]	wP [%]	IP
A – 30	0.30	73	44	29
A – 95	0.95	77	40	37
A – 115	1.15	75	50	25
B – 100	1.00	60	42	18
B – 150	1.50	54	36	18
B – 185	1.85	66	36	30
B – 205	2.05	65	37	28
C – 30	0.30	83	26	57
C – 95	0.95	70	30	40
C – 110	1.10	66	34	32
D – 25	0.25	96	54	42
D – 40	0.40	81	38	43
D – 55	0.55	86	35	51

La determinazione dei limiti di Atterberg serve per la classificazione dei terreni, ovvero per determinare se si tratti di limi o argille. A questo scopo, infatti, è possibile sfruttare la cosiddetta Carta di Plasticità e determinare la tipologia dei campioni. La classificazione tradizionale utilizza la Linea di Casagrande (Figura 1.24): si osserva che i campioni prelevati nei punti A e B sono tendenzialmente più argillosi; quelli recuperati in C e D più limosi. Non cambia comunque la considerazione che ci troviamo nell'ambito di suolo a componente molto fine, anche se non sempre distinguibile in frazione limosa e argillosa. Si ipotizza quindi che le permeabilità non potranno essere molto elevate.

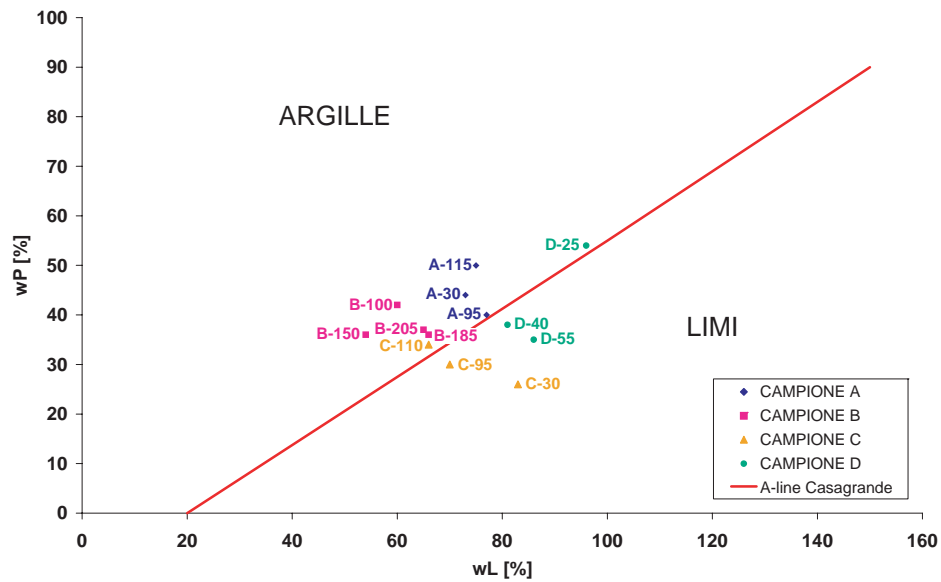


Figura 1.24: *Carta di Plasticità.*

1.6 Prospezioni geofisiche

Oltre alle indagini di tipo geotecnico, per meglio investigare e caratterizzare il sottosuolo ai fini degli studi idrogeologici si è ritenuto utile applicare alcune prospezioni geofisiche perché queste, eseguite in superficie, consentono di determinare con sufficiente dettaglio i tipi di rocce esistenti, la geometria degli acquiferi, l'andamento delle strutture sepolte, attraverso la misura di alcune proprietà fisiche, quali ad esempio la resistività o conducibilità elettrica; la permeabilità elettrica o costante dielettrica; la permeabilità magnetica; le cariche elettriche degli elementi e dei composti, peso atomico e molecolare [1].

Le tecniche geofisiche hanno trovato vasta applicazione nell'ultimo decennio soprattutto perché si tratta di metodi non invasivi: alcuni di essi sono, ad esempio, la Tomografia Elettrica e la Polarizzazione Indotta, la Geoelettrica, il Georadar, il metodo Elettromagnetico, le Geosismiche.

Nel presente Paragrafo vedremo alcune tecniche geofisiche che sono state utilizzate nel sito di studio, grazie alla collaborazione del Dipartimento di Geoscienze dell'Università di Padova.

1.6.1 Geoelettrica

La geoelettrica si basa sull'immissione di correnti elettriche nel terreno con due o più elettrodi, detti elettrodi di corrente, e sulla misura della tensione (differenza di potenziale) tra altri due elettrodi, detti di potenziale. A seconda della distanza reciproca tra gli elettrodi che immettono la corrente e gli altri due che la misurano, si possono investigare profondità sempre maggiori di terreno. Il parametro caratteristico misurato è la resistività elettrica del terreno ρ (l'inverso della conducibilità σ), dipendente dal tipo di terreno stesso (ovvero dalla petrografia delle particelle che lo costituiscono), dal coefficiente di saturazione, dalla cementazione, dalla porosità, e si esprime in Ωm [2].

La misura di resistività del terreno è effettuata, nella maggior parte dei casi, utilizzando dispositivi riconducibili ad uno schema di configurazione a quadripolo. Si invia nel sottosuolo mediante due elettrodi, in generale indicati con A e B , una corrente I nota e si misura tramite due elettrodi, indicati con M e N , la differenza di potenziale ΔV , prodotta dalla corrente I tra i punti del terreno nel quale sono posti gli elettrodi M e N [Paolinelli, 2006].

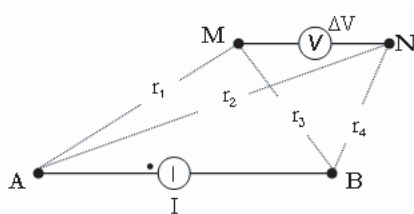


Figura 1.25: *configurazione elettrodica generica per la misura delle resistività del sottosuolo.*

E' comunque il contenuto d'acqua che influenza maggiormente i valori di resistività. In generale il sottosuolo è composto in grandissima maggioranza da minerali dielettrici. Di conseguenza le rocce sarebbero mezzi a resistività praticamente infinita, se non fosse per la presenza di porosità e fratturazioni, che sono parzialmente o totalmente saturate da fluidi (aria, acqua, o in certi casi inquinanti).

Valori tipici di resistività dell'acqua sono:

- $10^{-1} \Omega m$ per acque marine;
- $1 \Omega m$ per acque salmastre;
- $10-100 \Omega m$ per acque dolci.

Per quanto riguarda le argille, le loro particolari proprietà ne rendono caratteristico il comportamento: trattandosi di una roccia molto porosa, satura d'acqua che tende a restare in loco, con un contenuto elevato di sali, essa presenta una propria resistività che tende a non modificarsi al variare delle condizioni ambientali in cui

si trova. Valori tipici di resistività delle argille sono comprese tra 10 e 100 Ωm [Paolinelli, 2006].

Tomografia Elettrica: principio di misura e configurazioni

La cosiddetta tomografia elettrica (ERT = *Electrical Resistivity Tomography*) è un metodo di acquisizione ed elaborazione del dato che restituisce rappresentazioni bidimensionali e tridimensionali ad alta risoluzione delle caratteristiche elettriche del sottosuolo, attraverso l'utilizzo di particolari softwares. Essa implica un diverso sistema di acquisizione del dato rispetto al tradizionale S.E.V. (Sondaggio Elettrico Verticale), di cui tuttavia conserva il principio fisico. Di fatto la tomografia elettrica costituisce l'evoluzione attuale della prospezione geoelettrica: invece di energizzare e misurare da quattro elettrodi che vengono spostati di volta in volta, vengono utilizzati più elettrodi (16, 24, 32, 48 ecc.) con cui è possibile ottenere un numero molto alto di combinazioni, indagando quindi non più solo lungo una verticale, ma lungo tutta una sezione ottenendo un'informazione bidimensionale [2]. Si ottiene infatti l'evoluzione sia verticale che laterale della resistività apparente, che è usata per rappresentare in forma di pseudosezione. Questa poi deve essere interpretata in modo da poter sostituire alle resistività apparenti resistività e profondità reali [3].)

Per le indagini geoelettriche da superficie si possono utilizzare differenti configurazioni elettrodiche, come ad esempio la Wenner, Dipolo-Dipolo, Schlumberger, Polo-Dipolo, Polo-Polo (Figura 1.26). La configurazione Wenner risulta, a parità di condizioni, la più robusta, dato che assicura un segnale δV maggiore e quindi è meno sensibile al rumore ambientale. Questo è dovuto al fattore geometrico K che per il Wenner è il più piccolo possibile. [Paolinelli, 2006].

ERT: apparecchiatura e procedimento

Per l'acquisizione dei dati si fa uso di picchetti metallici che vengono infissi nel terreno a distanze diverse, a seconda della lunghezza totale degli stendimenti. La profondità d'esplorazione è mediamente 1/5-1/6 della lunghezza. I picchetti ven-

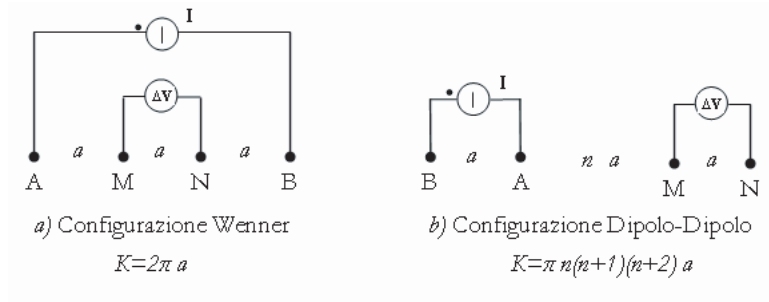


Figura 1.26: Alcuni degli ordinamenti elettrodici per indagini geofisiche di superficie, nelle quali gli elettrodi denominati A e B sono gli elettrodi di corrente, e gli elettrodi M e N sono gli elettrodi di potenziale.

gono collegati, mediante cavi elettrici multianima, con uno strumento (nel nostro caso si è fatto uso del *SYSCAL Pro* di produzione IRIS INSTRUMENTS, 1.28 (c)) che effettua misure in corrente continua e permette di acquisire dati di resistività apparente del terreno, che vanno poi invertiti tenendo conto anche della topografia della sezione.

Metodo di inversione

Il flusso elettrico è descritto dalla relazione:

$$A(m)\phi = q \quad (1.7)$$

dove $A(m)$ è l'operatore (in questo caso non lineare) che descrive la fisica dell'esperimento, m il vettore delle incognite del modello (il logaritmo naturale della resistività elettrica), il termine ϕ rappresenta i potenziali elettrici ai nodi, e q è il vettore delle sorgenti di corrente.

Se la tecnica ERT è applicata a singole sezioni nel piano verticale, nel risolvere il problema bidimensionalmente si assume, per semplicità, che la conduttività elettrica del terreno σ_b sia costante nella direzione (x), ortogonale al piano (y, z) considerato.

La metodologia di inversione adottata in questo lavoro utilizza un approccio alla Occam (non considerare la pluralità se non necessario) [Daily et al., 1992, LaBrecque et al., 1996], che consiste nel formulare il problema inverso come un problema di ottimizzazione, incorporando il vincolo di regolarità all'interno della funzione obiettivo associata al problema.

Per invertire le misure di resistenza raccolte nelle campagne di monitoraggio ERT, si deve quindi trovare una soluzione unica che minimizzi la funzione obiettivo:

$$\Omega = \|\mathbf{W}(\mathbf{R}_{oss} - \mathbf{R}_{calc})\|^2 + \beta\|\mathbf{D}\mathbf{m}\|^2 \quad (1.8)$$

dove

- \mathbf{W} è la matrice diagonale usata per pesare le singole resistenze, che deriva dagli errori associati ai dati;
- \mathbf{R}_{oss} è il vettore con i dati di resistenza misurati, ottenuti in campo dall'ERT;
- \mathbf{R}_{calc} è il vettore delle resistenze calcolate (soluzione all'indietro);
- β è il parametro di regolarizzazione che determina l'importanza data alla regolarizzazione del campo di resistività elettrica rispetto all'errore tra dati di resistenza calcolati ed osservati;
- \mathbf{D} è la matrice di regolarizzazione, che rafforza il vincolo di regolarità nella minimizzazione della funzione;
- \mathbf{m} denota il vettore dei parametri incogniti del problema ($m_i = \ln\sigma_{b,i}$).

Assumendo che gli errori non siano correlati tra loro la matrice \mathbf{W} assume la forma

$$\mathbf{W} = \text{diag}\{1/\varepsilon_1, \dots, 1/\varepsilon_N\} \quad (1.9)$$

ed il vettore $\mathbf{D}\mathbf{m}$ approssima il gradiente della distribuzione continua $\sigma_b(y, z)$

$$\|\mathbf{Dm}\|^2 \approx \int \int \|\nabla(\ln\sigma_b)\|^2 dydz \quad (1.10)$$

Le resistenze calcolate sono funzione dei parametri del modello $\mathbf{R}_{calc} = \mathbf{f}(\mathbf{m})$, dove l'operatore \mathbf{f} è definito dalla trasformata di Fourier dell'equazione di Poisson per una sorgente puntuale 3D nel piano (y_s, z_s) con corrente I :

$$\frac{\partial}{\partial y}(\sigma_b \frac{\partial \phi}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(\sigma_b \frac{\partial \phi}{\partial z}) - k^2 \sigma_b \phi = -I \delta(y - y_s) \delta(z - z_s) \quad (1.11)$$

dove $k(m^{-1})$ è il numero d'onda corrispondente alla direzione x , δ è la funzione delta di Dirac.

Il risultato finale dell'inversione dipende dalla struttura assunta per gli errori. Il grado di errore nei dati acquisiti è stimato sulla base delle differenze tra la resistenza di un certo quadripolo e quella del quadripolo in configurazione reciproca, ovvero con elettrodi di corrente ed elettrodi di potenziale invertiti (la corrente è iniettata dagli elettrodi di potenziale, e la differenza di potenziale è misurata agli elettrodi di corrente).

Ad ogni iterazione il modello cerca di minimizzare la differenza tra le resistenze misurate e quelle calcolate, sulla base della distribuzione di errori scelta. La soluzione alla Occam è quella più regolare (ovvero a derivate seconde spaziali minime) compatibile con l'errore nei dati: la soluzione teorica differisce dai dati misurati mediamente per un errore quadratico medio pari alla varianza dei dati. Ciò equivale ad avere il termine $\|\mathbf{W}(\mathbf{R}_{oss} - \mathbf{R}_{calc})\|^2$ dell'equazione (1.8) pari a N (numero dei dati misurati). Si è assunto infatti che ciascun termine $(\mathbf{R}_{oss} - \mathbf{R}_{calc})$ abbia una distribuzione Gaussiana: in tal modo il termine $\|\mathbf{W}(\mathbf{R}_{oss} - \mathbf{R}_{calc})\|^2$ (in norma L2), assume una distribuzione χ^2 . Nella risoluzione iterativa si parte da un valore alto del parametro di regolarizzazione β , che viene poi via via diminuito: le iterazioni si fermano quando il primo termine dell'equazione (1.8) raggiunge un valore pari ad N , cioè quando la radice dell'errore quadratico medio tra resistenze misurate e teoriche eguaglia la distribuzione di errori scelta come obiettivo. Se si applica separatamente lo schema di inversione descritto, a due set di dati $(\mathbf{R}_{oss,0}, \mathbf{R}_{oss},$

misurati ai tempi t_0 e t), e si analizzano poi i risultati dell'inversione, in termini di differenze $\mathbf{m} - \mathbf{m}_0$, le incertezze nei dati e nel metodo stesso risultano molto amplificate nel risultato finale.

Nell'esame delle sezioni di tomografia elettrica riportate in questo lavoro va tenuto conto che la risoluzione dell'immagine si degrada rapidamente con la profondità rispetto al piano campagna, e tale limitazione è legata alla metodologia di misura (gli elettrodi sono posti solamente sulla superficie del suolo).

Campagne di misura geoelettriche

Sul sito sperimentale sono state effettuate varie campagne di misure geoelettriche nel corso del 2008 e del 2009. Per lo schema degli stendimenti si veda la Figura 1.27. Le date delle campagne di misura geoelettriche, e le relative metodologie adottate, sono riportate in Tabella 1.5.

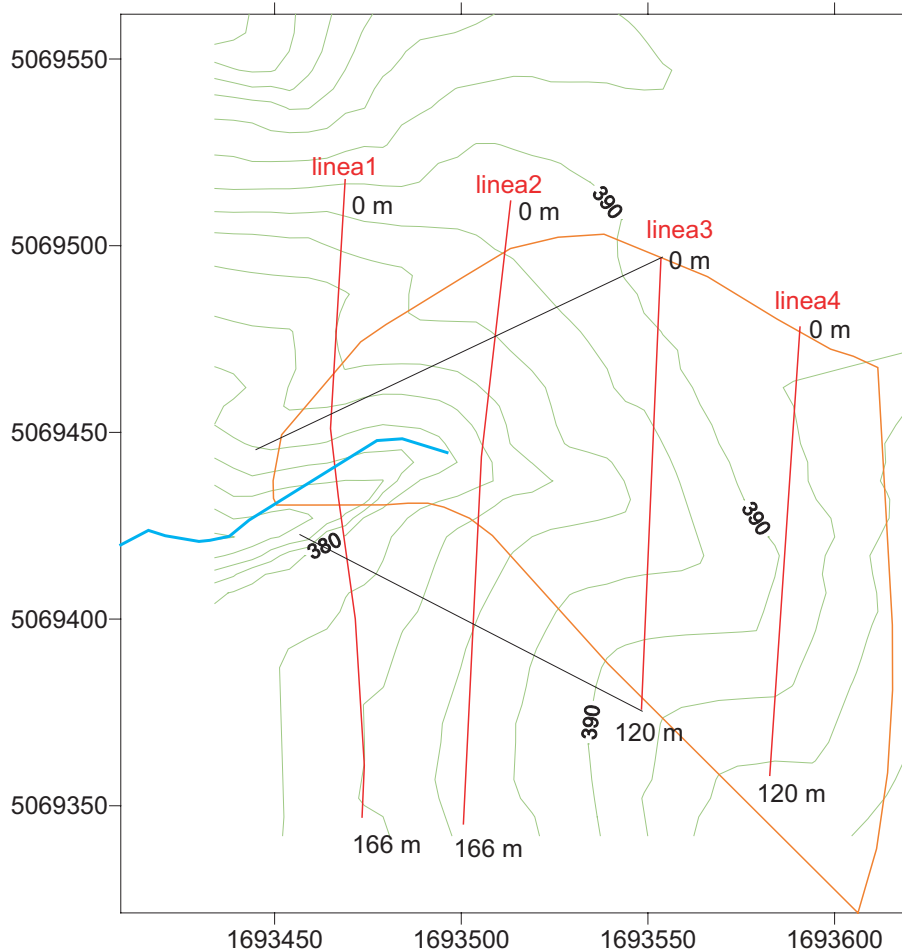


Figura 1.27: Ubicazione degli stendimenti elettrici in corrispondenza dei quali sono state effettuate le tomografie.

In data 21 gennaio 2008 sono state acquisite 2 linee geoelettriche lungo sezioni perpendicolari all'impluvio, denominate Linea 1 e Linea 2: per ogni linea si sono effettuate 4 tomografie elettriche col metodo dipolo-dipolo, ognuna installando 48



(a) Stendimento per la tomografia elettrica lungo la linea Linea 2 (18/12/08).



(b) Picchetto metallico per l'acquisizione tomografica.



(c) IRIS Syscal Pro a 48 canali.

Figura 1.28: *Tomografia elettrica effettuata in sito.*

Linea	Lunghezza [m]	a [m]	Data	Metodo
Linea 1	170	1	21/01/08	Dipolo-Dipolo
Linea 1	48	1	21/04/08	Dipolo-Dipolo
Linea 1	170	2	26/05/08	Dipolo-Dipolo
Linea 2	166	1	21/01/08	Dipolo-Dipolo
Linea 2	166	2	26/05/08	Dipolo-Dipolo
Linea 2	142	2	18/09/08	Dipolo-Dipolo
Linea 2	142	2	18/12/08	Polarizzazione Indotta
Linea 3	120	2	22/07/08	Dipolo-Dipolo
Linea 3	120	2	22/07/08	Wenner-Schlumberger
Linea 4	120	2	22/07/08	Dipolo-Dipolo
Linea 4	120	2	22/07/08	Wenner-Schlumberger

Tabella 1.5: *Campagne di misura ERT effettuate nel corso del 2008: si riportano le lunghezze totali degli stendimenti, l'interdistanza elettrodica misurata sul piano campagna (a), la data ed il metodo di acquisizione utilizzato. In grassetto, le sezioni riportate in Figura 1.29.*

elettrodi metallici con spaziatura di 1 metro misurata sul piano campagna, e sovrapponendo le tomografie sugli ultimi 12 elettrodi. L'acquisizione è stata condotta con uno strumento IRIS Syscal Pro a 48 canali (Foto 1.28(c)) con una sequenza dipolo-dipolo. L'acquisizione completa di ogni linea, compresi i reciproci (si scambiano gli elettrodi in cui viene iniettata la corrente con quelli in cui si misura la differenza di potenziale) conta un totale di oltre 1900 quadripoli e richiede circa 20 minuti. Per procedere all'acquisizione di ogni linea si devono collegare, tramite morsetti, i 48 elettrodi alle 48 uscite dei 2 cavi guida, a loro volta collegati allo strumento Syscal (Foto 1.28(c)). I dati di resistività apparente acquisiti sono stati invertiti tenendo conto della topografia superficiale della sezione e il risultato, per la Linea 1, è riportato in Figura 1.29(a).

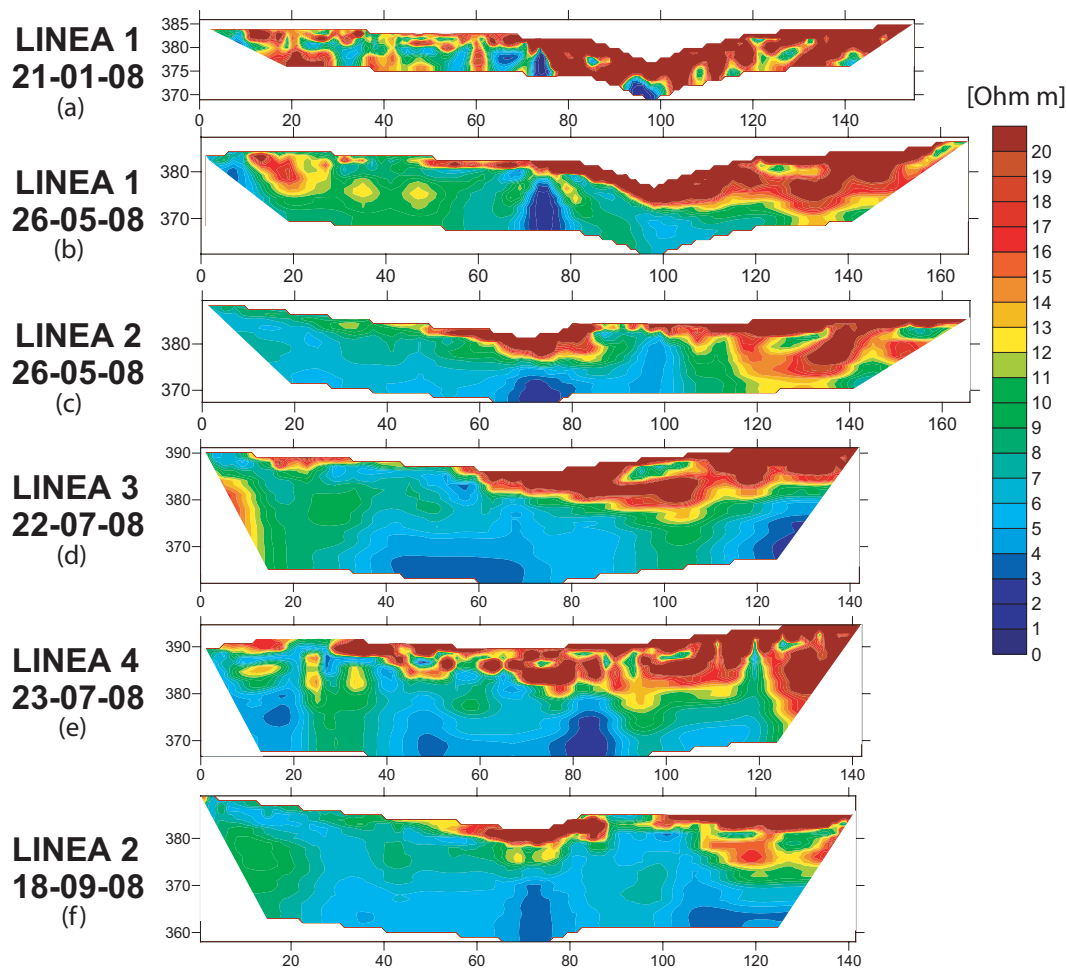


Figura 1.29: *Profili di resistività elettrica (espressa in Ohm · m) ottenuti da ERT; vista da valle.*

La prima elaborazione (inversione con errore imposto al 6%) mostra generalmente una sezione con resistività elettriche molto ridotte, e non distingue nettamente alcun bedrock. Come si è detto, la profondità d'esplorazione rispetto al piano campagna è circa $1/6$ della lunghezza dello stendimento, pertanto ogni spezzone della Linea 1 (21/01/08) corrisponde a circa 8 m ($1/6 \cdot 47m$). Per poter investigare profondità maggiori e ricercare strutture rocciose sommerse, nelle campagne successive si è utilizzata un'interdistanza elettrodica maggiore (2 metri), pur perdendo leggermente in risoluzione superficiale, ma ritenendo più utile identificare

le strutture più profonde.

In data 26 maggio 2008 si sono svolte analogamente le tomografie elettriche per le Linee 1 e 2, utilizzando due soli stendimenti. In Figura 1.29 (b) e (c) sono riprodotte le inversioni ottenute per le suddette sezioni, che raggiungono una profondità di esplorazione di circa 16 metri.

In data 22 e 23 luglio 2008, inoltre, sono state effettuate le ERT anche per due ulteriori sezioni perpendicolari all'impiuvio collocate più a monte (Linea 3 e Linea 4). In questa occasione l'acquisizione si è svolta nella duplice modalità (Dipolo-dipolo e Wenner-Schlumberger), ai fini di verificare eventuali differenze nei risultati. In realtà, però, le elaborazioni nei due casi non hanno dato differenze.

Una nuova acquisizione lungo la Linea 2 è stata effettuata il 18 settembre 2008, per poter confrontare la situazione in condizioni ambientali differenti.

In generale, tutte le tomografie elettriche eseguite hanno mostrato sezioni con suoli molto conduttivi elettricamente, generalmente con resistività ρ inferiori a $10 \Omega m$, eccetto che per uno strato superficiale sottile e discontinuo (1-2 metri circa). I rilievi ERT distinguono chiaramente delle eterogenità superficiali. Il versante più a sud (versante in sinistra idrografica nel bacino e lato destro in Figura 1.29) è più resistivo fino alla profondità di 1-2 metri rispetto al piano campagna, indicando la presenza di uno strato superficiale più asciutto. Le basse resistività elettriche riscontrate, indipendentemente dalle condizioni ambientali di misura, suggeriscono una presenza cospicua di frazione argillosa, che non è soggetta a grandi variazioni di resistività, anche in condizioni ambientali diverse.

1.6.2 Geosismica

Lo scopo delle misure geosimiche è quello di ottenere maggiori informazioni riguardo le strutture del sottosuolo, in particolare superfici di discontinuità. Nel caso del sito in esame, sono stati elaborati dati di sismiche a rifrazione andando a valutare l'inversione delle onde superficiali S o, alternativamente, delle onde di pressione (P).

- La variazione di velocità delle onde di taglio S identifica generalmente una variazione di densità, pertanto un cambiamento nella tipologia di sottosuolo;
- L'analisi delle onde P individua, tra le altre cose, la profondità del primo (e secondo) rifratore rispetto al piano campagna, generalmente coincidente con la superficie freatica.

Sismica a Rifrazione

La metodologia sismica a rifrazione utilizza la stima delle velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo che sono generate quando il terreno è sottoposto a sollecitazioni artificiali o naturali (sisma). La determinazione delle velocità viene ricavata misurando i tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in diversi punti sulla superficie topografica.

Operativamente, ciò che viene eseguito in campagna è una disposizione lungo una retta di trasduttori velocimetrici (geofoni) lungo la sezione che si desidera investigare. Quindi, in funzione della risoluzione e delle profondità ricercate, si dispongono i punti di produzione dell'energia elastica. Gli scoppi saranno disposti secondo geometrie variabili rispetto alla copertura geofonica.

Come accennato prima, lo scopo della tecnica d'indagine denominata sismica a rifrazione è di ricostruire un profilo sismo stratigrafico lungo l'allineamento geofonico di investigazione. Secondo i tempi di primo arrivo delle onde longitudinali P e le distanze relative alla configurazione geometrica adottata (interspazio geofonico e offset di scoppio) sarà possibile dimensionare gli spessori dei sismo-strati attra-



(a) Stendimento sismico (21/01/08).



(b) Geofoni infissi nel terreno.



(c) "Scoppio" mediante mazza.

Figura 1.30: *Misura Geosismica effettuata in sito.*

versati dalla radiazione elastica e quindi ottenere una dettagliata perizia sismica della porzione di sottosuolo sottoposta ad indagine.

I metodi di interpretazione della sismica a rifrazione di superficie si basano sull'analisi delle onde P o in alternativa onde S e trovano numerosi campi di applicazione: studi di carattere geotecnico (individuazioni delle proprietà fisiche dei mezzi investigati), studi di carattere geologico (successioni stratigrafiche, individuazione di faglie, strutture sepolte, ecc.), determinazione della profondità del substrato roccioso,...

Tra i metodi di interpretazione basati sull'analisi delle onde P (di pressione) vi sono:

- **Metodo delle intercette (o metodo convenzionale):** viene utilizzato nel caso di strati orizzontali o con inclinazione uniforme ed in continuità topografica (superficie topografica). La condizione che la velocità dei rifrattori aumenti con la profondità è assolutamente necessaria. Analiticamente si procede al dimensionamento dei tempi di viaggio dei fronti d'onda. Riportando successivamente i tempi registrati e le distanze su un grafico, si ottengono le *dromocrone* che rappresentano i segmenti relativi ai tempi diretti e rifratti. I reciproci dei coefficienti angolari delle domocrone corrispondono alle velocità $V_n, V_{n+1}, \dots, V_{n+i}$ delle onde longitudinali P per gli $n+i$ sismostrati.
- **Metodo del reciproco generalizzato (GRM):** in presenza di morfologie complesse degli orizzonti geofisici è utilizzabile il metodo del reciproco generalizzato (GRM, di R. Palmer) che consente di ricostruire rifrattori ondulati a qualunque profondità, utilizzando sempre la geometria dei profili coniugati.

Gli aspetti di base dell'elaborazione sono:

- Il calcolo della funzione analisi-velocità, dalla quale si ottiene la velocità del rifrattore;
- Il calcolo della funzione tempo-profondità, che è una misura della profondità del rifrattore, espressa in unità di tempo.

L'analisi sismica si basa sulla determinazione del tempo di tragitto delle onde sismiche tra due geofoni separati da una distanza variabile XY che entra nel calcolo della velocità di propagazione delle onde nel rifrattore e della sezione tempo-profondità.

Il problema consiste nel calcolare con precisione la distanza XY ottimale per la quale i segmenti dei raggi che viaggiano verso l'alto e arrivano a ciascun geofono, emergano quasi dallo stesso punto del riflettore. Ciò permette di valutare tutte le eventuali variazioni laterali di velocità del rifrattore, e quindi di ricostruire anche morfologie complesse [4].

Linea	da . a [m]	a [m]	f [Hz]	Data
Linea 1	20-114	2	40	21/01/08
Linea 1	43-89	1	4.5	26/05/08
Linea 1	43-89	1	4.5	24/07/08
Linea 3	23-92	1	4.5	23/07/08
Linea 5	23-92	1	4.5	23/07/08
Linea 6	23-69	1	4.5	24/07/08

Tabella 1.6: *Campagne geosismiche a rifrazione effettuate in sito. a rappresenta la spaziatura dei geofoni; f la frequenza dei ricevitori; Lunghezza indica la porzione di Linea lungo la quale è stata elaborata la sismica.*

Risultati sismica a rifrazione onde P In data 21 gennaio 2008 è stata svolta una prima linea di sismica a rifrazione lungo la sezione Linea 1. La lunghezza totale dell'acquisizione è di 114 metri, e lo schema adottato 4 tomografie sismiche a rifrazione, utilizzando 24 geofoni da 4,5 Hz ogni 2m con scoppi da effettuare a -20m, -16m, g1, g5, g9, g12, g13, g16, g20, g24, +16m, +20m, con sovrapposizione progressiva delle tomografie per metà stendimento, finestra di acquisizione 500ms e sampl. 250ms. La stessa linea sismica è stata acquisita anche il 26 maggio 2008,

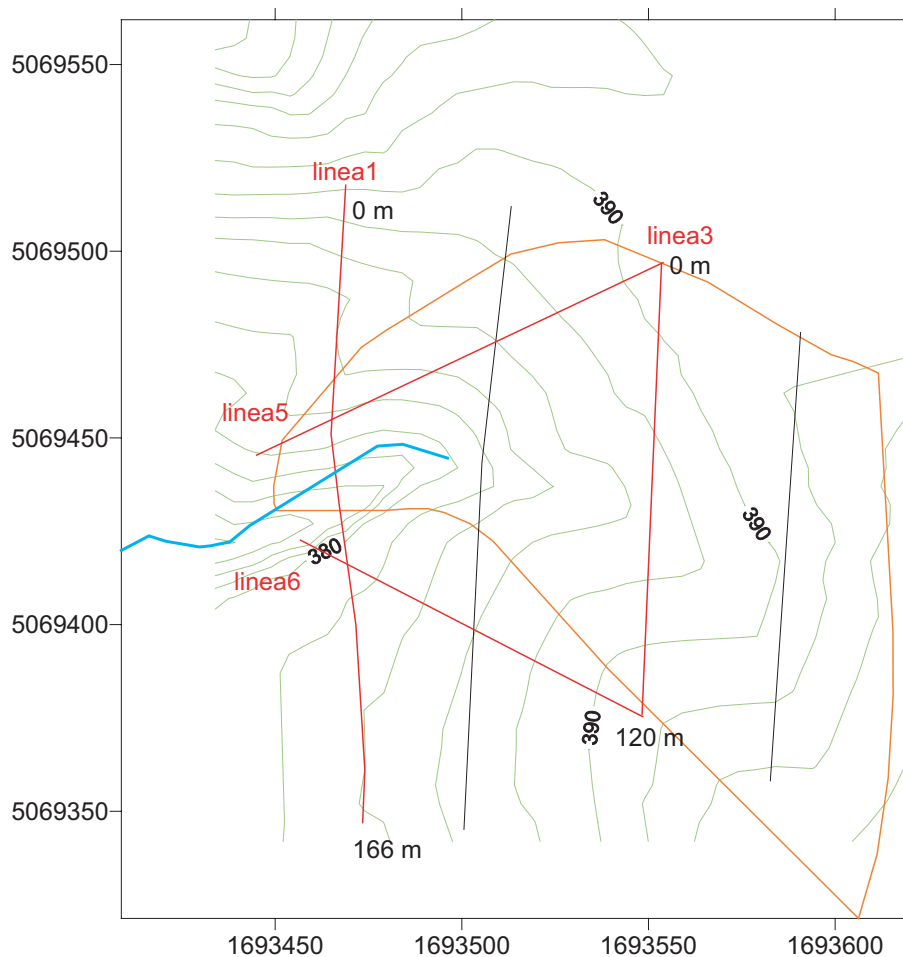


Figura 1.31: Ubicazione degli stendimenti delle campagne di misura geosismica effettuate.

e, successivamente, è stata acquisita solo una porzione (72 metri) in data 24 luglio 2008. Analogamente si sono effettuate le acquisizioni lungo la Linea 3, più a monte rispetto alla Linea 1, in data 23 luglio 2008; della Linea 5, trasversale alle linee precedenti, in destra idrografica (23 luglio 2008) e della Linea 6, trasversale e in sinistra idrografica (24/07/08).

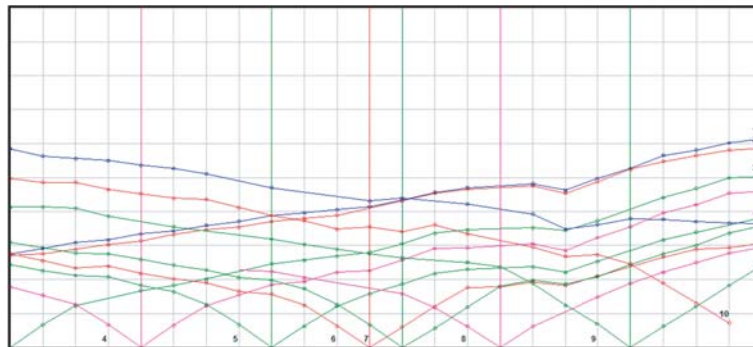
I dati sismici sono stati interpretati sia col metodo delle intercette ("shot point depth computation"), sia col GRM.

In Figura 1.6.2 è riportato un confronto delle sezioni ottenute coi due metodi

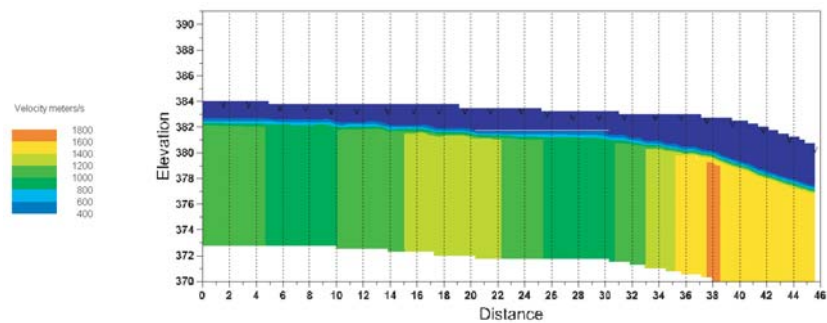
sopra citati per una porzione della Linea2: si osserva come il risultato non varia sostanzialmente, ovvero il primo rifratore, che presenta una velocità delle onde P pari a circa 1500 m/s, si trova a circa 2 metri di profondità dal piano campagna. Si può ipotizzare, vista anche la velocità riscontrata, tipica dell'acqua, che si tratti della superficie freatica. Il fatto che la falda non riaffiori in corrispondenza dell'impluvio, nonostante si tratti di un'acquisizione effettuata in un periodo piuttosto umido, con portata rilevata nel ruscello, è da imputarsi al fatto che il metodo di interpretazione "shot point depth computation" non considera i rifrattori pendenti, e quindi è un problema legato alla topografia.

Considerando tutte le acquisizioni sismiche a rifrazione, svolte lungo gli stessi profili delle ERT, si osserva la presenza di un sottile rifratore alla profondità di 1-2 m, poichè la velocità delle onde P è maggiore di 1200 m/s (Fig. 1.33, che può essere associato alla presenza di una superficie freatica poco profonda o ad un forte rifratore litologico poco profondo.

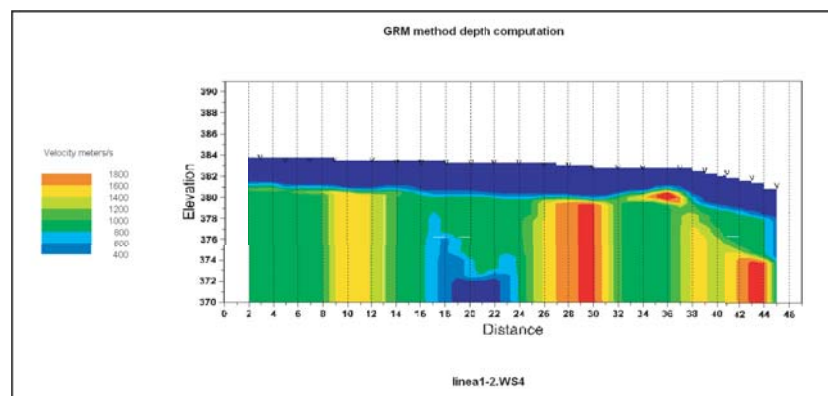
Analisi delle onde superficiali Le onde superficiali S (di taglio "shear") sono state valutate con la metodologia MASW-SASW (Multichannel Analysis of Surface Waves - Spectral Analysis of Surface Waves), che permette la ricostruzione della distribuzione della velocità di propagazione delle onde S nei primi metri del sottosuolo. In Figura 1.34 si riportano alcune immagini dal software utilizzato (SWAN) per l'analisi delle onde superficiali lungo la Linea 1. Il risultato principale delle analisi di tali onde è stata l'individuazione di una discontinuità in termini di velocità delle onde S - e quindi della densità - ad una profondità mediamente tra i 7 e i 10 metri rispetto al piano campagna.



(a) Travel-times (o dromocrone)

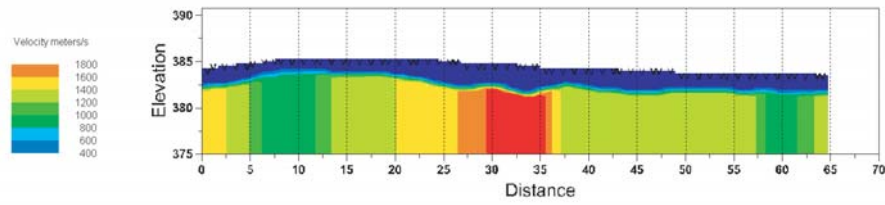


(b) Linea 1 col metodo "intercept time depth computation".

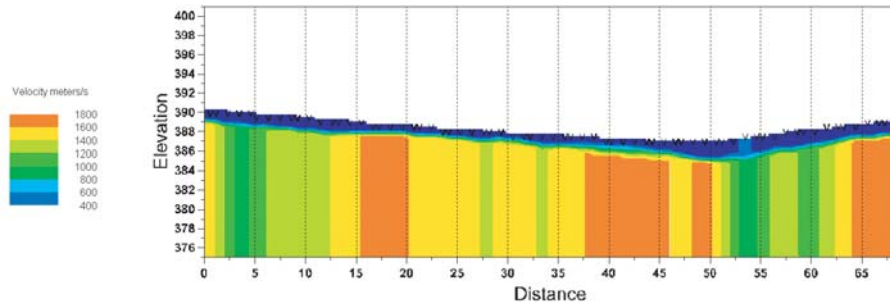


(c) Linea 1 col metodo "GRM".

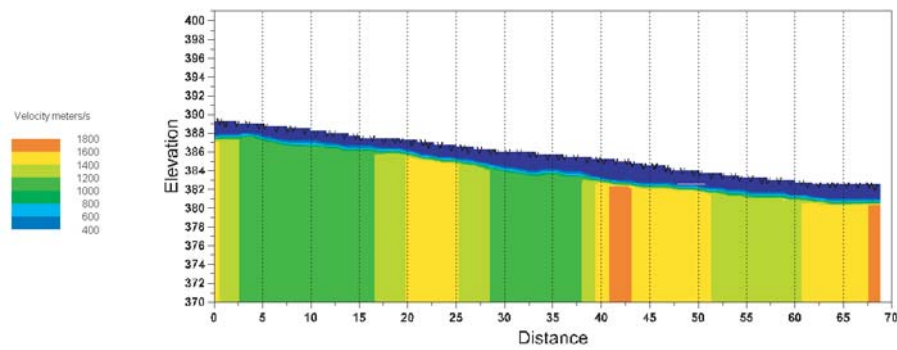
Figura 1.32: *Sismica a rifrazione delle onde P per la Linea 1 da 44 a 90 m (21/01/08). Elaborazioni con il software WinSism.*



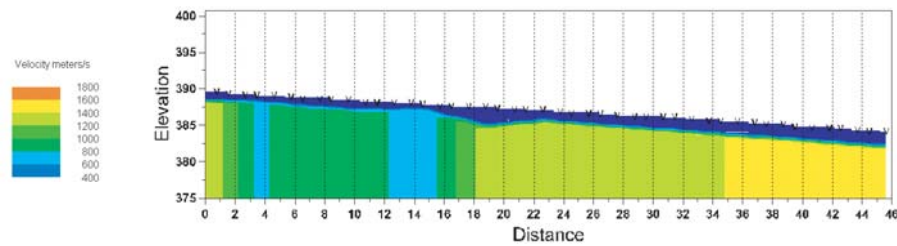
(a) Linea 1 da 43 a 89 m (24/07/08)



(b) Linea 3 da 23 a 92 m (23/07/08)

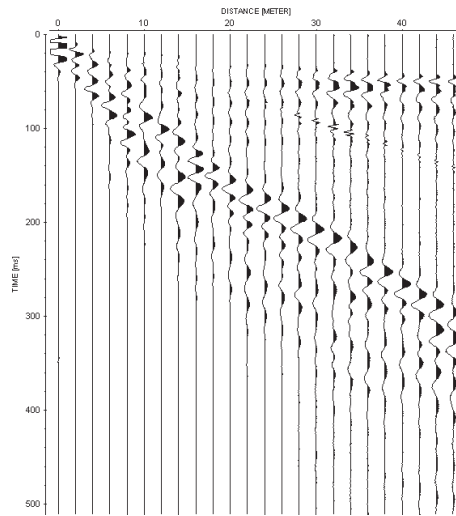


(c) Linea 5 da 23 a 92 m (23/07/08)

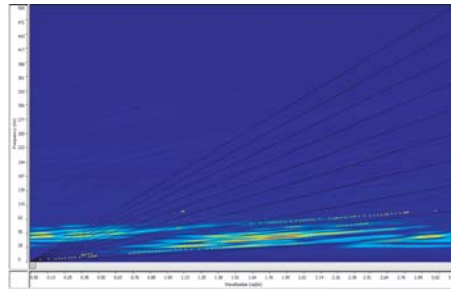


(d) Linea 6 da 23 a 69 m (24/07/08)

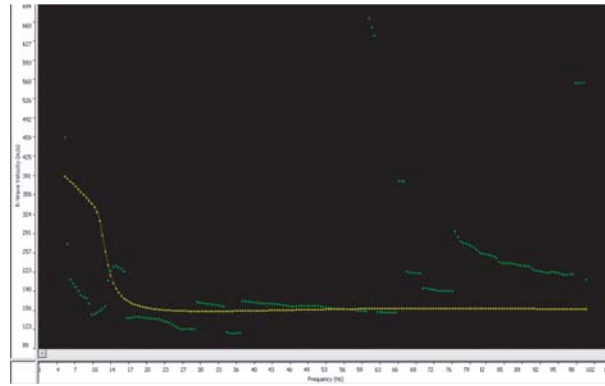
Figura 1.33: Risultati delle sismiche a rifrazione delle onde P col metodo "intercept time depth computation".



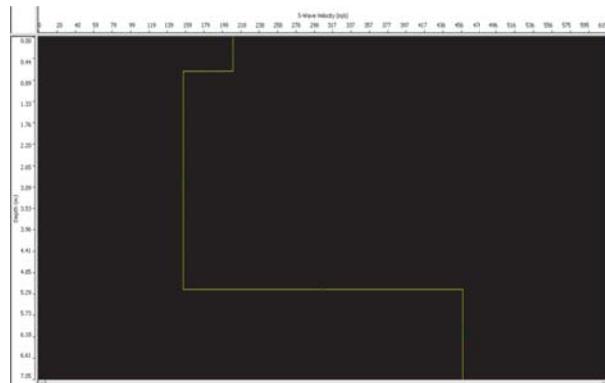
(a) Scoppio a 20 m, stendimento a seguire:
picking primi arrivi



(b) spettro di frequenza



(c) Frequenza-velocità



(d) Velocità delle onde S al variare della profondità

Figura 1.34: *Analisi delle onde superficiali di taglio della Linea 1, porzione 2 (da 44 a 90 m) per mezzo del software SWAN.*

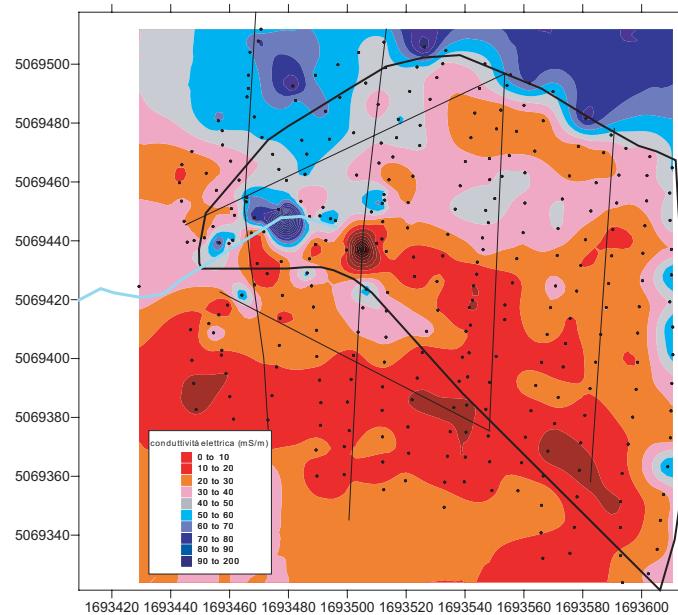
1.6.3 Prospezione geofisica con il metodo elettromagnetometro

Per ottenere ulteriori informazioni circa la distribuzione spaziale di alcune proprietà intrinseche di sezioni di sottosuolo, il 19 giugno 2009 si è utilizzata anche l'induzione elettromagnetica per determinare la conducibilità elettrica del terreno. I metodi elettromagnetici, infatti, vengono utilizzati al fine di determinare una mappa del sottosuolo che abbia come variabile la conducibilità. Esistono vari tipi di metodi elettromagnetici, che utilizzano diverse tecniche e riguardano la misura di una o più componenti del campo elettromagnetico. Nel caso dello strumento elettromagnetometro, ciò avviene utilizzando una fonte energizzante costituita da un solenoide (il trasmettitore elettromagnetico) percorso da una corrente variabile e da una bobina che ha le funzioni di ricevitore del campo elettromagnetico variabile indotto.

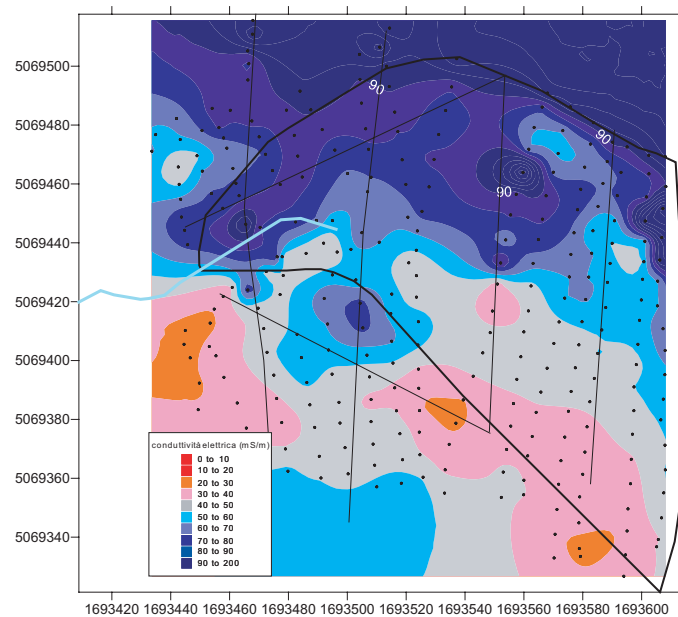
I dati acquisiti dall'elettromagnetometro sono valori mediati sui primi 75 cm per alcuni punti (CMD1 low) e sui primi 6 metri per altri punti (CMD3 high). I valori di conduttività sono stati poi interpolati con la tecnica del kriging, ad ottenere una sezione bidimensionale delle conduttività.

I risultati di queste preliminari prove con elettromagnetometro, seppur qualitativi e che necessiterebbero di investigazioni associate per poter assegnare un significato fisico ai valori di conducibilità elettrica rilevati, dimostrano:

- la praticità di tali misure, non invasive, in grado di restituire cartografie che illustrano in planimetria per isolinee la conducibilità elettrica mediata su una determinata profondità di suolo rispetto al piano campagna;
- la generale maggior resistività elettrica (e quindi maggior conducibilità idraulica) per il primo strato di suolo più superficiale (75 cm) rispetto al primo strato di 6 m;
- la spiccata eterogeneità resistiva tra i suoli investigati, in particolare tra sinistra e destra idrografica.



(a) conduttività sui primi 75 cm



(b) conduttività sui primi 6 m

Figura 1.35: *Conducibilità elettriche ricavate con Elettromagnetometro il 19 giugno 2009 sui primi 75 cm (a) e sui primi 6 metri (b).*

Le numerose campagne di investigazione geofisica effettuate in sito, seppur qualitative poichè non hanno potuto essere associate a nessuna ulteriore misura dettagliata per attribuire un parametro fisico ai valori elettrici riscontrati (misure di contenuto d'acqua, monitoraggio di tracciante, ...), hanno permesso comunque alcune valutazioni necessarie alla caratterizzazione strutturale del sito:

1. mediamente, i valori di resistività elettrica rilevati con le ERT sono ridotti, di conseguenza si può dedurre che la conducibilità idraulica è piuttosto bassa: ciò è spiegabile con l'esistenza di una spiccata componente argillosa, che presenta variazioni di resistività elettriche ridotte anche per regimi ambientali differenti (umidità). Sia le indagini geotecniche che il successivo carotaggio hanno rafforzato questa spiegazione;
2. l'eterogenità spaziale della resistività elettrica è comunque visibile, sia dai risultati delle ERT che con EM, sia in verticale (lo strato superficiale di suolo è più resistivo) che in piano (versante destro rispetto al sinistro);
3. le prospezioni geosismiche (dati di onde superficiali) hanno riscontrato un cambiamento di densità tra i 7 e i 10 metri di profondità rispetto al piano campagna: ciò indica una variazione nella tipologia di materiale, ovvero la possibile presenza di un bedrock (o di roccia fratturata); i dati di sismica a rifrazione, invece, hanno individuato il primo rifratore ad una profondità di circa 1-2 metri rispetto al piano campagna, da interpretarsi come la superficie freatica. Entrambe le informazioni sono state confermate poi dal carotaggio effettuato.

In conclusione, l'ipotesi che si è potuta formulare alla luce delle prospezioni geofisiche è quella di un sottile strato di suolo più conduttivo idraulicamente rispetto ad un sottosuolo argilloso, sovrastante un bedrock basaltico fratturato immerso in pasta argillosa.

Tale ipotesi, però, necessitava un riscontro mediante indagini geognostiche, che è stato pertanto stabilito di condurre in sito, come descritto nel Paragrafo successivo.

1.7 Investigazioni geognostiche

I sondaggi geognostici (a carotaggio continuo o a distruzione di nucleo) consentono di investigare qualsiasi tipo di terreno fino ad elevate profondità rispetto al piano campagna. I sondaggi a carotaggio continuo, in particolare, permettono di ottenere una dettagliata caratterizzazione litostratigrafica del sottosuolo grazie alla possibilità di osservare direttamente le *carote* di terreno estratte durante l'avanzamento e di sottoporle a prove di laboratorio per acquisire i parametri fisico meccanici del terreno.

Nel nostro caso, a causa delle incertezze che sussistevano nella descrizione e caratterizzazione del sito, si è ritenuto necessario effettuare delle indagini geognostiche. Pertanto, tra febbraio e marzo 2009, sono stati svolti due carotaggi fino alla profondità di 20 metri rispetto al piano campagna (uno in continuo ed uno a distruzione di nucleo) più vicino possibile all'impiuvio. Durante la perforazione, nei pozzi sono stati contemporaneamente installati dei tubi in PVC con elettrodi posti a distanza regolare, allo scopo di effettuare successivamente delle misure di tomografia in pozzo. Inoltre è stato scavato un pozzetto intermedio profondo 6 metri con l'intenzione di svolgere delle prove con tracciante monitorato in pozzo.

1.7.1 Perforazioni in sito sperimentale

Tra il 25 e il 27 febbraio 2009 è stato effettuato il carotaggio in continuo del pozzo denominato 1, situato in corrispondenza della linea di acquisizione geoelettrica numero 2. La trivellazione ha raggiunto i 20 metri di profondità rispetto al piano campagna, e ha restituito i campioni da analizzare in laboratorio. Successivamente, il 2 marzo, il pozzo è stato rivestito internamente con un tubo in PVC di diametro 90 mm, sul quale erano stati installati elettrodi ogni 80 cm.

E' stato condotto inoltre un carotaggio a distruzione di nucleo per il pozzo denominato 2, profondo 6 metri e collocato sulla retta congiungente il pozzo nr. 1 e il pozzo nr. 3, anch'esso profondo 20 metri, distante 8 metri circa dal pozzo nr.

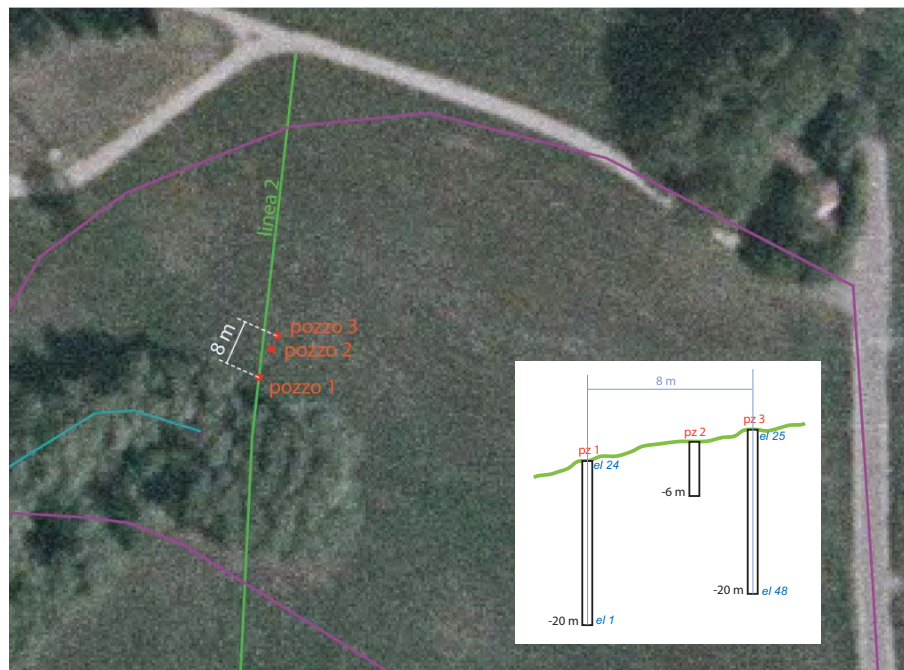


Figura 1.36: *Ubicazione dei pozzi lungo la Linea 2.*

1, ottenuto per distruzione di nucleo e anch'esso munito di tubo in PVC dotato di elettrodi ogni 80 cm. I tre pozzi sono stati spurgati e completati con dei pozzetti in cemento. Infine sono stati ultimati i collegamenti elettrici tra gli elettrodi e i cavi sono stati portati a due piccole cassette in plastica custodite all'interno del pozzetto. In totale, risultano esserci 24 elettrodi nel pozzo 1 e 24 nel pozzo nr. 3.

La mattina dopo le perforazioni, dopo un abbondante precipitazione, i livelli d'acqua nei pozzi spurgati arrivavano a circa - 1.0 m dal piano campagna.

1.7.2 Ulteriori analisi geotecniche

Descrizione stratigrafica carota estratta

Su alcuni campioni della carota estratta dal pozzo nr. 1 si è proceduto ad effettuare ulteriori analisi di tipo geotecnico, i cui risultati sono riassunti in Tabella 1.8.

Si osserva, in particolare, che le porosità sono comprese tra 0.53 e 0.65, che il peso specifico si assesta sui 2.8 g/cm^3 . Ma il dato più significativo è il calcolo della conducibilità idraulica satura, effettuato grazie alla prova edometrica, descritta più in dettaglio nel Paragrafo seguente. I valori ottenuti sono molto bassi, tipici delle argille 10^{-10} m/s .



Figura 1.37: *Carotaggio eseguito in sito (2 marzo 2009).*



Figura 1.38: *Tubi PVC inseriti nei fori.*



(a) da 0 a 5 metri



(b) da 5 a 10 metri



(c) da 10 a 15 metri



(d) da 15 a 20 metri

Figura 1.39: *Carote prelevate dal pozzo 1.*

Tabella 1.7: *Descrizione della stratigrafia ricavata dal carotaggio effettuato.*

Profondità [m]		Descrizione campione
Principale	Secondaria	
0.0		Argilla marrone con rari clasti spigolosi ed arrotondati di ridotte dimensioni (≈ 5 mm \emptyset), estremamente alterati: grigi beige
	0.5-0.7	I clasti hanno dimensioni minori (≈ 5 mm \emptyset); radici fino a 0.7 m
	1.4	Radici di paleosuolo
1.5		Argilla grigia con rari clasti spigolosi alterati. Passaggio netto
	1.5-1.7	Clasti < 1 mm \emptyset
	1.7-2.0	Clasti di basalto fino a 1 cm \emptyset
	2.0	Clasto di basalto
2.0		Argilla grigio azzurra con materiale organico (lignite) raro e sparso
3.0		Argilla grigio verde con rari clasti di ridotte dimensioni
	3.4	Argilla grigia con clasti verdi e rossi, spigolosi, arrotondati, molto alterati, di dimensioni fino a 1 cm \emptyset
	4.0	Aumento di dimensioni (fino a 3 cm \emptyset) e di frequenza dei clasti un po' meno alterati
4.5		Basalto verde, alterato e fratturato
	5.0	Argilla rossastra nelle fratture
	6.0	Basalto grigio, alterato, più coerente, con argilla rosso-arancio nelle fratture
7.0		Argilla bruna con materiale litico alterato. Scorie?
	7.2	Argilla rosso-rosa con porzioni brune (maculata)
	8.0	Argilla rosso-mattone con striature (tigrata) orizzontali nere, bianche e grigie Rari clasti alterati del medesimo colore (2 mm - 5 cm \emptyset)
	8.2	Argilla rosso-mattone, sovraconsolidata Rari e piccoli clasti (< 5 mm \emptyset), essenzialmente di colore nero (basalto?)
	10.3	Aumento dei clasti di ridotte dimensioni (< 5 mm \emptyset)
14.6		Materiale granulare (sabbia-arenaria) molto alterato
	15.0	Basalto coerente, fratturato dal carotaggio
15.5		Argilla rosso-bruna con fiamme grigio-cenere (pomici?)
16.1		Basalto grigio-scuro, bluastro, alterato e fratturato Argilla grigio-verde nelle fratture, talora più alterato (18 m), altrove più coerente

campione	profondità [m]	n	G_s	γ_s	Oc	w	k_s
		[-]	g/cm^3	g/cm^3	%	%	m/s
1	0.0*	0.57	2.79	1.20	8.4	40	$7 \cdot 10^{-10}$
2	2.2	0.65	2.80	0.97	6.3	67	10^{-10}
3	5.6	0.59	2.77	1.12	6.1	34	$3.8 \cdot 10^{-5**}$
4	8.0	0.53	2.84	1.34	5.6	34	$4 \cdot 10^{-10}$

Tabella 1.8: *Analisi geotecniche sui campioni prelevati dal pozzo 1: n indica la porosità, G_s il peso specifico, γ_s il peso di volume secco, Oc il contenuto organico, w il contenuto d'acqua e k_s la permeabilità. * = il campione a profondità 0.0 m rispetto al piano campagna in realtà è da considerarsi proveniente da una profondità maggiore, in quanto il carotaggio non è in grado di restituire un campione indisturbato della superficie del suolo. ** = tale valore probabilmente non è attendibile, il campione non era idoneo alla prova.*

1.7.3 Prove di infiltrazione su campioni superficiali

Avendo riscontrato l'elevata componente argillosa dei campioni prelevati dal pozzo 1, e avendo per tali campioni effettuato una misura della permeabilità in laboratorio, riscontrando valori molto bassi, si è stabilito di svolgere nuove indagini in questo senso anche per alcuni ulteriori campioni prelevati più superficialmente.

Per materiali a grana fine si possono svolgere prove di permeabilità a carico variabile, allo scopo di misurare la velocità con la quale un fluido attraversa un mezzo poroso. Per fare questo sono necessari un fustellatore verticale per preparare il provino che sarà confinato in una fustella cilindrica a pareti sottili con scarpa tagliente. Servirà un cella edometrica dove collocare il provino e l'edometro vero e proprio per effettuare la prova. La misura tramite edometro, o permeometro a carico variabile, è un esperimento che consiste nel misurare il tempo t_1 necessario ad un determinato abbassamento dal carico idraulico iniziale H_0 ad un carico H_1

$$k = \frac{L \cdot a}{A \cdot t_1} \ln \frac{H_0}{H_1} \quad (1.12)$$

dove L è la lunghezza del campione di terreno, A la sua sezione, a è la sezione del tubo manometrico utilizzato per la variazione del carico idraulico; H_0 è la quota piezometrica iniziale, rispetto al riferimento. Il valore H_1 rappresenta la quota misurata dopo un tempo t_1 .

Sono state svolte prove edometriche standard in laboratorio di geotecnica (Figura 1.40) su campioni prelevati dal pozzo 1 a diverse profondità rispetto al piano campagna e su 3 campioni prelevati a circa 20 cm di profondità in posizioni differenti del bacino.

In seguito, ai fini di valutare più rapidamente le permeabilità di ulteriori campioni di suolo, e per minimizzarne l'effetto di disturbo, sono state effettuate delle prove di permeabilità a carico variabile ricostruendo una sorta di edometro semplificato in laboratorio di idraulica: tali prove di permeabilità hanno interessato 6 campioni superficiali prelevati nei primi 10 cm di profondità rispetto al piano campagna. I campioni, mantenuti all'interno delle fustelle, sono stati poi satu-

rati e chiusi ermeticamente (grazie ad un O-ring) con un coperchio collegato ad una cannula. Andando a riempire d'acqua la cannula, e misurando i tempi di abbassamento della colonnina d'acqua per ripetuti esperimenti, si è potuta così determinare la permeabilità satura dei vari campioni (Figura 1.41), come ad esempio per il campione SURF6 (1.42).



Figura 1.40: *Misura di permeabilità in laboratorio: edometro.*



Figura 1.41: *Misura di permeabilità in laboratorio: permeametro a carico variabile.*

I risultati sono riportati schematicamente in Figura 1.43: si osserva che:

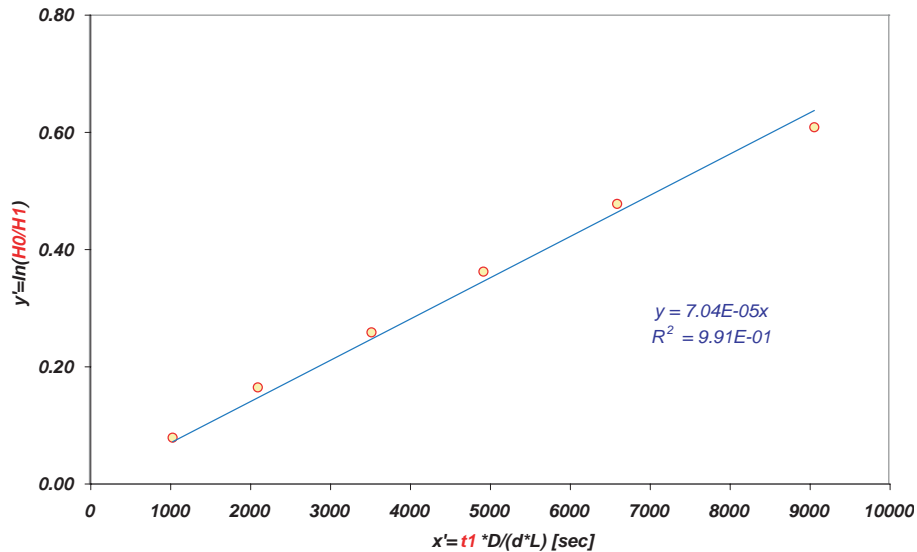


Figura 1.42: Retta di correlazione tra i tempi e i rapporti di carico idraulico per il campione SURF6. La pendenza della retta corrisponde al valore di $k_{sat} = 7.04 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$.

- i campioni prelevati a profondità maggiore rispetto al piano campagna mostrano una permeabilità (k_{sat}) bassa, con valori tipici dei suoli argillosi. Comunque, è riscontrata una netta variabilità tra il campione in destra idrografica (meno permeabile), quello prelevato nella zona dell'impluvio, e quello in sinistra idrografica, più permeabile;
- generalmente, nei campioni più superficiali si riscontra una permeabilità maggiore: questo ci fa supporre che lo strato di suolo effettivamente collaborante alla generazione del deflusso sia quello più superficiale.

E' inoltre interessante riscontrare una sostanziale compatibilità tra i valori k_{sat} valutati con edometro standard e con il permeometro semplificato ricostruito in laboratorio di idraulica per campioni di suolo prelevati in posizione vicine.



Figura 1.43: Conducibilità idrauliche sature (k_{sat}) valutate a differenti profondità e in diversi punti: in dettaglio, nelle posizioni 1, 2 e 3 sono state misurate sia per campioni a profondità tra 20 e 30 cm rispetto al piano campagna (in azzurro) sia per campioni più superficiali (tra 0 e 10 cm); per i punti 4, 5 e 6 le k_{sat} sono valutate solo per i campioni più superficiali. I valori sono espressi in m/s . In giallo è segnata la posizione dei pozzi: per il pozzo 1 si riporta la permeabilità media valutata.

Tabella 1.9: Sintesi dei valori di permeabilità ottenuti con le prove di laboratorio sui campioni prelevati.

Campione	profondità [m]	ksat [m/s]
<i>pozzo1</i>	-	10^{-10}
1 – <i>dx idrogr.</i>	0.20-0.30	10^{-10}
2 – <i>impluvio</i>	0.20-0.30	$7 \cdot 10^{-8}$
3 – <i>sx idrogr.</i>	0.20-0.30	$1.4 \cdot 10^{-6}$
<i>SURF1</i>	0-0.10	10^{-5}
<i>SURF2</i>	0-0.10	$7 \cdot 10^{-8}$
<i>SURF3</i>	0-0.10	$2 \cdot 10^{-6}$
<i>SURF4</i>	0-0.10	10^{-7}
<i>SURF5</i>	0-0.10	$6 \cdot 10^{-6}$
<i>SURF6</i>	0-0.10	$7 \cdot 10^{-7}$

1.8 Esperimenti con tracciante salino

Alcune semplici prove di tracciamento con sali (Cloruro di Sodio e Cloruro di Litio), eseguite tra Maggio e Giugno 2008, hanno permesso di effettuare una stima della conducibilità idraulica media del suolo nello strato più superficiale.

Per queste prove, totalmente preliminari e indicative, si è proceduto iniettando una determinata quantità d'acqua, in cui si era precedentemente diluito del tracciante (sale), in una porzione di terreno a monte dell'impiuvio, circa 40 metri prima che iniziasse la zona alberata. Dall'inizio degli alberi fino alla sezione chiusa allo stramazzo vi erano altri 40 metri circa. Allo stramazzo si è installato un campionario della ISCO, con lo scopo di prelevare ad intervalli di tempo regolari l'acqua del ruscello, e valutarne quindi le caratteristiche chimiche: misura di conducibilità elettrica specifica, misura della concentrazione degli ioni Na^+ , Cl^- , NO_3^- , SO_4^{--} .

In dettaglio, in data 29 maggio 2008, si sono versati 45 litri d'acqua in cui si erano diluiti 7 kg di $NaCl$ (Cloruro di Sodio); l'11 giugno 2008, invece, sono stati iniettati 15 litri d'acqua con 50 grammi di $LiCl$ (Cloruro di Litio).

La prima prova non ha dato risultati utilizzabili perché le concentrazioni di ioni Na^+ , Cl^- rilevate non hanno subito una variazione molto consistente rispetto al valore di fondo rilevato.

Per ovviare a questo problema, si è in seguito utilizzato $LiCl$, essendo il Litio solitamente presente in concentrazioni bassissime, e quindi più facilmente rilevabile.

Per la seconda prova, all'iniezione ha fatto seguito un evento di precipitazione di entità modesta che, comunque, dopo una settimana dall'iniezione ha generato un aumento della portata nel ruscello. Con essa anche la concentrazione degli ioni Litio (Li^+) ha subito un incremento fino ad un picco pari a circa $1.3 \mu g/l$ (il 18 giugno 2008 alle ore 6.00), nettamente superiore al valore di fondo di $0.1 \mu g/l$.

I campioni d'acqua sono stati prelevati ad intervalli orari per tutta la durata dell'esperimento, e su di essi sono state svolte le analisi chimiche per determinare conducibilità elettrica specifica e concentrazione degli ioni. Tale prova è ipotizzata assimilabile ad una prova di tracciamento in pozzo, per la quale vale l'equazione:

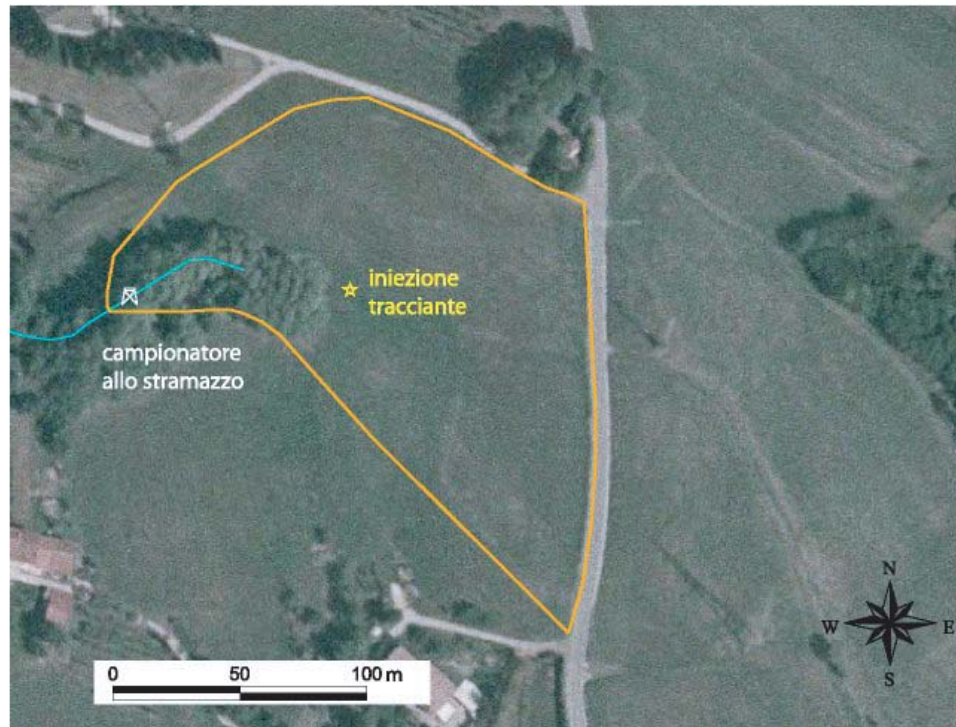


Figura 1.44: *Mappa con indicato il punto di iniezione del tracciante (stella gialla) e la posizione dello stramazzo e del campionatore.*



Figura 1.45: *Prova con tracciante: iniezione soluzione LiCl; campionamento allo stramazzo con campionatore ISCO.*

$$k_{sat} = \frac{n \cdot L^2}{h \cdot t} \quad (1.13)$$

dove

- n [-] è la porosità dell'acquifero (0.50);
- L [m] è la distanza tra il punto di iniezione e di campionamento (75.16 m);
- h [m] = è la differenza di quota piezometrica (9.68 m);
- t [ore] = è il tempo di arrivo del tracciante (156 ore).

I dati hanno permesso di calcolare una conducibilità idraulica satura pari a circa 1.8 m/h, ovvero $5 \cdot 10^{-4} m/s$.

Va detto, comunque, che la percentuale di Li^+ recuperato (ossia transitato allo stramazzo) è assai ridotta (inferiore all' 1 %): questo quantitativo così ridotto non può essere giustificato solamente dall'ipotesi di un deflusso che avvenga sotto lo stramazzo o comunque ad altre perdite di tipo profondo; esso è da imputarsi, probabilmente, al fatto che il sottosuolo è dotato di una componente argillosa molto elevata, che tende ad adsorbire lo ione Li^+ per scambio cationico.

Ciononostante, il fatto che la concentrazione di ione Li^+ riscontrata sia aumentata di oltre 10 volte il valore di fondo non lascia dubbi sul fatto che comunque parte dell'acqua sia arrivata con una tale velocità.

Ad ogni modo, la conducibilità riscontrata (giacchè si è rilevato il primo passaggio del tracciante dopo circa una settimana dall'iniezione), è sicuramente più elevata del previsto ed è realisticamente da imputarsi a fenomeni di deflusso preferenziale o macroporosità.

Questo risultato trova supporto in quelle che furono le prove con traccianti-tintura di Mosley al bacino Maimai, durante le quali egli riscontrò un valore di conducibilità idraulica 300 volte superiore alla permeabilità della matrice del suolo [Mosley, 1979].

Il valore di conducibilità idraulica di $5 \cdot 10^{-4} m/s$, comunque, è stato utilizzato soprattutto nelle prime simulazioni numeriche, in mancanza di informazioni più dettagliate e realistiche riguardanti il k_{sat} .

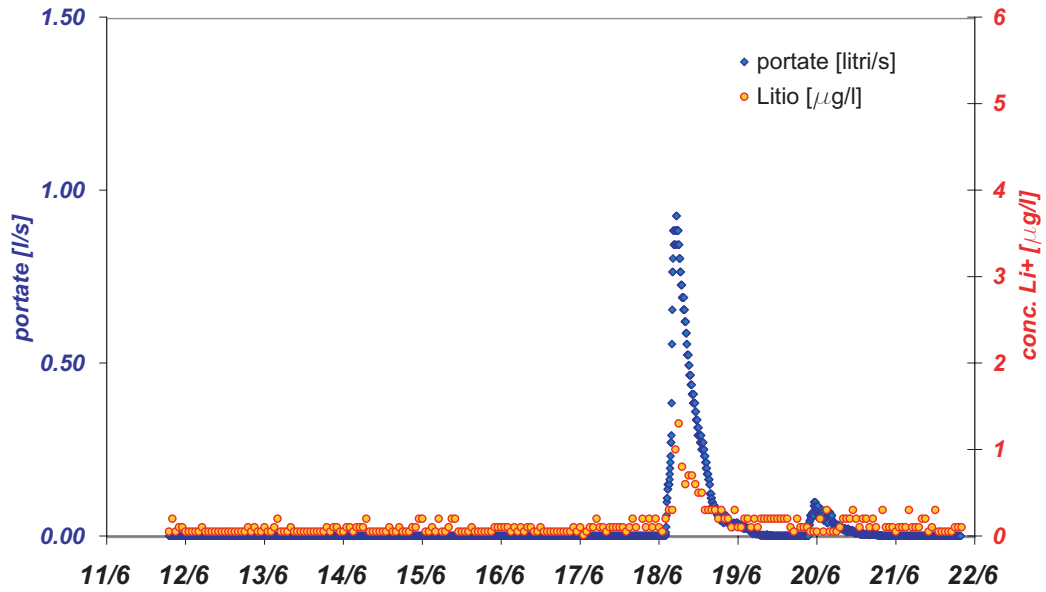


Figura 1.46: Arrivo dello ione Li^+ allo stramazzo: picco di $1.3 \mu g/l$ alle 6.00 del 18/06/08, 156 ore dopo l'iniezione (18.00 dell'11/06/08).

1.9 Prova di irrigazione superficiale

Una recente prova d'infiltrazione superficiale (28 ottobre 2009), durante la quale si è irrigata una superficie di terreno di 1 m^2 con quasi 1 m^3 d'acqua, ha permesso in primo luogo di calcolare una conducibilità idraulica satura almeno pari a 10^{-5} m/s .

Durante la prova si è effettuata una microERT con tre stendimenti formanti tra loro angoli di 60° e centrati proprio sulla superficie di 1 m^2 , che è stata coperta con una piccola tenda ed irrigata artificialmente per circa 5 ore, ovvero con un rate di precipitazione pari a 200 mm/h .

I dati di microERT sono stati elaborati solo in via preliminare, ma hanno permesso comunque di trarre alcune interessanti considerazioni:

- le eterogeneità spaziali in termini di resistività elettrica sono confermate anche su una porzione di suolo molto limitata;
- non si è osservato deflusso superficiale per meccanismo hortoniano (eccesso della capacità di infiltrazione): la capacità di infiltrazione è almeno pari a 20 cm/h (200 mm/h); d'altro canto, questa è una conferma del fatto che il meccanismo hortoniano non spiega la generazione del deflusso: quest'ultima avviene, specie in regioni umide e forestate, prevalentemente per eccesso di saturazione [Hewlett and Hibbert, 1967].

Questa prova, monitorata mediante misura geofisica ERT, ha inoltre permesso di confermare nuovamente le eterogeneità del terreno, specialmente per quanto riguarda lo strato di suolo collaborante, che a seguito delle preliminari elaborazioni dei risultati, sembra plausibilmente pari ad almeno 50 cm .



Figura 1.47: *Esperimento di irrigazione superficiale.*

1.10 Considerazioni riassuntive

Le numerose prove ed indagini presentate in questo Capitolo si possono sintetizzare in quanto segue:

- le prime analisi geotecniche hanno innanzitutto riscontrato la presenza di componente fine (limoso-argillosa) nei suoli prelevati;
- le prospezioni geofisiche hanno permesso di individuare eterogeneità, di effettuare una caratterizzazione qualitativa e di formulare un'ipotesi che necessitava però un riscontro oggettivo;
- tale riscontro (conferma) si è avuta grazie ad un successivo carotaggio in continuo, che ha permesso di analizzare nuovi campioni a profondità differenti rispetto al piano campagna ed effettuare una caratterizzazione più dettagliata nel punto perforato;
- la geofisica con elettromagnetometro e le analisi di permeabilità su campioni di suolo superficiali hanno confermato l'eterogeneità tra i due versanti e permesso di determinare perlomeno gli ordini di grandezza della conducibilità idraulica (variabili tra $10^{-10}m/s$ e $10^{-6}m/s$);
- la prova con tracciante ha rilevato una conducibilità idraulica molto più elevata di quanto non ci si aspettasse $5 \cdot 10^{-4}m/s$;
- l'esperimento di irrigazione superficiale ha denotato una capacità di infiltrazione almeno pari a $5 \cdot 10^{-5}m/s$.

Nessun metodo è ideale; le eterogeneità sono così forti che sono necessari approcci diversi e numerose misure per giungere ad una caratterizzazione soddisfacente.

Si riporta un elenco con i sopralluoghi e attività svolte in campo durante il periodo di monitoraggio e caratterizzazione.

Data	Motivo
19/04/07	installati piezometri,tensiometri, pluviometro
08/05/07	installato datalogger
24/05/07	cambiata batteria
	installato stramazzo e misuratore livello
06/06/07	messa rete protettiva stramazzo
11/06/07	scaricati dati
19/06/07	scaricati dati
29/11/07	scaricati dati
12/12/07	manutenzione stramazzo; tolto t1-7
25/12/07	cambiata batteria

Tabella 1.10: *Sopralluoghi in sito nel corso del 2007.*

Data	Motivo
21/01/08	prove geofisiche ; scaricati dati
17/02/08	cambiata batteria
28/03/08	scaricati dati
10/04/08	campionata acqua piovana e ruscello
17/04/08	scaricati dati; cambiata batteria
21/04/08	cambiata batteria
21/05/08	sopralluogo
26/05/08	prove geofisiche
29/05/08	inizio prova tracciante 1 (NaCl)
30/05/-03/06/08	cambio bottiglie campionatore
04/06/08	fine prova tracciante 1
11/06/08	inizio prova tracciante 2 (LiCl)
12-20/06/08	cambio bottiglie campionatore
25/06/08	sopralluogo e manutenzione
09/07/08	scaricati dati; cambiata batteria
22/07/08	prove geofisiche
23/07/08	prove geofisiche
24/07/08	prove geofisiche; cambiata batteria
10/09/08	installato nuovo pluviometro
18/09/08	prove geofisiche
24/09/08	scaricati dati
28/10/08	cambiata batteria
27/11/08	sopralluogo per perforazioni
18/12/08	prove geofisiche

Tabella 1.11: *Sopralluoghi in sito nel corso del 2008.*

Data	Motivo
09/01/09	sopralluogo per perforazioni
19/01/09	sopralluogo per perforazioni
25-27/02/09	perforazioni
2-4/03/09	perforazioni
17/03/09	campionamenti suolo superficiali
28/10/09	prove geofisiche
31/10/09	sopralluogo
03/12/09	inizio prova campionamento isotopi

Tabella 1.12: *Sopralluoghi in sito nel corso del 2009.*

Capitolo 2

Il modello CATchment HYdrological (CATHY)

Il CATHY (CATchment HYdrology) è un modello che accoppia un solutore agli elementi finiti per l'equazione di Richards che descrive il flusso nel mezzo poroso saturo o parzialmente saturo [Paniconi and Wood, 1993, Paniconi and Putti, 1994] e un solutore alle differenze finite per l'equazione di convezione-diffusione che descrive la propagazione del deflusso superficiale su una rete di versanti e canali, identificata in base alla topografia del terreno e al concetto di geometria idraulica [Orlandini and Rosso, 1998, Camporese et al., 2009].

Il sistema delle due equazioni alle derivate parziali si scrive:

$$\sigma(S_w) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [K_s K_{rw}(S_w) (\nabla \psi + \eta_z)] + q_s(h) \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c_k \frac{\partial Q}{\partial s} = D_h \frac{\partial^2 Q}{\partial s^2} + c_k q_L(h, \psi) \quad (2.2)$$

dove

$$\sigma(S_w) = S_w S_s + \phi \frac{\partial S_w}{\partial \psi} \quad (2.3)$$

dove $S_w(\psi) = \frac{\theta}{\theta_s}$ è la saturazione, θ è il contenuto d'acqua volumetrico [adimensionale], θ_s è il contenuto d'acqua a saturazione (generalmente uguale alla porosità, ϕ), S_s coefficiente d'immagazzinamento specifico dell'acquifero [L^{-1}], ψ pressione in termini di colonna d'acqua [L], t tempo [T], ∇ operatore di gradiente [L^{-1}], K_s tensore di conducibilità idraulica per terreno saturo [L/T], $K_{rw}(S_w)$ funzione di conducibilità idraulica relativa [adimensionale], $\eta_z = (0, 0, 1)^T$, e z è la coordinata cartesiana verticale diretta verso l'alto [L] e q_s termine di modellazione delle sorgenti o dei pozzi [L^3/L^3T]. Nell'equazione del deflusso superficiale 2.2 si utilizza un sistema di coordinate monodimensionale s [L] per descrivere ogni elemento della rete canale. In questa equazione, Q [L^3/T] rappresenta la portata lungo la generica sezione del canale, c_k [L/T] la celerità di propagazione dell'onda cinematica, D_h [L^2/T] la diffusività idraulica, q_L [L^3/L^3T] la quota d'acqua che s'infiltra (quando è positiva) o che exfiltra (negativa) dalla generica cella.

Il modello CATHY è costituito da due moduli principali: FLOW3D, che simula i processi d'infiltrazione e delle acque sotterranee e SOURF_ROUTE, che descrive i deflussi superficiali. A questi moduli sono aggregati altri programmi per l'estrazione della rete di drenaggio, acquisizione e implementazione delle condizioni iniziali e al contorno per il trattamento delle depressioni e dei serbatoi e per la stampa dei risultati [Putti and Paniconi, 2004].

2.1 Modellazione del deflusso superficiale

Il deflusso superficiale di un bacino idrologico è determinato dal trasporto su canali e versanti. Assumiamo che quello dei versanti sia concentrato in canalicoli e ruscelli che si formano a causa dell'erosione e delle irregolarità del terreno e differenziamo il comportamento di canali e versanti assegnando per i due stati differenti coefficienti di Gauckler-Strickler.

Per descrivere il deflusso superficiale è stato applicato uno schema che si basa sul metodo di Muskingum-Cunge applicato ad ogni singolo tratto di canale o di versante, utilizzando un sistema di coordinate monodimensionale definito sulla rete

di drenaggio. In questa formulazione la composizione e la topografia della rete di drenaggio nelle singole celle sono organizzate nel modo rappresentato in Figura 2.1. L'ordinamento è definito assegnando a ogni cella 2 valori: il primo è la somma delle celle di elevazione superiore confinanti, dalle quali la cella può ricevere un contributo (le celle sorgenti, cioè quelle in cui non ne drena nessun'altra, sono contrassegnate da 1). Il secondo indica il numero di connessione che identifica la prima cella di ogni tratto di canale e nel sistema di drenaggio esso è uguale all'ordine della cella per le celle iniziali delle sezioni e zero per le altre celle del tratto [Paniconi et al., 2003a].

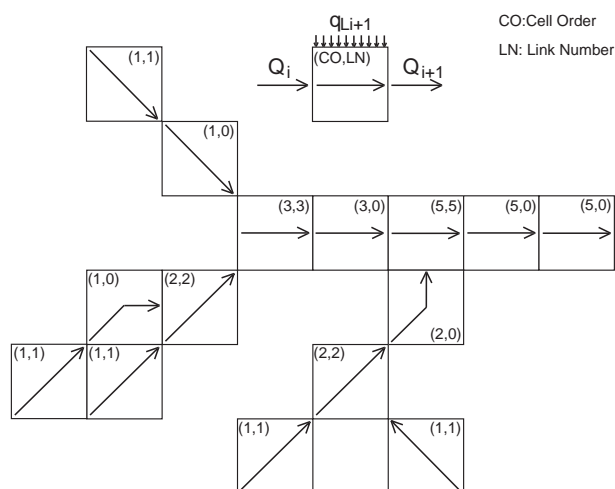


Figura 2.1: Esempio del sistema di ordinamento della rete di drenaggio basato su DTM (*Digital Terrain Model*).

2.1.1 Estrazione della rete di drenaggio

Il modello CATHY estrae automaticamente da DTM (*Digital Terrain Model*, modello digitale del terreno) la rete di drenaggio del bacino su cui si sta investigando. Ogni cella può teoricamente drenare nelle otto celle che la circondano, ma si ipotizza che possa drenare solo in un'altra ad una quota inferiore. In Figura 2.2 è illustrato come viene estratta la rete: ogni direzione di drenaggio viene ricavata a

partire dall'elevazione assegnata ad una cella, per cui viene calcolato il gradiente per ogni direzione consentita e viene scelto il più grande (metodo del massimo gradiente). Si stabilisce così un percorso per il deflusso superficiale e si stima il numero di celle che drenano nella generica cella in esame. Si fissa infine un'area di soglia per distinguere le celle versante da quelle canale.

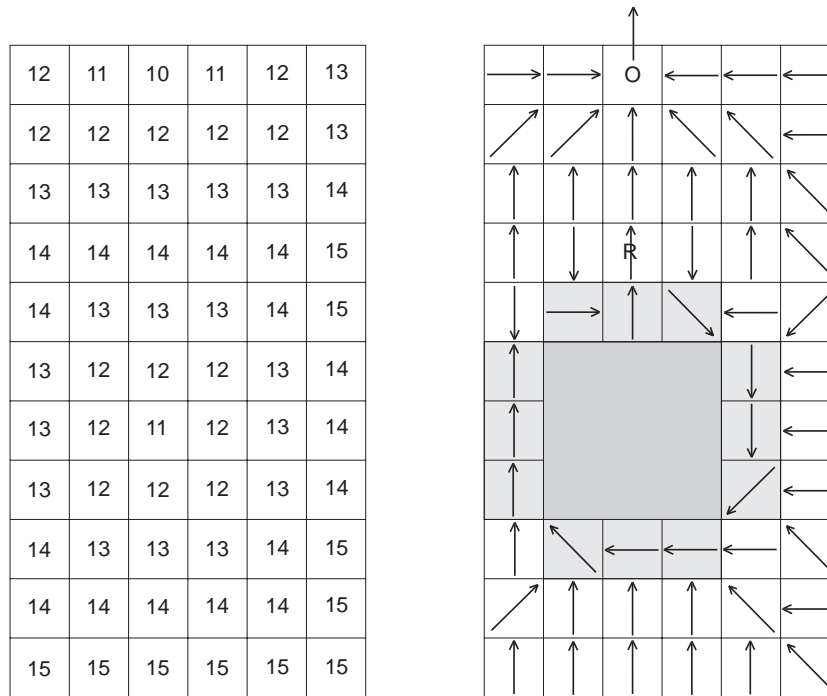


Figura 2.2: Mappatura delle direzioni di drenaggio: a sinistra sono schematizzate le celle di un DEM con la quota corrispondente, a destra le direzioni di drenaggio; *O* rappresenta la sezione di chiusura del bacino, *R* il punto di accumulo per le celle corrispondenti ad un lago (in grigio scuro).

2.1.2 Il modello di Muskingum-Cunge

Per la modellazione dell'onda di piena viene applicato il modello di Muskingum-Cunge alla rete ottenuta come indicato nel Paragrafo precedente. Il modello viene ricavato dalla discretizzazione alle differenze finite dell'equazione differenziale alle derivate parziali del modello cinematico:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c_k \frac{\partial Q}{\partial x} = c_k q_L. \quad (2.4)$$

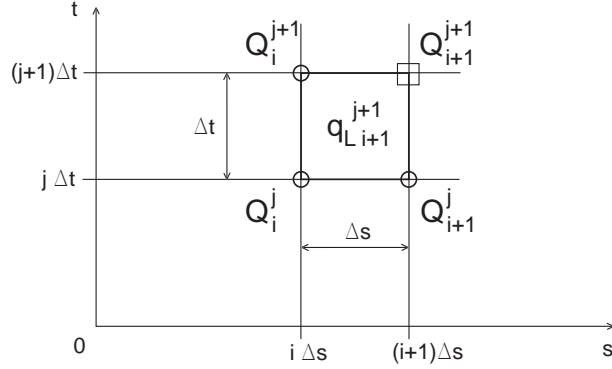


Figura 2.3: *Griglia di discretizzazione spazio-temporale del metodo di Muskingum Cunge.*

Le derivate sono state approssimate con opportuni rapporti incrementali valutati con i valori della funzione incognita nei quattro nodi della cella generica del reticolo di calcolo di Figura 2.3. Le derivate sono valutate nel centro della cella, individuato dai coefficienti di peso spaziale X e temporale θ , con Δt e Δs rispettivamente passo di integrazione temporale e spaziale:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \cong (1 - X) \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_{i+1}^j}{\Delta t} + X \frac{Q_i^{j+1} - Q_i^j}{\Delta t} \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial s} \cong \theta \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta s} + (1 - \theta) \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j}{\Delta s} \quad (2.6)$$

sostituendo le espressioni (2.5) e (2.6) nell'approssimazione dell'EDP (2.4) si ottiene

$$(1 - X) \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_{i+1}^j}{\Delta t} + X \frac{Q_i^{j+1} - Q_i^j}{\Delta t} + c_k \left(\theta \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta s} X + (1 - \theta) \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j}{\Delta s} \right) = c_k q_L \quad (2.7)$$

ed esplicitando il valore Q_{i+1}^{j+1} in funzione di quelli relativi agli altri tre nodi abbiamo

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_1 Q_i^{j+1} + C_2 Q_i^j + C_3 Q_{i+1}^j + C_4 q_{L,i+1}^{j+1} \quad (2.8)$$

dove

$$C_1 = \frac{c_k \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right) - 2X}{2(1 - X) + c_k \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)} \quad (2.9)$$

$$C_2 = \frac{c_k \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right) + 2X}{2(1 - X) + c_k \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)} \quad (2.10)$$

$$C_3 = \frac{2(1 - X) - c_k \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)}{2(1 - X) + c_k \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)} \quad (2.11)$$

$$C_4 = \frac{2c_k \Delta t}{2(1 - X) + c_k \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)} \quad (2.12)$$

Fissando $\theta = 0.5$ bisogna ora ricavare i coefficienti che restano incogniti X e c_k . Ponendo $c_k = dQ/d\Omega$ con Q valutato secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s S_f^{1/2} R_h^{2/3} \Omega \quad (2.13)$$

dove R_h è il raggio idraulico della sezione del canale, Ω l'area della sezione, K_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler e S_f la pendenza.

Un problema che ora sorge è quello di determinare i parametri geometrici del generico tratto di rete considerato. La tecnica utilizzata è quella sviluppata da Leopold e Maddock e consiste nel legare le proprietà geometriche del tratto di canale considerato, nello specifico la larghezza W e il perimetro bagnato P , alle caratteristiche della cella che sono note per ogni iterazione, ovvero l'area drenante cumulata e la portata entrante, attraverso opportuni parametri. Se si considera la portata Q per varie frequenze in un punto qualsiasi della rete, la larghezza del canale W può essere espressa come $W = a'Q^{b'}$ dove il coefficiente a' dipende dal punto del canale considerato e b' dalle caratteristiche della rete. Se si considerano le portate con la stessa frequenza seppur in punti diversi della rete muovendosi verso la sezione di chiusura la larghezza del canale $W_r = a''Q_r^{b''}$, anche se questo non è equivalente a considerare le portate nei differenti punti del bacino per lo stesso evento, può comunque esserne considerata una buona approssimazione. Le relazioni possono essere combinate in un'unica equazione per un dato punto:

$$\frac{W}{W_r} = \left(\frac{Q}{Q_r} \right)^{b'} \quad (2.14)$$

Se ora si osservano i valori W_{ro} e Q_{ro} nella sezione di chiusura del bacino

$$\frac{W_r}{W_{ro}} = \left(\frac{Q_r}{Q_{ro}} \right)^{b''} \quad (2.15)$$

combinando le espressioni (2.14) e (2.15) si ottiene

$$W = W_{ro} \left(\frac{Q_r}{Q_{ro}} \right)^{b''} \left(\frac{Q}{Q_r} \right)^{b'} \quad (2.16)$$

$$\left(\frac{Q_r}{Q_{ro}} \right) = \left(\frac{A}{A_o} \right) \quad (2.17)$$

con A_o area totale del bacino o area nella sezione di chiusura, per cui sostituendo l'equazione (2.17) in (2.16) si ottiene $W = \mathcal{W}Q^{b'}$ con

$$\mathcal{W} = W_{ro} Q_{ro}^{-b'} \left(\frac{A}{A_o} \right)^{b'' - b'} \quad (2.18)$$

lo stesso ragionamento può essere fatto per il perimetro bagnato:

$$P = c' Q^{d'} c' d' \quad (2.19)$$

$$P_r = c'' Q_r^{d''} \quad (2.20)$$

$$P = \mathcal{P} Q^{d'} \quad (2.21)$$

$$\mathcal{P} = P_{ro} Q_{ro}^{-d'} \left(\frac{A}{A_o} \right)^{d'' - d'} \quad (2.22)$$

$P_{ro}, W_{ro}, b', b'', d', d''$ sono chiamati coefficienti di Leopold e Maddock.

Q si può scrivere come

$$Q = K_s^{3/(3+2d')} S_f^{3/2(3/[3+2d'])} \mathcal{P}(Q)^{-2/(3+2d')} \Omega^{5/(3+2d')} \quad (2.23)$$

e ricordando che $c_k = dQ/d\Omega$ ottengo

$$c_k = 5/(3 + 2d') K_s^{3/5} S_o^{3/10} \mathcal{P}^{-2/5} Q^{2/5(1-d')} \quad (2.24)$$

Per ricavare X si effettua un'analisi di consistenza dello schema alle differenze finite e notando che l'equazione che in realtà viene risolta è

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c_k \frac{\partial Q}{\partial s} = \left[\left(\frac{1}{2} - X \right) c_k \Delta s \right] \frac{\partial^2 Q}{\partial s^2} + c_k q_L \quad (2.25)$$

$$D_n = \left(\frac{1}{2} - X\right) c_k \Delta s \quad (2.26)$$

dove D_n è il coefficiente di diffusione numerica. Cunge ha proposto di utilizzare l'errore di troncamento dello schema alle differenze finite per risolvere l'EDP del modello parabolico, ipotizzando che il coefficiente di diffusione numerica sia uguale a quello di diffusione fisica D_h dell'equazione di convezione-diffusione

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c_k \frac{\partial Q}{\partial s} = D_h \frac{\partial^2 Q}{\partial s^2} + c_k q_L(h, \psi) \quad (2.27)$$

e che S_o sia uguale a S_f per cui tenendo conto delle nozioni appena sviluppate sui coefficienti di Leopold e Maddock, risulta

$$D_h = \frac{3Q^{1-b'} \cos \beta}{2(3 + 2d') \mathcal{W} S_o} \quad (2.28)$$

per cui

$$X = 1/2(1 - D) \quad (2.29)$$

dove

$$D = \frac{3Q^{1-b'} \cos \beta}{2(3 + 2d') \mathcal{W} S_o c_k \Delta s} \quad (2.30)$$

[Orlandini et al., 1998].

2.2 Modellazione del deflusso subsuperficiale

2.2.1 L'equazione di Richards

Per descrivere il movimento dell'acqua nei terreni insaturi introduciamo l'equazione di Richards.

Considerando un volume di controllo V in un suolo parzialmente saturo caratterizzato da un contenuto d'acqua θ , l'equazione di continuità si può scrivere come:

$$\frac{dM}{dt} = -q + q_s \quad (2.31)$$

dove M è la massa contenuta nel volume V , q è il generico flusso entrante o uscente dal volume di controllo e q_s il flusso dovuto a sorgenti e a pozzi. Inoltre

$$V = dxdydz \quad (2.32)$$

$$M = \rho_w \theta dxdydz \quad (2.33)$$

dove ρ_w è la densità dell'acqua e θ il contenuto d'acqua del terreno. Il flusso di massa entrante in V è:

$$\rho_w q_x dydz + \rho_w q_y dx dz + \rho_w q_z dy dx \quad (2.34)$$

e quello uscente

$$-\rho_w \left[\frac{\partial q_x}{\partial x} + q_x \right] dydz - \rho_w \left[\frac{\partial q_y}{\partial y} + q_y \right] dx dz - \rho_w \left[\frac{\partial q_z}{\partial z} + q_z \right] dx dz \quad (2.35)$$

Applicando un bilancio di massa al volume V avremo:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}. \quad (2.36)$$

Ricordando la legge di flusso di Buckingham per terreni insaturi:

$$q_x = -K_x(\theta) \nabla h \quad (2.37)$$

$$q_y = -K_y(\theta) \nabla h \quad (2.38)$$

$$q_z = -K_z(\theta) \nabla h \quad (2.39)$$

e combinandola nell'equazione (2.36) otteniamo l'equazione di Richards per i terreni insaturi

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla [K(\theta) \nabla h] \quad (2.40)$$

La conducibilità idraulica $K(\theta)$ può essere espressa come

$$K(\theta) = \frac{k_r(\theta) k \rho_w g}{\mu_w} \quad (2.41)$$

e la conducibilità idraulica per terreni saturi K_s

$$K_s = \frac{k \rho_w g}{\mu_w} \quad (2.42)$$

con k conducibilità idraulica intrinseca, ρ_w densità dell'acqua, g accelerazione di gravità, μ_w viscosità cinematica dell'acqua e k_r conducibilità idraulica relativa. Esprimendo il carico piezometrico con $h = \psi + z$, dove $\psi = \frac{p}{\rho_w g}$ è la pressione in termini di colonna d'acqua con p pressione del fluido, e z coordinata cartesiana verticale con il verso positivo verso l'alto. Sviluppando ora il primo termine dell'equazione (2.36):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{d\theta}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (2.43)$$

$$\frac{d\theta}{d\psi} = \frac{d(\phi S_w)}{d\psi} = \phi \frac{\partial S_w}{\partial \psi} + S_w \frac{\partial \phi}{\partial \psi} \quad (2.44)$$

$$S_s = \frac{\partial S_w}{\partial \phi} \quad (2.45)$$

$$\sigma(S_w) = \phi \frac{\partial S_w}{\partial \psi} + S_w \frac{\partial \phi}{\partial \psi} \quad (2.46)$$

con $\sigma(\psi)$ coefficiente globale di immagazzinamento, t tempo, ∇ operatore di gradiente, η_z vettore unità definito da $\eta_z = (0, 0, 1)^T$, q portata iniettata od estratta per unità di volume. Avremo infine:

$$\begin{aligned} \sigma(S_w) \frac{\partial \psi}{\partial t} &= \nabla \cdot [K_s k_{rw}(S_w) (\nabla \psi + \eta_z)] \\ &+ q_s(h) \end{aligned} \quad (2.47)$$

L'equazione (2.47) è altamente non lineare per la dipendenza da ψ dei coefficienti di immagazzinamento e di conducibilità relativa. Questa dipendenza non lineare può essere espressa attraverso relazioni costitutive di natura semiempirica, dette anche relazioni caratteristiche che descrivono le proprietà idrauliche del mezzo poroso.

Esistono diverse tipologie di relazioni caratteristiche: la scelta delle curve da utilizzare è stata effettuata in fase di simulazione. Una sintetica descrizione di alcune relazioni è riportata nel Paragrafo 2.2.3.

2.2.2 Discretizzazione dell'equazione di Richards agli elementi finiti

Per la discretizzazione numerica dell'equazione di Richards si utilizza la tecnica degli elementi finiti nella formulazione di Galerkin, con elementi tetraedrici a funzioni di base lineari e un metodo alle differenze finite pesate per la discretizzazione temporale. Secondo la tecnica agli elementi finiti, si discretizza il dominio Ω in un insieme di E tetraedri e N nodi, e si approssima la soluzione esatta (ψ) tramite funzioni di base lineari W_i . Definiamo una soluzione approssimata:

$$\hat{\psi} = \sum_{i=1}^N \hat{\psi}_i(t) W_i(x). \quad (2.48)$$

Sostituendo l'equazione (2.48) nell'equazione (2.47) otteniamo il residuo:

$$L(\psi) = \nabla \cdot [K_s K_r (\nabla \psi + \eta_z)] - \sigma(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} + q = 0 \quad (2.49)$$

Le cosiddette equazioni di Galerkin si ottengono imponendo l'ortogonalità del residuo alle N funzioni di base W_i :

$$\int_{\Omega} L(\hat{\psi}) W_i(\mathbf{x}) d\Omega = 0 \quad i = 1, \dots, N \quad (2.50)$$

Nello scrivere queste equazioni è stato assunto che le componenti principali di anisotropia idraulica siano parallele agli assi coordinati in modo tale da rendere diagonale il tensore di conducibilità satura. Espandendo l'equazione (2.50) e applicando il lemma di Green alle derivate spaziali si ottiene per $i = 1, \dots, N$:

$$\begin{aligned} & - \int_{\Omega} K_r [K_s (\nabla \hat{\psi} + \eta_z) \cdot \nabla W_i] d\Omega \\ & + \int_{\Gamma} K_r [K_s (\nabla \hat{\psi} + \eta_z) \cdot \mathbf{n}] W_i d\Gamma - \int_{\Omega} \sigma \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} W_i d\Omega + \int_{\Omega} q W_i d\Omega = 0 \end{aligned} \quad (2.51)$$

Sostituendo l'espressione di $\hat{\psi}$ data dalla (2.48), cambiando di segno, e imponendo le condizioni al contorno di Dirichlet e di Neumann

$$\psi(\mathbf{x}, 0) = \psi_o(\mathbf{x}) \quad (2.52)$$

$$\psi(\mathbf{x}, t) = \psi_p(\mathbf{x}, t) \quad \text{su } \Gamma_1 \quad (2.53)$$

$$\mathbf{v} \cdot \mathbf{n} = -q_n(\mathbf{x}, t) \quad \text{su } \Gamma_2 \quad (2.54)$$

dove $\mathbf{x} = (x, y, z)^T$ è il vettore delle coordinate spaziali, ψ_o rappresenta la pressione al tempo 0, ψ_p la pressione imposta nel contorno di Dirichlet Γ_1 , \mathbf{n} è la normale esterna al contorno e q_n è il flusso imposto attraverso il contorno di Neumann Γ_2 , si ottiene il seguente sistema di equazioni differenziali ordinarie:

$$H(\hat{\Psi})\hat{\Psi} + P(\hat{\Psi})\frac{d\hat{\Psi}}{dt} + \mathbf{q}^*(\hat{\Psi}) = \mathbf{0} \quad (2.55)$$

dove

$$\begin{aligned} h_{ij} &= \sum_{e=1}^E \int_{V^e} K_r^e (K_s^e \nabla W_j^e \cdot \nabla W_i^e) dV \\ p_{ij} &= \sum_{e=1}^E \int_{V^e} \sigma^e W_j^e W_i^e dV \\ q_i^* &= \sum_{e=1}^E \left[\int_{V^e} K_r^e K_{satz}^e \frac{\partial W_i^e}{\partial z} dV - \int_{V^e} q^e W_i^e dV - \int_{\Gamma_2^e} q_n^e W_i^e d\Gamma \right] \end{aligned} \quad (2.56)$$

Nelle equazioni precedenti $H = \{h_{ij}\}$ rappresenta la matrice di rigidità del flusso e $P = \{p_{ij}\}$ la matrice di capacità (o delle masse) del flusso. Il vettore $\mathbf{q}^* = \{q_i^*\}$ contiene le condizioni al contorno di Dirichlet e Neumann, i termini di sorgente, il termine gravitazionale e il termine contenente la derivata temporale della concentrazione. Il coefficiente K_{satz} è la componente lungo z del tensore di conducibilità idraulica. I parametri del modello variabili nello spazio sono considerati costanti all'interno di ciascun tetraedro, mentre quelli che sono funzione della pressione sono calcolati tramite i valori di ψ mediati su ciascun elemento, e su di esso sono considerati costanti. Le condizioni al contorno di Dirichlet sono imposte sul sistema finale. La funzione lineare di base W_i^e per un generico tetraedro di vertici i, j, k, m si può scrivere come:

$$W_i^e = (a_i + b_i x + c_i y + d_i z) / 6V^e \quad (2.57)$$

dove il volume dell'elemento è dato da:

$$\mathbf{V}^e = \frac{1}{6} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i & z_i \\ 1 & x_j & y_j & z_j \\ 1 & x_k & y_k & z_k \end{vmatrix}$$

e i coefficienti

$$\mathbf{a}_i = \begin{vmatrix} x_j & y_j & z_j \\ x_k & y_k & z_k \\ x_m & y_m & z_m \end{vmatrix}$$

$$\mathbf{b}_i = \begin{vmatrix} 1 & y_j & z_j \\ 1 & y_k & z_k \\ 1 & y_m & z_m \end{vmatrix}$$

$$\mathbf{c}_i = \begin{vmatrix} 1 & x_j & z_j \\ 1 & x_k & z_k \\ 1 & x_m & z_m \end{vmatrix}$$

$$\mathbf{d}_i = \begin{vmatrix} 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix}$$

Valutiamo ora le matrici H e P e il vettore q . Il ij -esimo elemento della matrice H è dato da

$$h_{ij} = \sum_{e=1}^E h_{ij}^e$$

dove

$$\begin{aligned} h_{ij} &= \int_{V^e} K_r K_s (\nabla \hat{\psi} + \eta_z \cdot \nabla W_i) dV = \\ &= \int_{V^e} K_r^e (K_s x^e \frac{b_j}{6V^e} \frac{b_j}{6V^e} + K_s y^e \frac{c_j}{6V^e} \frac{c_i}{6V^e} + K_s z^e \frac{d_j}{6V^e} \frac{d_i}{6V^e}) dV \\ &= \frac{K_r^e}{36|V^e|} (K_s x^e b_j b_i + K_s y^e c_j c_i + K_s z^e d_j d_i) \end{aligned}$$

Il ij -esimo elemento della matrice P si può scrivere come:

$$p_{ij} = \sum_{e=1}^E p_{ij}^e$$

e

$$p_{ij} = \int_{V^e} \sigma_e W_j^e W_i^e dV = \sigma_e \frac{|V^e|}{20} \begin{cases} 2 & \text{Se } i = j \\ 1 & \text{Se } i \neq j \end{cases}$$

Il vettore q^* si può rappresentare attraverso le sue componenti g_z, b_f, q_f , dove il vettore gravità g_l con $l = x, y, z$ risulta essere uguale a g_z dato che le sue componenti in x e y sono nulle:

$$g_z = g_z i = \sum_{e=1}^E G_i^e, b_f = b_f i = \sum_{e=1}^E F_i^e, q_f = q_f i = \sum_{e=1}^E L_i^e$$

$$G_i^e = \int_{V^e} K_r^e K_s z^e \frac{\partial W_i^e}{\partial z} dV = \frac{|V^e|}{6V^e} K_r^e K_s z^e d_i$$

$$F_i^e = \int_{V^e} q_i^e W_i^e dV = q_e \frac{|V^e|}{4}$$

$$L_i^e = - \int_{\Gamma_2^e} q_n^e W_i^e d\Gamma = -q_e \frac{|\Delta^e|}{3}.$$

La quantità $|\Delta^e|$ indica l'area della base triangolare del tetraedro su cui sono applicate le condizioni al contorno. Il sistema (2.55) viene integrato nel tempo con uno schema alle differenze finite pesate:

$$\left(H^{k+1} + \frac{P^{k+1}}{\Delta t_k} \right) \hat{\Psi}^{k+1} = \left(\frac{P^{k+1}}{\Delta t_k} \right) \hat{\Psi}^k - \mathbf{q}^{*k+1} \quad (2.58)$$

dove k e $k + 1$ indicano i livelli temporali precedente e corrente, Δt_k è il passo di integrazione temporale e H, P e \mathbf{q}^* sono calcolati utilizzando $\hat{\Psi}^{k+\nu_f} = \nu_f \hat{\Psi}^{k+1} + (1 - \nu_f) \hat{\Psi}^k$. La stabilità di tale schema è assicurata se $0.5 \leq \nu_f \leq 1$. Per $\nu_f = 0.5$ avremo lo schema di Crank-Nicolson, per $\nu_f = 1$ quello di Eulero che di seguito applicheremo. Il vettore delle velocità di Darcy viene ricavato dall'equazione

$$\mathbf{v} = -K_s K_r (\nabla \psi + \eta_z)$$

con

$$\mathbf{v}_\ell^{k+1} = U_\ell \hat{\Psi}^{k+1} + \mathbf{g}_\ell^{k+1} \quad \ell = x, y, z \quad (2.59)$$

dove \mathbf{v}_ℓ è un vettore di dimensione E contenente per ciascun elemento la componente del vettore velocità lungo la direzione ℓ , U_ℓ è una matrice di dimensione $E \times N$ che discretizza la componente del gradiente presente in direzione ℓ , e \mathbf{g}_ℓ contiene i termini di gravità sempre dell'equazione. Per risolvere la non linearità dell'equazione (2.58) dovuta alla dipendenza delle curve di risalita capillare dalla pressione si utilizza lo schema di Picard:

$$\left(H^{k,m} + \frac{1}{\Delta t_k} P^{k,m}\right) \mathbf{s}^m = -\mathbf{g}(\hat{\Psi}^{k,m}) \quad (2.60)$$

dove m è il livello corrente di iterazione con

$$\mathbf{s}^m = \hat{\Psi}^{k+1,m+1} - \hat{\Psi}^{k+1,m} \quad (2.61)$$

e

$$\mathbf{g}(\hat{\Psi}^{k+1}) = H^{k+1} \hat{\Psi}^k + \frac{P^k}{\Delta t_k} (\hat{\Psi}^{k+1} - \hat{\Psi}^k) + \mathbf{q}^{*k} \quad (2.62)$$

L'equazione (2.60) viene poi risolta a ogni iterazione usando il metodo del gradiente coniugato preconditionato per sistemi lineari sparsi [Paniconi et al., 2003a].

2.2.3 Curve di risalita capillare

Il flusso d'acqua nel mezzo poroso insaturo è controllato dalle differenze nel carico idraulico H , definito come somma del carico di pressione ψ e della quota altimetrica z .

$$H = \psi(\theta) + z \quad (2.63)$$

La relazione tra carico di pressione ψ e contenuto d'acqua volumetrico θ , comunemente definita curva di risalita capillare, dipende dalle caratteristiche fisiche del suolo. Esistono diverse espressioni empiriche che descrivono questa relazione, ognuna dipendente da un numero limitato di parametri. Uno dei modelli più largamente adottati è quello di *van Genuchten* (1980). Questa relazione con quattro parametri (θ_r , θ_s , α , n) tra il carico di pressione ψ e contenuto d'acqua volumetrico θ è data da:

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad (2.64)$$

dove:

- θ_r rappresenta il contenuto d'acqua residuo (per suzione molto elevata)
- θ_s rappresenta il contenuto d'acqua a saturazione (generalmente pari alla porosità)
- $\alpha [L^{-1}]$ è inversamente collegato alla dimensione media dei grani
- n è un esponente con valore tanto maggiore quanto più è ampia la distribuzione della dimensione dei grani (e dei pori)

Per semplificare la relazione si utilizza $m = 1 - 1/n$. Nel Paragrafo [?] sono state definite le curve di risalita capillare.

Il modello Cathy consente di utilizzare diverse tipologie di curve di risalita capillare.

Le curve di risalita che il modello prevede come opzioni sono:

- van Genuchten;
- van Genuchten estese;
- Huyakorn et al.;
- Brooks-Corey;

I modelli matematici di sistemi idrologici richiedono la conoscenza delle relazioni tra il contenuto d'acqua del suolo θ , la pressione in termini di colonna d'acqua, ψ e la conducibilità idraulica insatura, k . Il grafico che mette in relazione la pressione e il contenuto d'acqua del suolo è denominato *curva di ritenzione idraulica* o "curva caratteristica del contenuto d'acqua del suolo". Per modellare la ritenzione e il movimento dell'acqua nella zona insatura, è pertanto necessario conoscere la relazione tra il carico di pressione in termini di colonna d'acqua, ψ , il contenuto

d'acqua, θ e la conducibilità idraulica k . Le funzioni di ritenzione idraulica e di conducibilità idraulica, dipendenti dal contenuto d'acqua, possono essere descritte attraverso diverse schematizzazioni, tra cui citeremo qui di seguito le curve di Brooks-Corey (1964) e le curve di Van Genuchten (1985).

Curve di Brooks-Corey

$$\begin{aligned}\theta(\psi) &= \theta_r + (\theta_s - \theta_r)(\psi_s/\psi)^\beta & \psi < \psi_s \\ \theta(\psi) &= \theta_s & \psi \geq \psi_s\end{aligned}\quad (2.65)$$

$$\begin{aligned}k_r(\psi) &= (\psi_s/\psi)^{2+3\beta} & \psi < \psi_s \\ k_r(\psi) &= 1 & \psi \geq \psi_s\end{aligned}\quad (2.66)$$

dove θ rappresenta il contenuto d'acqua volumetrico, θ_r il contenuto d'acqua residuo, (spesso considerato pari alla porosità ϕ), ψ_s la pressione capillare, β è un parametro caratteristico della curva. Il coefficiente globale di immagazzinamento è dato da:

$$\sigma = S_w S_s + \phi \frac{dS_w}{d\psi} \quad (2.67)$$

dove si sono indicati con $S_w = \theta/\theta_s$ la saturazione e con S_s il coefficiente di immagazzinamento elastico.

Curve di Van Genuchten

$$\begin{aligned}\theta(\psi) &= \theta_r + (\theta_s - \theta_r)[1 + \beta]^{-m}, & \psi < 0 \\ \theta(\psi) &= \theta_s, & \psi \geq 0\end{aligned}\quad (2.68)$$

$$\begin{aligned}k_r(\psi) &= (1 + \beta)^{-5m/2} [(1 + \beta)^m - \beta^m]^2, & \psi < 0 \\ k_r(\psi) &= 1, & \psi \geq 0\end{aligned}\quad (2.69)$$

dove θ rappresenta il contenuto d'acqua volumetrico, θ_r il contenuto d'acqua residuo, (spesso considerato pari alla porosità ϕ), $\beta = (\psi/\psi_s)^n$, essendo ψ_s la pressione capillare; n è una costante empirica variabile tra 1.25 e 6 e $m = 1 - 1/n$. Il

coefficiente globale di immagazzinamento è dato da:

$$\sigma = S_w S_s + \phi \frac{dS_w}{d\psi} \quad (2.70)$$

dove si sono indicati con $S_w = \theta/\theta_s$ la saturazione e con S_s il coefficiente di immagazzinamento elastico.

2.3 Soluzione del modello accoppiato

Per la risoluzione del sistema formato dalle equazioni 2.1 e 2.2 si utilizza il seguente algoritmo non iterativo per t_k che va da 0 a t_{max} con passo Δt :

- viene risolta l'equazione 2.2 usando q_L^k come dato per SURF_ROUTE ottenendo Q^{k+1} e da questo la distribuzione delle altezze di ponding h^{k+1} ;
- si usano h^{k+1} e i dati di pioggia ed evapotraspirazione al tempo t^{k+1} per costruire le condizioni iniziali e al contorno per FLOW3D e risolvere la 2.1 per ψ^{k+1}
- viene calcolato con FLOW3D il flusso superficiale q_L^{k+1} usando ψ^{k+1} e il bilancio energetico tra la forzante atmosferica e il flussi attuali. L'algoritmo deve essere inizializzato partendo da dati di q_l per l'Equazione 2.2, oppure viene fornita a FLOW3D una distribuzione iniziale di ψ arbitraria. Per ottenere questi dati si ricorre ad un'inizializzazione che possa ottenere condizioni di partenza realistiche da fornire al modello.

2.4 Interazioni tra stato superficiale e subsuperficiale

I fattori che determinano il bilancio di massa dell'acqua di un bacino sono il suolo, la topografia, la vegetazione e le condizioni climatiche [Eagleson, 1978]. Di queste, il suolo e la topografia sono parametrizzate come parte del modello, la vegetazione non è tenuta in considerazione nella presente versione del modello e la forzante atmosferica, rappresentata dalla precipitazione o dall'evaporazione è un termine esterno trattato come una condizione al contorno per la superficie.

Un trattamento standard in un modello di flusso non accoppiato (solo superficiale) è di considerare gli input di precipitazione ed evaporazione atmosferici come quantità di tipo *potenziale*. Durante un evento di pioggia su un suolo inizialmente non saturo, la condizione al contorno per la superficie è del tipo Neumann fino a che il carico di pressione (ossia la pressione in termini di colonna d'acqua) sulla superficie, calcolata dal modello, diviene nulla, segnalando la saturazione. A questo punto la condizione al contorno cambia in condizione del tipo Dirichlet (pressione imposta), permettendo al modello di calcolare la quantità *attuale* d'acqua che si infiltra nel suolo, che sarà inizialmente inferiore alla quantità *potenziale*. Se durante un periodo di pioggia il flusso attuale eccede la quantità potenziale (come accade se, ad esempio, vi è una diminuzione dell'intensità di precipitazione), vi è il segnale che il suolo è in grado di assorbire più acqua di quanto suggerito dalla condizione al contorno di Dirichlet e che questo quantitativo in eccesso di acqua è fisicamente disponibile sotto forma di precipitazione potenziale, così che la condizione al contorno è nuovamente riportata al tipo Neumann e il carico di pressione superficiale è nuovamente libero di variare e dovrebbe scendere sotto lo zero.

Analogamente, durante un periodo che intercorre tra due eventi, quando l'input atmosferico è rappresentato da una quantità di evaporazione potenziale, la condizione al contorno è del tipo Neumann fino a che l'essiccazione del suolo fa sì che il carico di pressione superficiale scenda oltre il valore soglia "air-dry" ψ_{min} , situa-

zione in cui viene imposta la condizione di Dirichlet e la quantità di evaporazione attuale (inferiore in valore assoluto a quella potenziale) è calcolata dal modello. Se il flusso attuale diviene in seguito maggiore di quello potenziale, ad esempio per una diminuzione serale dell'evaporazione potenziale, allora la condizione al contorno è nuovamente riportata al tipo Neumann e il suolo è in grado di soddisfare interamente la domanda d'acqua dall'atmosfera.

Sembra ragionevole l'esistenza di un analogo meccanismo per la gestione di immagazzinamento e richiesta d'acqua tra il suolo e l'atmosfera, sia per eventi di precipitazione che di evaporazione; comunque, la definizione di un valore di soglia ψ_{min} nel secondo caso non è meno ambiguo che il suo analogo $\psi = 0$ caso precedente. Non sono riportati in letteratura molti valori di ψ_{min} , sebbene [Hollinger and Isard, 1994] citino alcuni studi che sono stati condotti per misurare il 'contenuto d'acqua volumetrico in condizioni d'aria secca' e la sua relazione con il punto di appassimento permanente per la vegetazione. In realtà avrebbe più senso basare il concetto di soglia su un contenuto di umidità piuttosto che su un carico di pressione, dato che in condizioni molto secche grandi cambiamenti di carico di pressione sono spesso accompagnati da piccole variazioni del contenuto d'acqua. Ad ogni modo, è necessario un maggior numero di dati sperimentali per verificare questa ipotesi di soglia per i periodi che intercorrono tra due eventi.

Da un punto di vista fisico, il meccanismo di variazione delle condizioni al contorno presenta alcune caratteristiche interessanti con importanti implicazioni anche per gli algoritmi numerici del modello accoppiato superficiale-subsuperficiale:

- Il controllo del cambiamento viene effettuato per ogni nodo superficiale, cosicchè vengono tenute in considerazione non soltanto la variabilità spaziale della precipitazione e dell'evaporazione, ma anche le caratteristiche del suolo e topografiche, che sono importanti quanto la forzante atmosferica per la determinazione dello schema spaziale del deflusso e dell'infiltrazione.
- Il controllo del cambiamento è effettuato ad ogni passo temporale (in realtà dato che il modello subsuperficiale non è lineare e viene risolto iterativamen-

te, il controllo viene effettuato ad ogni iterazione) cosicchè viene tenuta in considerazione la variabilità *temporale* della precipitazione e dell'evaporazione, e che possa essere simulata l'alternanza di periodi di pioggia e periodi che intercorrono tra le precipitazioni, e che non siano necessarie assunzioni o parametrizzazioni per determinare il tempo per raggiungere lo stage-two drying e il tempo per la saturazione (o per il ponding) e le conseguenti quantità attuali di esfiltrazione e infiltrazione.

- Una condizione al contorno di tipo Neumann per la superficie corrisponde ad un processo di infiltrazione o esfiltrazione controllato dall'atmosfera mentre una condizione di tipo Dirichlet rappresenta un processo limitato dal suolo, cosicchè le interazioni tra terreno e atmosfera sono facilmente monitorate.
- Durante un evento di precipitazione, su un nodo superficiale del tipo Dirichlet la differenza tra i flussi potenziale e attuale rappresenta l'eccesso d'acqua che, quando si introduce un modello di routing superficiale, fornisce la variabile di scambio tra superficie e subsuperficie e consente la determinazione della suddivisione della pioggia in infiltrazione e deflusso superficiale (separazione dei deflussi) e l'attivazione della saturazione superficiale, del deflusso superficiale, delle aree che contribuiscono parzialmente e delle aree di esfiltrazione.
- Un unico criterio, il raggiungimento del carico di pressione nullo sulla superficie durante un evento di pioggia, tiene conto di entrambi i possibili meccanismi di generazione di deflusso superficiale, il deflusso di Horton (per eccesso di infiltrazione) e quello di Dunne (per eccesso di saturazione). La distinzione tra i due meccanismi può essere fatta esaminando il profilo verticale dell'umidità del suolo o del carico di pressione: se il profilo non è completamente saturato allora l'evento di deflusso è hortoniano.
- Il bilancio dei flussi di acqua attraverso la superficie del terreno contribuisce in maniera significativa al bilancio di massa numerico su tutto il bacino e

sugli idrogrammi in uscita, e il controllo del cambiamento delle condizioni al contorno fornisce un semplice metodo per computare queste componenti.

Nell'introduzione del modello di routing superficiale, il cambiamento delle condizioni al contorno effettuato dal modulo subsuperficiale viene esteso per consentire all'acqua in eccesso di accumularsi in superficie come *ponding*. Questa acqua stagnante, convertita in flusso q_L , costituisce un termine forzante in input al modello routing ad ogni nuovo passo temporale. Il modello routing ridistribuisce quest'acqua e restituisce valori di portata superficiale aggiornati in entrata e uscita da ogni cella, dai quali vengono calcolati come input per il modulo subsuperficiale i valori di *ponding head* aggiornati al nuovo passo temporale. Un nodo superficiale ad un qualsiasi istante temporale potrà pertanto trovarsi in uno dei seguenti quattro stati: secco, insaturo, saturo, stagnante. Il trattamento di questo nuovo quarto caso richiede un bilancio non solo per i flussi attuale e potenziale come avviene per gli altri tre stati, ma anche per le *ponding heads* (o del loro equivalente in termini di flusso).

Dal punto di vista fisico, la distinzione tra un nodo superficiale che sia "saturo" o "stagnante" viene effettuata attraverso il parametro di input del modello "pond_head_min" al quale è assegnato il carico di pressione soglia che un nodo superficiale deve raggiungere per essere considerato stagnante, nel senso di avere dell'acqua disponibile per routing dal modulo di deflusso superficiale. Il valore di "pond_head_min" può essere imposto per tener conto della quantità d'acqua che può rimanere intrappolata nelle caratteristiche microtopografiche della superficie. Dal punto di vista algoritmico, l'introduzione del parametro "pond_head_min" permette di attivare il modulo SURF_ROUTE soltanto quando ci sia dell'acqua superficiale disponibile per la routing, piuttosto che ad ogni passo temporale.

Nel trattamento del quarto caso (*ponding*) come un'estensione degli altri, tre nella quale il bilancio d'acqua e la variazione delle condizioni al contorno continuano ad essere gestite dal modulo subsuperficiale, i cambiamenti strutturali al codice nell'introduzione del modulo di routing superficiale sono stati tenuti al minimo.

La logica del programma rimane invariata, anche se il caso di ponding è considerevolmente più intricato dei casi senza ponding, com'è documentato in Figura 2.4. Tener conto del modulo subsuperficiale significa anche che quello che passa dalla subsuperficie alla superficie ad ogni passo temporale non è il flusso ricalcolato al nodo dato, ma la variazione incrementale in questo flusso tra il passo temporale precedente e quello corrente. Ovvero che il modulo subsuperficiale aggiorna il modulo superficiale, ma alla fine del suo passo temporale il modulo superficiale, che converte i suoi flussi di portata aggiornati in carichi stagnanti (ponding heads) prima di essere ripassati al modulo subsuperficiale, fa questo senza rimuovere quest'acqua dalla quantità rappresentata nei suoi flussi di portata, dato che questo calcolo è lasciato al modulo subsuperficiale.

Il trattamento del caso di ponding è schematizzato in Figura 2.4, nella quale sono rappresentati quattro scenari: flussi potenziale e attuale positivi, flusso potenziale positivo e attuale negativo, flusso potenziale negativo e attuale positivo, flussi potenziale e attuale negativi. In questa Figura x , $2x$, $3x$ dovrebbero considerarsi carichi convertiti in flusso (asse "superficiale") oppure flussi convertiti in carichi (assi "attuale" e "potenziale"). Per ogni scenario la Figura spiega qual è il risultato (in termini di *ponding*, stato di saturazione, generazione di deflusso, condizioni al contorno, e flusso attuale in entrata o in uscita dal suolo) alla fine di un passo temporale se all'inizio dello stesso passo temporale sono indicati i flussi potenziale, attuale e stagnante agenti su un nodo superficiale durante l'esecuzione del modulo subsuperficiale. Il flusso risultante e lo stato della saturazione superficiale sono quelli che vengono trasferiti al modulo superficiale al passo temporale successivo.

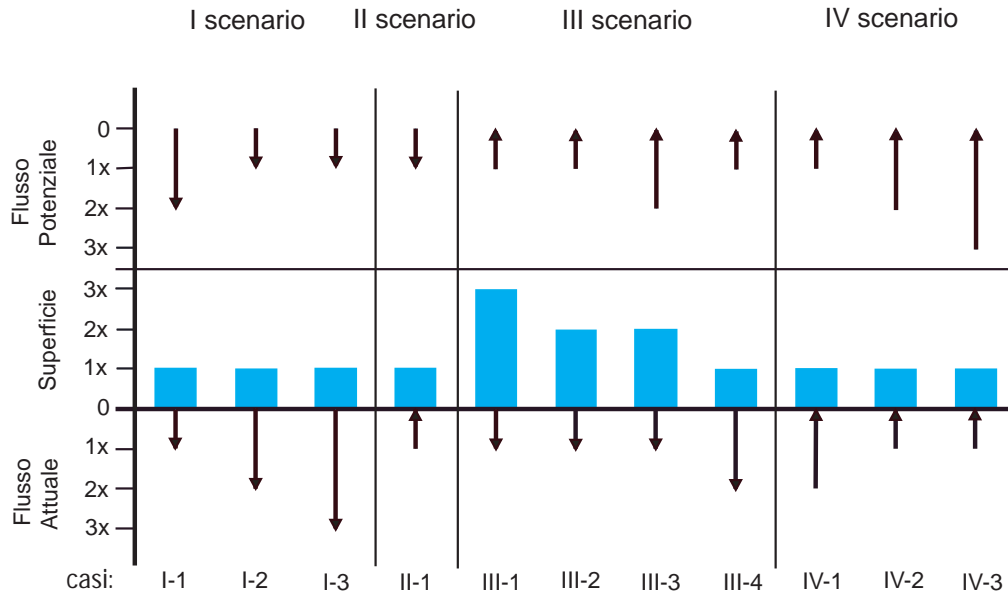
Dei quattro scenari, il secondo, in cui il flusso potenziale è positivo (pioggia) e il flusso attuale è negativo, è il più semplice. In questo caso, dato che la superficie è *stagnante* e che vi è una riserva atmosferica d'acqua piuttosto che una domanda, sia il flusso potenziale che quello attuale contribuiscono interamente al livello di *ponding*, senza riguardo delle grandezze relative dei flussi potenziale, di ponding-stagnante, attuale. È evidente che in questo caso il flusso attuale rappresenta il

flusso di ritorno o esfiltrazione.

Uno scenario più complesso è il terzo, in cui i flussi potenziale ed attuale sono nuovamente opposti in segno, ma in questo caso l'evento atmosferico è l'evaporazione e quindi vi sono ponding e infiltrazione che hanno luogo in superficie. Questo è uno scenario che può tipicamente presentarsi subito dopo un evento di pioggia. Se si esamina il quarto caso di questo scenario, in cui il flusso potenziale è $-x$, il flusso stagnante è x , e il flusso attuale è $2x$, il risultato netto indicato in Figura è che il livello di ponding scende a zero, cosicchè non vi è generazione di deflusso e la condizione al contorno diventa di tipo Neumann (controllata dall'atmosfera) per il passo temporale successivo, l'infiltrazione attuale è x invece che $2x$ perchè non vi sono effettivamente $2x$ unità di acqua disponibili per l'infiltrazione, e non vi è acqua dispersa in atmosfera per soddisfare la domanda evaporativa.

Due regole generali che si applicano in questa procedura, che tiene conto del bilancio d'acqua, sono:

- In condizioni di *ponding* o di saturazione, nella redistribuzione dell'acqua si dà la precedenza a quello che è ri-calcolato dal codice, e poi a quello che è suggerito dalla quantità di precipitazione/evaporazione potenziale.
- In condizioni di ponding o di saturazione, qualsiasi esfiltrazione (flusso attuale negativo) è sempre tenuta in considerazione come flusso di ritorno. Questo flusso contribuisce al deflusso superficiale, ma contribuisce anche a soddisfare la domanda atmosferica (potenziale) in caso di evaporazione.

Figura 2.4: *Scenari*

In Figura 2.4 sono schematizzati gli scenari che possono presentarsi:

I Scenario:

caso I-1: deflusso superficiale da eccesso di precipitazione; la superficie rimane stagnante (aumenta da x a $2x$).

caso I-2: assenza di deflusso; la superficie non è più stagnante ma rimane satura.

caso I-3: assenza di deflusso; passaggio alle condizioni al contorno di Neumann; l'infiltrazione attuale è $2x$, non $3x$ come calcolato né x come suggerito dalla quantità di precipitazione.

II Scenario:

caso II-1: deflusso superficiale da eccesso di precipitazione e per flusso di ritorno (esfiltrazione); la superficie rimane stagnante (aumenta da x a $3x$).

III Scenario:

caso III-1: deflusso superficiale/ponding decresce da $3x$ a x , rimane stagnante; scenario tipico: condizioni al contorno atmosferiche appena modificate da precipitazione in evaporazione (questo e i prossimi 3 casi).

caso III-2: assenza di deflusso la superficie non è più stagnante ma rimane satura.

caso III-3: assenza di deflusso si instaurano le condizioni al contorno di Neumann; l'infiltrazione attuale è x come calcolato; l'evaporazione attuale è x non $2x$ come suggerito dalla quantità potenziale.

caso III-4: assenza di deflusso si instaurano le condizioni al contorno di Neumann, l'infiltrazione attuale è x non $2x$ come calcolato; l'evaporazione attuale è 0 non x come suggerito dalla quantità potenziale.

IV Scenario:

caso IV-1: deflusso superficiale da flusso di ritorno/esfiltrazione; la superficie resta stagnante (aumenta da x a $2x$); l'evaporazione attuale è x come suggerito dalla quantità potenziale.

caso IV-2: assenza di deflusso la superficie non è più stagnante ma rimane satura; tutto il flusso di ritorno e il ponding contribuiscono a soddisfare la domanda evaporativa.

caso IV-3: assenza di deflusso si instaurano le condizioni al contorno di Neumann; il flusso di ritorno e il ponding contribuiscono a soddisfare parzialmente la domanda evaporativa ($2x$ non $3x$).

[Putti and Paniconi, 2004]

Nelle Tabelle 2.1 e 2.2 è riportata una lista dei principali files di input e output del modello.

Per le simulazioni effettuate, noi andremo in particolare ad esaminare gli output sotto la forma di idrogrammi (`hgraph`, `hgcell`), di schemi di saturazione ai nodi

superficiali (`satsurf`, `swsurf`) e carico idraulico in termini di colonna d'acqua (`psi`).

nome file	descrizione
<code>nomebacino</code>	directory corrente
<code>parm</code>	parametri di controllo per FLOW3D e SURF_ROUTE
<code>grid</code>	info sul grid
<code>soil</code>	caratteristiche del suolo
<code>ic</code>	condizioni iniziali
<code>atmbc</code>	condizione al contorno atmosferica (rate precip./evap.)
<code>sfbc</code>	condizione al contorno di seepage face
<code>nansfdirbc</code>	condizione al contorno di Dirichlet
<code>nansfneubc</code>	condizione al contorno di Neumann
<code>demnomebacino.dat</code>	info su DEM (Digital Elevation Model)
<code>dem_parameters.dat</code>	parametri del DEM
<code>geometry.dat</code>	caratteristiche geometriche della rete superficiale
<code>ks.dat</code>	coefficienti di Gauckler-Strickler
<code>force_flowdir.dat</code>	direzioni di flusso forzato
<code>force_hg.dat</code>	geometria di flusso forzato
<code>retctab</code>	curve di risalita capillare
<code>posizione_serb.dat</code>	posizione serbatoi
<code>livelli_iniz_s.dat</code>	livelli iniziali ai serbatoi
<code>depit.dat</code>	parametro epsilon di depitting
<code>lakes_map.dat</code>	mappa delle celle di lago
<code>zone.dat</code>	suddivisione delle celle in zone
<code>nudging</code>	input del nudging
<code>mesh</code>	mesh in coordinate X,Y,Z

Tabella 2.1: *File di input del modello CATHY.*

nome file	descrizione
debug	debugging
risul	output principale
xyz	valori coordinate X,Y,Z dei nodi
iter	convergenza e norme degli errori per ogni iterazione ad ogni istante
mbeconv	bilanci di massa e convergenza ad ogni istante temporale
vp	profilo verticale ai nodi
hgatmsf	idrogramma ai nodi superficiali (atmosferici) e seepage
hgnansf	idrogramma ai nodi non superficiali e non seepage
psi	carico di pressione a tutti i nodi
velnod	velocità a tutti i nodi
sw	saturazione a tutti i nodi
ckrw	conducibilità relativa a tutti i nodi
velelt	velocità in tutti gli elementi
psisurf	carico di pressione ai nodi superficiali
satsurf	tipo saturazione ai nodi superficiali
swsurf	saturazione ai nodi superficiali
nansfdir	condizione al contorno di Dirichlet ad ogni istante temporale
nansfneu	condizione al contorno di Neumann ad ogni istante temporale
hgsfdet	idrogramma alla seepage face
hgnansfdirdet	idrogramma ai nodi di Dirichlet
hgnansfneudet	idrogramma ai nodi di Neumann
cumflowvol	output dei volumi cumulati
net.ris	dati di input al modulo SURF_ROUTE (DEM, geometria, etc.)
hgraph	idrogramma del deflusso superficiale alla cella di chiusura
pondhead	acqua stagnante in SURF_ROUTE
dtcoupling	diagnostica dei moduli superficiale e subsuperficiale per ogni istante
hgcell	idrogramma del deflusso superficiale per una cella selezionata

Tabella 2.2: *Principali file di output del modello CATHY.*

Capitolo 3

Applicazione del modello

Le numerose indagini di campo descritte nel Capitolo 1 hanno permesso di stabilire alcune caratteristiche per la struttura da utilizzare ai fini della modellazione delle dinamiche in atto nel bacino/versante di studio.

Nel presente Capitolo si descrive come le informazioni ottenute sono state tradotte in parametri ai fini della modellazione, e si discuteranno alcune assunzioni fatte e alcune analisi di sensibilità e miglioramenti graduali nelle simulazioni svolte.

3.1 Alcune simulazioni preliminari

Si riporta, a titolo d'esempio, il grafico di portata per una delle prime simulazioni svolte, per evidenziare poi i miglioramenti che vi sono stati.

In Tabella 3.2 sono riportati alcuni dei parametri principali della simulazione. Le caratteristiche idrologiche del terreno sono riportate in Tabella 3.1.

Queste prime simulazioni, a causa della mancanza di una caratterizzazione esauriente del suolo, sono state svolte ipotizzando dei valori di conducibilità idraulica del suolo piuttosto elevati.

I coefficienti di Gauckler Strickler sono stati assunti pari a $2.78 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il versante e $27.78 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il canale, in accordo con quanto si può trovare in Letteratura: $2-5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il versante, $10-20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il canale [Ghetti, 1977].

Il periodo simulato è il gennaio del 2008, per il quale sono stati registrati 3 picchi di portata.

Per ottenere la condizione iniziale, sono stati utilizzati accorgimenti diversi: in certi casi è stato effettuato un drenaggio preliminare partendo da condizione satura e per l'evento da validare si sono applicate le pressioni ai nodi derivanti dall'avvenuto drenaggio. In altre situazioni, invece, si è attribuita una condizione iniziale fittizia, con falda imposta ad una certa profondità.

Si riportano due esempi di simulazione, in Figura 3.1 e 3.2. La portata in rosso è ottenuta simulando il periodo di gennaio 2008 dopo un drenaggio preliminare simulato di 3000 ore: si osservi come le portate simulate siano troppo basse. Per cercare di partire da una condizione iniziale più adatta, seppur fittizia, si è simulato il medesimo evento a partire da una condizione iniziale di superficie freatica a 0.5 metri dalla superficie del suolo. In arancione si osserva la portata per questa condizione, e si nota come, pur sovrastimando abbondantemente il flusso di base, i picchi simulati rimangono di troppo inferiori ai misurati.

Si sono calcolate le efficienze tramite il parametro di Nash-Sutcliffe, un indice definito dalla relazione 3.1:

$$E = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (Q_0^t - Q_m^t)^2}{\sum_{t=1}^T (Q_0^t - \bar{Q}_0)^2} \quad (3.1)$$

dove Q_0 è la portata osservata, Q_m quella modellata, Q_0^t è la portata osservata al tempo t , \bar{Q}_0 è la portata osservata media.

Essenzialmente, più l'efficienza del modello si avvicina a 1, più il modello è accurato [Nash and Sutcliffe, 1970]. Tale efficienza è stata valutata sui volumi defluiti - misurato e simulato.

L'efficienza di Nash-Sutcliffe per la prima simulazione (Figura 3.1) è pari a 0.24; per la seconda configurazione (Figura 3.2) vale 0.39. Entrambi i valori non sono soddisfacenti e, soprattutto, entrambi gli idrogrammi non riescono a riprodurre sensatamente le dinamiche del versante, in termini di portata modellata.

Tabella 3.1: *Caratteristiche idrologiche del terreno.*

suolo		strato profondo			
spessore	k_{sat}	spessore	k_{sat}	ϕ	S_s
[m]	[m/s]	[m]	[m/s]	[-]	[m ⁻¹]
1.00	10 ⁻⁴	9.00	10 ⁻⁶	0.46	10 ⁻⁵

Tabella 3.2: *Caratteristiche simulazione.*

KSH	2.78	$m^{1/3}/s$
KSC	27.78	$m^{1/3}/s$
BC	NO	
$ATMBC$	<i>gennaio 08</i>	
ET_0	2.4×10^{-6}	mm/d
P_{min}	-4	m
$Pondh_{min}$	10 ⁻¹⁰	m

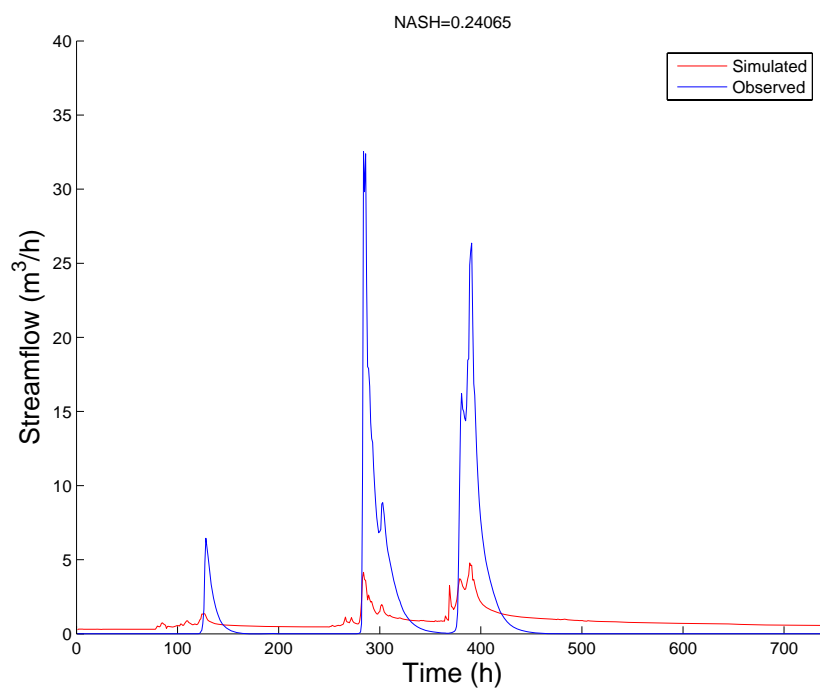


Figura 3.1: Esempio di confronto tra simulazioni preliminari: simulazione con drenaggio preliminare.

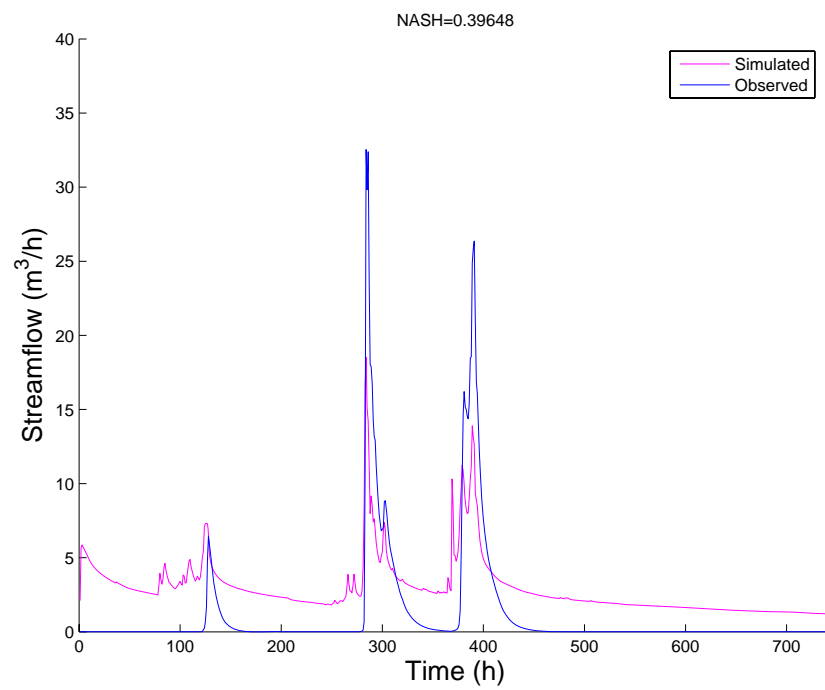


Figura 3.2: *Esempio di confronto tra simulazioni preliminari: simulazione con falda iniziale a 0.5 m dalla superficie.*

Andiamo ora in dettaglio ad analizzare come sono stati poi ottenuti alcuni dei parametri chiave per la modellazione, a partire dalla caratterizzazione e da altre considerazioni ed analisi di sensibilità.

3.2 Parametri da caratterizzazione strutturale

Contemporaneamente all'acquisizione di dati idrologici, geologici e di altra natura, alcuni eventi di precipitazione registrati in sito sono stati simulati utilizzando il modello CATHY, per effettuare dapprima un'analisi di sensibilità dei parametri del modello, sia riprodurre e studiare in dettaglio il comportamento del versante e i processi in atto.

Ovviamente, si è partiti simulando situazioni più semplificate, proprio per la iniziale carenza di informazioni e, mano a mano che venivano acquisite nuove conoscenze, esse sono state inserite nelle simulazioni.

Nella prima fase si è simulato il periodo di novembre 2007, in seguito gennaio 2008, aprile 2008, maggio 2008 e settembre 2008.

Nella fase iniziale, data l'abbondanza di parametri e di informazioni che il modello CATHY necessita, come è comprensibile dall'elenco dei file di input del modello (2.1), si è proceduto ad effettuare numerose analisi di sensibilità, per determinare il ruolo dei suddetti parametri. Si sono esaminati gli effetti di porosità, conducibilità idraulica satura, spessori degli strati, curve di risalita capillare, forzante atmosferica, area soglia, ecc. Si riportano, per brevità, solo alcune delle suddette analisi, che hanno poi portato ad individuare una calibrazione ottimale di riferimento.

Grazie alla caratterizzazione strutturale effettuata, gli aspetti soggetti a variazione sono stati:

- 1. struttura della mesh;**
- 2. caratteristiche idrauliche del suolo;**

3. forcing atmosferico;

4. condizioni al contorno e condizioni iniziali.

3.2.1 Struttura della mesh

Le prospezioni geofisiche hanno permesso una caratterizzazione, seppur non quantitativa, almeno qualitativa del sottosuolo, riscontrando:

- una evidente eterogeneità tra sinistra e destra idrografica e la presenza di uno strato di suolo più resistivo elettricamente (ovvero conduttivo idraulicamente) sui primi centimetri del versante in sinistra idrografica (ERT e EM);
- l'assenza di un bedrock continuo e ben definito, ma comunque l'esistenza di un elettrostrato altamente conduttivo (geosismiche), identificabile con argilla (grazie anche ad un carotaggio effettuato in destra idrografica).

Per una modellazione più realistica possibile del sito di studio, è evidente che è necessario definire la struttura della mesh sulla base di tutte le indagini e misure effettuate in campo per la caratterizzazione. Ovviamente, anche per le simulazioni si è partiti da strutture più semplificate, sulla base delle scarse conoscenze iniziali, per affinare via via la mesh.

Mesh 2D: Modello Digitale del Terreno (DTM)

Nel corso delle simulazioni numeriche svolte sono state utilizzate mesh differenti, affinandole via via, in base alle nuove conoscenze acquisite. Non si riportano, per brevità, i risultati di confronto tra modellazioni con DTM diversi, ma si afferma semplicemente che, per il dettaglio con cui il modello descrive e simula i processi in atto, risulta fondamentale una conoscenza tanto più accurata possibile della topografia della superficie del terreno e della corretta definizione dei confini del bacino in esame. Come descritto nel Paragrafo 1.4, a partire dal modello digitale del terreno della Regione Veneto, con celle di lato 5 metri, si è fatto uso di ulteriori

informazioni derivanti dal rilievo con GPS effettuato in sito, per ottenere una mesh interpolando le quote altimetriche su una griglia di lato 2 metri. Il DTM superficiale è rappresentato in Figura 3.3, è costituito da 4101 nodi, ovvero 3925 celle quadrate di area $4m^2$, per un totale di 7850 triangoli superficiali.

Si è inoltre stabilito di limitare la superficie del dominio alla porzione di suolo delimitata dalla strada e da un avvallamento naturale nella porzione Nord. Inoltre, il bacino è stato chiuso in corrispondenza del transetto con la strumentazione per il monitoraggio idrologico, mentre le portate misurate si sono confrontate con quelle riscontrate sulla cella collocata in corrispondenza dello stramazzo (indicato dal triangolo rosso in Figura 3.3): tale accorgimento è stato adottato per ovviare alla dipendenza dalle condizioni al contorno nella sezione di chiusura.

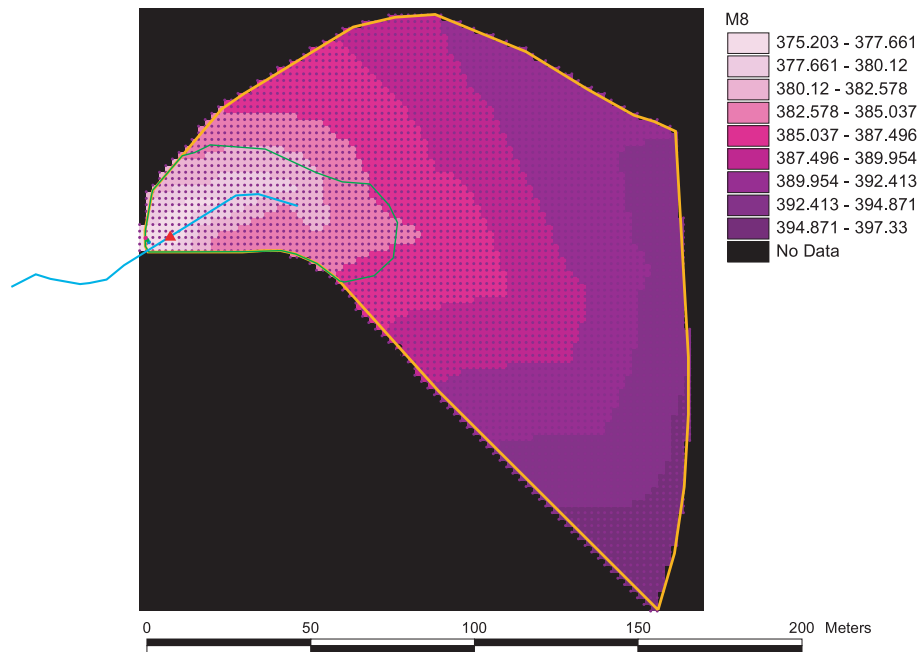


Figura 3.3: *Planimetria del DTM utilizzato per le simulazioni. In rosso è segnata la posizione dello stramazzo; la linea verde indica il limite della zona alberata.*

Mesh 3D

Il dominio (o mesh) tridimensionale è stato ottenuto a partire dalle celle del DTM superficiale, i cui nodi sono stati riprodotti anche a livelli inferiori, ad ottenere vari layer di nodi tra loro paralleli che identificano la griglia di calcolo. Anche questa struttura è stata oggetto di modifiche e analisi di sensibilità ma, alla luce soprattutto della caratterizzazione geofisica, si è infine stabilito di selezionare un volume corrispondente a 8 layer di nodi paralleli a quello superficiale (7 strati di suolo discretizzati), per una profondità totale di 10 metri. Il risultato è una griglia di calcolo costituita da 32808 nodi, ovvero 164850 tetraedri, ad ognuno dei quali sono assegnate determinate caratteristiche idrauliche, in base alle proprietà assegnate agli strati discretizzati. Si sono infatti attribuiti valori differenziati per le varie profondità, ipotizzando uno strato di suolo superficiale con caratteristiche idrauliche differenti rispetto agli strati più profondi, come meglio descritto nel Paragrafo seguente 3.2.2.

Gli spessori di suolo sono stati soggetti a variazione, ma le prospezioni geofisiche hanno confermato la presenza di uno spessore sottile di suolo - caratterizzato da una resistività elettrica maggiore e, inoltre, di individuare una eterogenità tra i due versanti, giustificando la differenziazione in almeno due zone con caratteristiche diverse. Si è infine ipotizzato che la zona alberata (riparia) potesse presentare uno spessore di suolo maggiore rispetto ai versanti, per la più elevata attività biologica presente in essa, sia per la presenza di radici, che la rendono plausibilmente più conduttiva idraulicamente. La suddivisione delle 3 zone è rappresentata in Figura 3.5, dove in celeste è indicata la zona 1, in arancio la zona 2, in bordeaux la zona 3.

n strato	spessore (m)
1	0.0375
2	0.0375
3	0.0375
4	0.0375
5	0.85
6	3.00
7	6.00

Tabella 3.3: *Divisione in strati del terreno per la mesh di riferimento.*

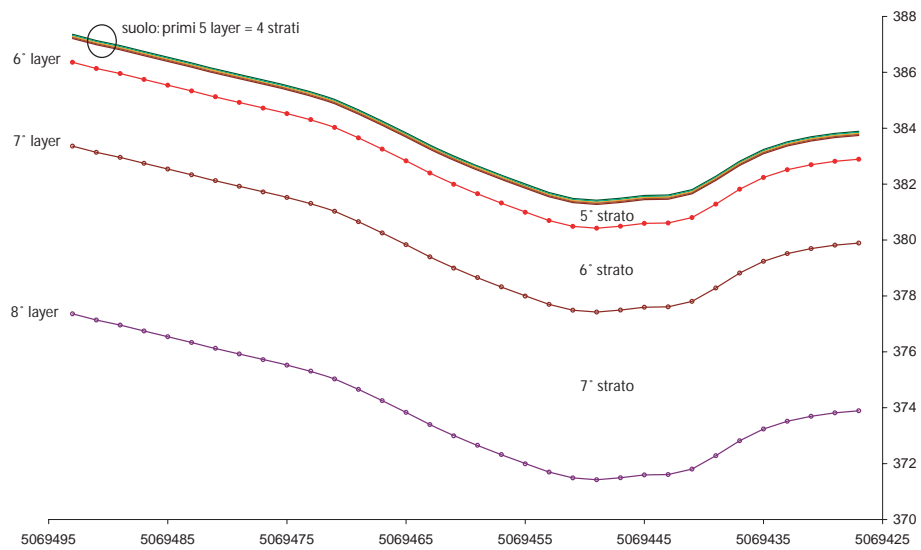


Figura 3.4: *Sezione y-z della mesh di riferimento, in corrispondenza di $x = 1693500$ m, coincidente a $x = 50$ m in Figura 3.3.*

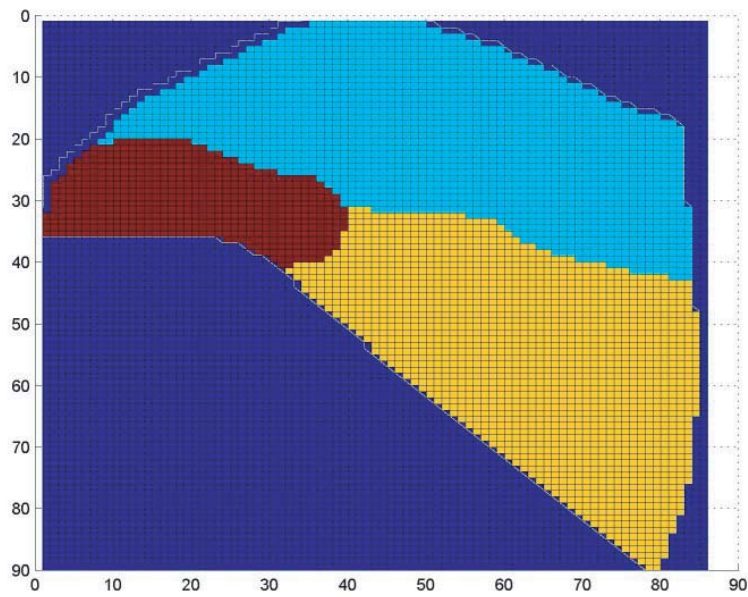


Figura 3.5: *Suddivisione in zone per il DTM superficiale.*

3.2.2 Caratteristiche idrauliche del suolo

Curve di risalita capillare

Le curve di risalita capillare, come già detto, rappresentano la relazione tra carico di pressione ψ e contenuto d'acqua volumetrico θ . Come già anticipato nel Paragrafo 2.2.3, il Modello CATHY è in grado di utilizzare diverse tipologie di curve di risalita capillare, nelle formulazioni di van Genuchten, van Genuchten estese, Huyakorn et al., Brooks-Corey, a seconda della condizione assegnata nel file di input *soil*.

Preliminarmente al lavoro presentato in questa tesi, si sono effettuate alcune simulazioni utilizzando le diverse tipologie di curve, attribuendo i parametri necessari nel file di input. Pertanto, la saturazione e la conducibilità idraulica relativa dipendenti dal carico di pressione, sono determinate appunto in base alle suddette curve, ed entrano in gioco nella risoluzione dell'equazione di Richards (3.2). Va sottolineato, però, che l'utilizzo di tali curve ha spesso comportato delle instabilità nelle simulazioni, a causa di elevati gradienti che possono generare problemi di tipo numerico.

$$\sigma(S_w) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [K_s K_{rw}(S_w) (\nabla \psi + \eta_z)] + q_s(h) \quad (3.2)$$

dove

$$\sigma(S_w) = S_w S_s + \phi \frac{\partial S_w}{\partial \psi} \quad (3.3)$$

Più in dettaglio, facendo riferimento al deflusso subsuperficiale, ovvero all'equazione di Richards (3.2) e alla definizione di $\sigma(S_w)$ (3.3), si osserva che il termine $\frac{\partial S_w}{\partial \psi}$ rappresenta proprio la pendenza della curva di risalita capillare S_w - ψ e quindi varia in maniera repentina lungo la curva stessa in funzione del carico di pressione ψ . L'insorgere di gradienti elevati per la presenza del rapporto $\frac{\partial S_w}{\partial \psi}$ è motivo di instabilità numeriche e di difficoltà a convergere da parte del modello.

Questo problema può essere evitato evitando una rappresentazione di tipo analitico delle curve, ma optando per l'inserimento tramite Tabella, facendo attenzione

a evitare l'isorgere di gradienti troppo elevati. Il modello Cathy, infatti, prevede la tale possibilità.

Per costruire le curve si è fatto uso di un database denominato Rosetta.

ROSETTA Rosetta V1.0 è un programma di Windows 95/98 che permette di stimare le proprietà idrauliche insature a partire da dati quali la composizione del suolo e la densità bulk. Modelli come questo vengono spesso detti pedotransfer functions (PTFs) perché traducono dati basilari del suolo in proprietà idrauliche. Il Rosetta può essere utilizzato per stimare proprietà quali:

- parametri di ritenzione idraulica in accordo con van Genuchten;
- conducibilità idraulica satura;
- parametri di conducibilità idraulica insatura in accordo con van Genuchten e Mualem;

Il Rosetta offre cinque PTFs che consentono di predire le proprietà idrauliche con set di dati di input più o meno estesi. Questo approccio gerarchico è di grande utilità pratica poiché permette un utilizzo ottimale delle informazioni disponibili. I modelli fanno uso dei seguenti dati in input:

- classi di tessitura del terreno;
- percentuale di sabbia, limo e argilla;
- percentuale di sabbia, limo e argilla e densità bulk;
- percentuale di sabbia, limo e argilla, densità bulk e punto di ritenzione dell'acqua a 330 cm (33 kPa);
- percentuale di sabbia, limo e argilla, densità bulk, punto di ritenzione dell'acqua a 330 e 15000 cm (33 e 1500 kPa).

Il primo modello si basa su una Tabella che riporta parametri idraulici medi per ogni categoria di suolo. Gli altri quattro modelli sono basati su un'analisi a rete neurale e forniscono previsioni tanto più accurate quante più variabili vengono assegnate in input.

Oltre all'approccio di tipo gerarchico, esiste anche un modello che permette di ottenere i parametri di conducibilità idraulica insatura a partire dai parametri fittati di van Genuchten (1980). Questo modello è usato anche nell'approccio gerarchico. Tutti i parametri idraulici ottenuti sono accompagnati da stime di incertezza che consentono un accertamento dell'attendibilità delle previsioni compiute dal Rosetta (Schaap e Leij, 1998; Schaap et al., 1999).

La versione del Rosetta utilizzata è in grado di predire i parametri di contenuto d'acqua volumetrico e conducibilità idraulica insatura di van Genuchten, oltre a stimare la conducibilità idraulica satura K_s . Il contenuto d'acqua volumetrico $\theta(h)$ è dato da:

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha h)^n]^{1-1/n}} \quad (3.4)$$

$$S_e = \frac{\theta(h) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = [1 + (\alpha h)^n]^{1/n-1} \quad (3.5)$$

$$K(S_e) = K_0 S_e^L \{1 - [1 - S_e^{n/(n-1)}]^{1-1/n}\}^2 \quad (3.6)$$

[5], [Schaap et al., 1999].

Questa espressione del modello di van Genuchten-Mualem è confrontabile con le equazioni riportate nel Paragrafo 2.2.3, laddove però il carico di pressione era indicato con ψ qui è rappresentato da h , dove il parametro m è pari a $1 - 1/n$ e la pressione capillare ψ_s è il reciproco di α .

Tali equazioni risultano pertanto analoghe alle precedenti, tranne per il fatto che nell'espressione di Mualem la saturazione effettiva S_e è elevata alla L (parametro ottenuto da Rosetta) invece che essere sotto radice quadrata.

Da tali relazioni, pertanto, si sono ricavate infine le espressioni di

$$S_w(h) = \frac{\theta(h)}{\phi} \quad (3.7)$$

e

$$K_r(h) = \frac{K(S_e)}{K_0} \quad (3.8)$$

in funzione di h da utilizzare poi nella modellazione numerica.

Curve di risalita riprodotte mediante Rosetta Per inserire le curve di risalita capillare sotto forma di valori di saturazione (contenuto d'acqua) e di conducibilità idraulica relativa, entrambi dipendenti dal carico di pressione ψ (o h), si è fatto uso pertanto del programma Rosetta ai fini di ottenere i parametri idraulici per costruire tali curve.

In dettaglio, gli input utilizzati sono state solamente le percentuali di sabbia, limo e argilla del terreno, ricavate dalle prime analisi geotecniche effettuate per i campioni di suolo prelevati nell'aprile del 2007, ovvero un 27% di sabbia, 70% di limo e 3% di argilla. In Figura 3.6 si osservi la schermata del database Rosetta con gli input inseriti e i relativi output grazie all'applicazione del modello gerarchico. I parametri ottenuti e poi da utilizzare nelle equazioni 3.4, 3.5 e 3.6 sono: θ_r , θ_s , α , n ed L . Le curve di risalita capillare ottenute sono schematizzate in Figura 3.7.

Le curve sono state costruite a partire da valori di carico idraulico stabiliti, da 0 fino a -10 m, per un totale di 18 punti considerato. Il numero di punti è stato mantenuto limitato per il fatto che il modello CATHY evidenzia problemi di convergenza in presenza di gradienti elevati, giacchè sono motivo di instabilità per l'equazione di Richards. Va inoltre sottolineato che le curve di risalita capillare ottenute mediante il programma Rosetta contengono notevoli incertezze derivanti sia dall'applicazione del modello gerarchico, sia dalla parziale completezza delle informazioni sul suolo utilizzate in input. Infine, un'ulteriore semplificazione è dovuta al fatto che sono state ipotizzate valide le medesime caratteristiche di ritenzione idraulica per tutti i layer del dominio, ossia non solo per gli strati rappresentanti il suolo, ma anche quelli meno conduttivi, pur sapendo che si tratta di un'approssimazione non corretta. Tali assunzioni sono state considerate soddisfacenti, viste comunque le scarse informazioni a disposizione, in termini di caratteristiche di ritenzione idraulica del terreno.

Per le curve utilizzate possono essere effettuate alcune considerazioni:

- il contenuto d'acqua a saturazione θ_s calcolato dal modello Rosetta vale 0.47, che è un valore simile a quello della porosità valutata sui campioni analizzati in laboratorio e quindi imposta come input al modello CATHY, pari a 0.50;
- la K_0 utilizzata nelle funzioni idrauliche del Rosetta, invece della K_s , è detta "matching point". Ad ogni modo, la conducibilità idraulica satura restituita dal modello gerarchico - K_s - vale circa 10^{-5} m/s, valore che risulta confrontabile con le conducibilità idrauliche sature del suolo valutate nelle più recenti prove di laboratorio.

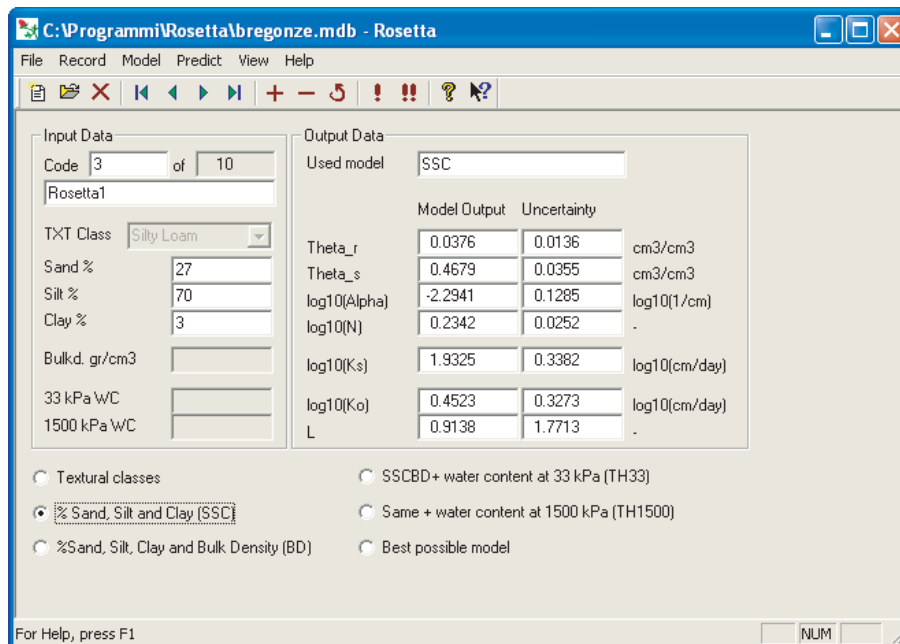


Figura 3.6: Schermata dell'applicazione del programma Rosetta.

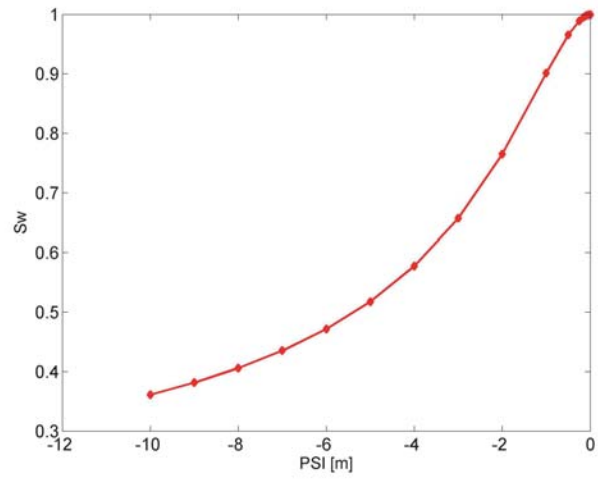
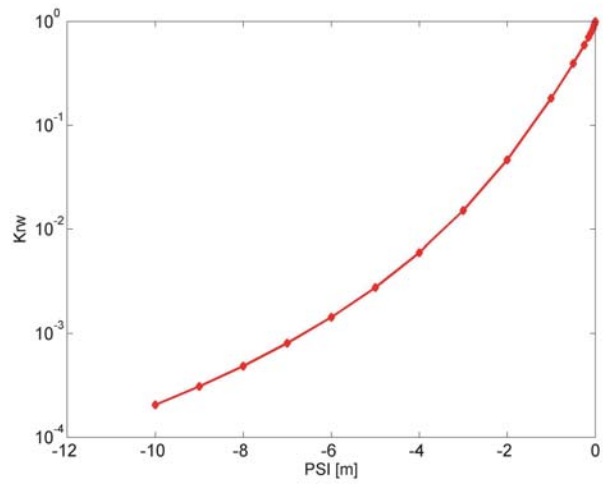
(a) psi- S_w (b) psi- K_{rw}

Figura 3.7: Curve di risalita capillare utilizzate.

Porosità e coefficiente di immagazzinamento

Porosità ϕ e coefficiente di immagazzinamento elastico S_s sono parametri da assegnare per ogni layer della mesh di riferimento.

Per quanto riguarda la porosità, le misure sui primi campioni di suolo avevano restituito un valore di circa 0.50, e per la modellazione si è stabilito di utilizzare tale parametro.

Alcune analisi di sensibilità hanno d'altra parte evidenziato l'intuitivo effetto delle modifiche sulla porosità, ovvero - nel caso in cui essa venga diminuita - la minore disponibilità di volume per l'immagazzinamento dell'acqua di precipitazione ed una conseguente maggiore portata di deflusso superficiale.

Analisi geotecniche più recenti hanno indicato valori di porosità anche maggiori (dell'ordine di 0.60, Tabella 1.8), ma, alla luce del fatto che si tratta di suoli argillosi e che quindi la porosità efficace risulterà sicuramente inferiore a quella ipotizzata, si è stabilito di non modificare ulteriormente tale parametro.

Si riportano i risultati di alcune simulazioni, per le quali si è proceduto a variare la porosità del terreno ai fini di riscontrarne gli effetti. Le caratteristiche della simulazione sono le stesse di quelle riportate nel Paragrafo 3.1, soltanto che stavolta la condizione iniziale è stata assunta pari ai carichi di pressione ai nodi (ϕ) derivanti da un mese di drenaggio simulato, con evapotraspirazione molto ridotta e pari a $2.4 \cdot 10^{-6}$ mm/g.

In generale, e come è ovvio che sia, diminuendo la porosità ϕ vi è inferiore capacità di immagazzinamento nel mezzo poroso, pertanto il deflusso superficiale aumenta, avvicinandosi maggiormente alle portate misurate. Infatti, si osserva che le efficienze sono più elevate che nelle simulazioni precedenti (Figure 3.8, 3.9, 3.10), ma ciò non coincide con l'assunzione che si vuole fare, ovvero di una porosità ridotta, che d'altronde non avrebbe significato. E' evidente che in questo modo non si riesce a riprodurre coerentemente la fase di drenaggio, nè un comportamento realistico del bacino in esame.

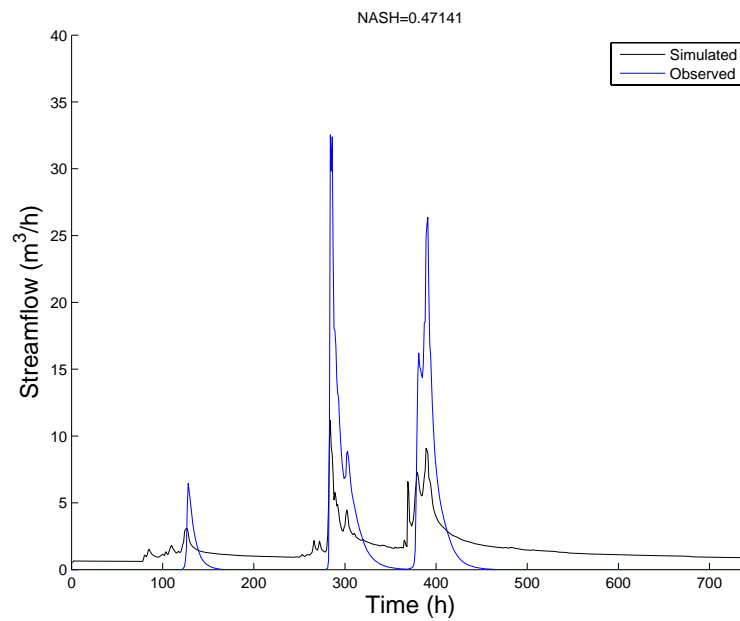


Figura 3.8: Simulazione con porosità ϕ pari a 0.46.

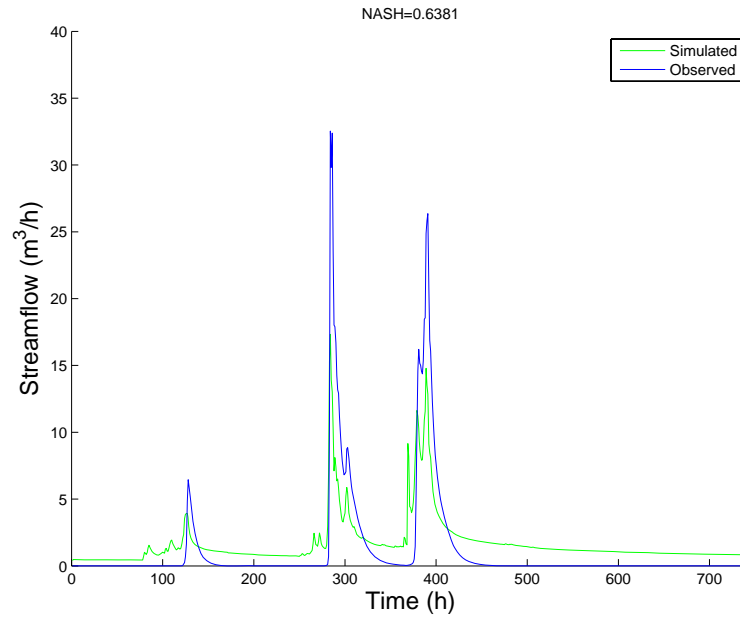


Figura 3.9: Simulazione con porosità ϕ pari a 0.20.

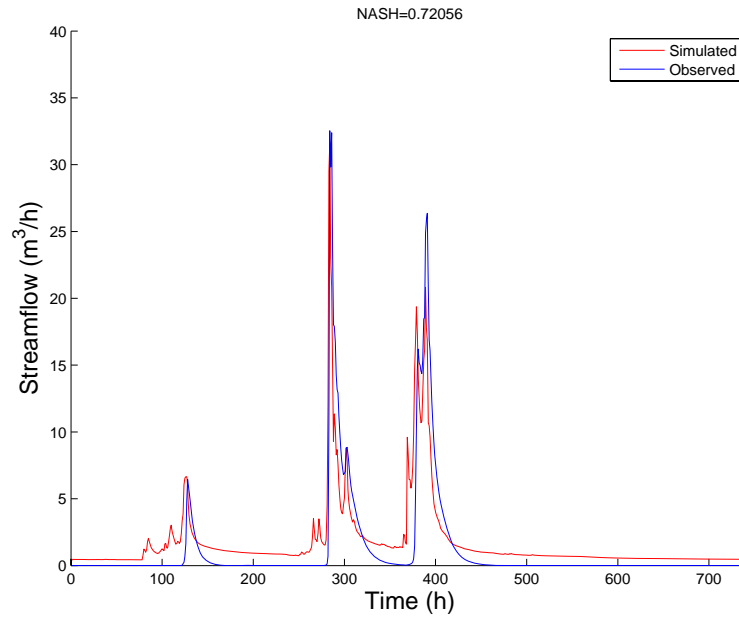


Figura 3.10: *Simulazione con porosità ϕ pari a 0.10.*

Per quanto riguarda il coefficiente di immagazzinamento elastico S_s , che invece regola il flusso nella regione satura, esso è stato assunto pari a $10^{-5} [m^{-1}]$, valore consistente coi range definiti per le argille [6]; si tratta, comunque, di un parametro non particolarmente rilevante per la situazione modellata nella quale, viste le basse conducibilità in gioco, i movimenti d'acqua nella zona satura sono molto limitati.

Conducibilità idraulica satura

La conducibilità idraulica satura k_{sat} , detta anche permeabilità satura, è un parametro che il modello assegna ad ogni tetraedro della mesh, sulla base delle indicazioni dei file di input. Tale parametro deve essere attribuito ad ogni strato e ad ogni zona.

Le prime simulazioni, in mancanza di informazioni dettagliate riguardo la conducibilità idraulica (k_{sat}), sono state eseguite assumendo valori arbitrari, come riportato nel Paragrafo 3.1.

Per gran parte delle prime simulazioni si è utilizzato un suolo denominato `soi11` con le caratteristiche parametrizzate in Tabella 3.4.

In seguito, le numerose prove e misure di campo effettuate hanno permesso di ricavare alcune indicazioni più precise su k_{sat} . In particolare, come riportato in Figura 1.43, le permeabilità riscontrate in laboratorio sono state assunte valide per gli strati di suolo più profondi, differenziando le caratteristiche dei versanti (e quindi delle zone); allo strato di suolo più superficiale, ipotizzato più conduttivo idraulicamente, grazie alle misure geofisiche, si è attribuito un k_{sat} superiore: tale parametro è stato soggetto ad analisi di sensibilità. Per la simulazione ottimale, di riferimento, esso ha assunto infine valore pari a $4 \cdot 10^{-5} m/s$, in buon accordo con la più recente microERT superficiale, che ha suggerito una permeabilità superficiale almeno pari a $10^{-5} m/s$. (Tabella 3.5)

La diminuzione dei valori di k_{sat} ha provocato, nell'applicazione del modello, una minore infiltrazione (ed esfiltrazione) d'acqua dalla superficie del dominio. Per brevità, si omettono i risultati di queste prove, riassumendoli semplicemente affermando che per capacità di infiltrazione ridotta il deflusso che si genera ha una componente superficiale maggiore, pertanto si è reso necessario andare ad intervenire anche sui parametri che regolano tale parte (Gauckler-Strickler, Area soglia di canalizzazione,...).

Tabella 3.4: *Caratteristiche idrologiche del terreno denominato soil1.*

	suolo		strato profondo			
	spessore	k_{sat}	spessore	k_{sat}	ϕ	S_s
	[m]	[m/s]	[m]	[m/s]	[-]	[m^{-1}]
zona 1	0.15	$4 \cdot 10^{-6}$	9.85	10^{-10}	0.50	10^{-5}
zona 2	0.15	$4 \cdot 10^{-6}$	9.85	$7 \cdot 10^{-8}$	0.50	10^{-5}
zona 3	1.00	$4 \cdot 10^{-6}$	9.00	10^{-6}	0.50	10^{-5}

Tabella 3.5: *Caratteristiche idrologiche del terreno denominato soil10.*

	suolo		strato profondo			
	spessore	k_{sat}	spessore	k_{sat}	ϕ	S_s
	[m]	[m/s]	[m]	[m/s]	[-]	[m^{-1}]
zona 1	0.15	$4 \cdot 10^{-5}$	9.85	10^{-10}	0.50	10^{-5}
zona 2	0.15	$4 \cdot 10^{-5}$	9.85	$7 \cdot 10^{-8}$	0.50	10^{-5}
zona 3	1.00	$4 \cdot 10^{-5}$	9.00	10^{-6}	0.50	10^{-5}

3.2.3 Forzante atmosferica e stima dell'evapotraspirazione

Il modello CATHY, come descritto nella sezione 2.4, prevede nel file di input `atmbc` l'inserimento della forzante atmosferica, trattata come condizione al contorno per la superficie. Le prime simulazioni effettuate prevedevano il solo *rate* di precipitazione ricavato dai dati acquisiti dal pluviometro, trascurando totalmente l'evapotraspirazione potenziale ET_0 , anche per i periodi non soggetti a precipitazioni e con temperature superiori. In seguito, una trattazione più realistica ha previsto anche l'esistenza della suddetta componente, che è stata valutata in maniere differenti: considerando il valore medio mensile fornito da ARPAV per la zona di riferimento; calcolando ET_0 con la formula di Thornthwaite; utilizzando l'equazione di Penman-Monteith.

Per la stima dell'evapotraspirazione potenziale si è adottato il metodo FAO-Penman-Monteith [Allen et al., 1998], che si basa sull'istituzione di un'equazione di conservazione dell'energia per lo strato di suolo interagente con l'atmosfera. Le forzanti idrometeorologiche sono state specificate utilizzando i dati della stazione idrometeorologica ARPAV più vicina al sito sperimentale, ovvero quella di Malo (VI), a circa 10 km di distanza.

La formula Penman-Monteith FAO-56 utilizzato:

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{900}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34u_2)} \quad (3.9)$$

dove ET_0 è l'evapotraspirazione di riferimento [mm/d], R_n è la radiazione netta alla superficie della coltura [$MJm^{-2}d^{-1}$], G rappresenta il flusso di calore dal terreno [$MJm^{-2}d^{-1}$], T è la temperatura media dell'aria [$^{\circ}C$], u_2 è la velocità media del vento misurata a 2 m di altezza dal [m/s], e_s è la pressione di saturazione di vapore [kPa], e_a è la pressione di vapore attuale [kPa], quindi $e_s - e_a$ rappresenta il deficit di pressione di vapore [kPa], Δ rappresenta la pendenza della curva di pressione [$kPa^{\circ}C^{-1}$], γ identifica la costante psicrometrica [$kPa^{\circ}C^{-1}$]. Il deficit di pressione di vapore si può stimare da umidità relativa media [%] U_r max, U_r min

e dalle temperature T_{max} e T_{min} mediante:

$$e_s - e_a = \frac{e_s(T_{max}) + e_s(T_{min})}{2} - e_d \quad (3.10)$$

dove

$$e_a = \frac{RH_{media}}{\left(\frac{50}{e_s(T_{min})} + \frac{50}{e_s(T_{max})}\right)} \quad (3.11)$$

e

$$e_s = 0.611 \exp\left(\frac{17.27T}{T + 237.3}\right) \quad (3.12)$$

Per riportare a 2 m le misure di ventosità fatte ad un'altezza z , si può usare la seguente formula:

$$u_2 = u_z \frac{\ln\left(\frac{z_2-d}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{z-d}{z_0}\right)} \quad (3.13)$$

dove z è l'altezza effettiva di misurazione della velocità del vento [m], z_2 corrisponde all'altezza standard di misurazione della velocità del vento, cioè 2 [m], d rappresenta il piano zero del profilo del vento, uguale a 0.08 [m] e z_0 è il parametro di rugosità per il momento, uguale a 0.015 [m].

La pendenza della curva di pressione di vapore può venire stimata mediante

$$\Delta = \frac{4098e_a}{(T + 273.3)^2} \quad (3.14)$$

La costante psicrometrica è data da:

$$\gamma = 0.00163 \frac{P}{\lambda} \quad (3.15)$$

dove

$$P = 101.3 \left(\frac{293 - 0.0065z}{293}\right)^{5.26} \quad (3.16)$$

indica la pressione atmosferica all'altitudine z [kPa] e

$$\lambda = 2.501 - (2.361 * 10^{-3})T \quad (3.17)$$

è il calore latente di vaporizzazione [$MJkg^{-1}$]

Per determinare quindi il forcing atmosferico da applicare durante le simulazioni in atto (nel file di input `atmbc`), si è fatto uso pertanto, oltre alle precipitazioni

registrate dal pluviometro in sito, dei rate di evapotraspirazione potenziale ottenuti mediante l'equazione di Penman-Monteith sui dati giornalieri della stazione ARPAV di Malo.

3.2.4 Condizioni al contorno e condizioni iniziali

Condizioni al contorno

Il CATHY, di default, attribuisce condizioni al contorno di flusso nullo (Neumann) su tutti i bordi del dominio, eccetto che sulla superficie, dove invece viene simulato lo scambio con l'atmosfera e con il modulo superficiale del deflusso, in termini di precipitazione, infiltrazione, esfiltrazione e evapotraspirazione (2.4). La cella finale del DEM, o outlet, è quella attraverso cui tutto il deflusso superficiale viene convogliato all'esterno del dominio.

E' possibile attribuire invece condizioni di pressione assegnata ai nodi (Dirichlet) o flusso diverso da zero.

Alcune simulazioni sono state effettuate allo scopo di investigare il ruolo di una condizione al contorno diversa da quella a flusso nullo, imponendo una condizione al contorno pari ai livelli registrati ai piezometri nella sezione di chiusura (Dirichlet), coincidente col transetto. A causa, però, delle basse conducibilità idrauliche in gioco, i volumi d'acqua valutati in uscita ai nodi su cui è stata imposta la condizione di Dirichlet sono risultati essere trascurabili rispetto ai volumi defluiti alla cella superficiale; pertanto tale condizione è stata trascurata, e si è tornati a simulare un dominio con condizione al contorno di flusso nullo.

Condizioni iniziali

Le condizioni iniziali imposte al modello giocano, com'è ovvio, un ruolo fondamentale sulla risposta simulata. Esse vengono attribuite in termini di carico di pressione (ψ) assegnato ai nodi del dominio, nel file di input `ic`. La modalità selezionata è controllata dal parametro `INDP`, che può assumere i valori seguenti con il significato descritto:

0 condizione iniziale uniforme: lo stesso valore di carico idraulico è assegnato a tutti i nodi;

- 1 condizione iniziale non uniforme: ad ogni nodo è assegnato un valore diverso, letto da input;
- 2 calcolo dell'equilibrio idrostatico saturo verticale a partire da carico di pressione superficiale pari a 0 (o maggiore di 0 se vi è ponding);
- 3 calcolo dell'equilibrio idrostatico parzialmente saturo, con la quota della superficie freatica relativa alla base del dominio 3D e rappresentata dal parametro `WTHEIGHT`.

In mancanza di informazioni esaurienti circa le condizioni del bacino sperimentale ai fini della modellazione, per ottenere una condizione iniziale che fosse il più coerente possibile con la realtà, si è dapprima simulato un drenaggio per gravità a partire da una configurazione totalmente satura, affinché il moto dell'acqua nel dominio lo portasse naturalmente ad assumere una situazione coerente con le sue caratteristiche idrologiche. Per tempi di drenaggio differenti si sono poi simulati alcuni eventi di precipitazione, senza però riuscire ad ottenere delle risposte soddisfacenti. Per brevità, non si riportano in questa sede i risultati di tali prove, ma ci si limita ad enunciare che l'esperimento successivo ha utilizzato una tecnica differente, il cosiddetto *spin up*, per raggiungere una configurazione di carico di pressione ai nodi che fosse il più coerente possibile con la realtà.

Lo *spin up* consiste nella ripetizione di uno stesso periodo per alcuni cicli: ad esempio, si assegna alla simulazione un forcing atmosferico dato dalla sequenza di 3 (o 5, o più) periodi di precipitazione/evapotraspirazione misurati. Questa tecnica ha lo scopo di raggiungere delle condizioni di periodicità, per le quali il sistema non sia più dipendente dalla condizione iniziale assegnata. In questo modo, in pratica, è come se il sistema perdesse la memoria del punto di origine, e fosse quindi indipendente da esso. In questo modo è possibile assegnare una condizione iniziale satura per lo *spin up*, ipotizzando che essa non andrà ad influire sulle pressioni ottenute ai nodi dopo alcuni cicli. Quando il cambiamento tra un ciclo e il successivo, in termini di forma dell'idrogramma, risulta contenuto, si può assumere

che ci si trova in condizioni quasi periodiche, pertanto è sensato attribuire ai nodi della mesh le pressioni finali del loop come condizione iniziale per l'evento che inizia successivamente.

Per meglio comprendere gli effetti di una procedura di *spin up*, si osservi un esempio di calibrazione (con suolo `soi11`) riportata in Figura 3.11: si riporta lo zoom di confronto per le portate osservate allo stramazzo nel gennaio 2008 (in blu) e le portate modellate in tre maniere differenti:

- in verde, una calibrazione ottenuta ripetendo 5 volte il forcing atmosferico di dicembre 2007 e gennaio 2008: si riporta solo la parte di gennaio per l'ultimo loop;
- in rosso, la validazione dell'evento di gennaio 2008 ottenuto a partire dalla condizione di pressioni ai nodi ottenuta dopo la ripetizione di 5 loops di dicembre 2007 (calibrazione);
- in nero, il 5° loop di una calibrazione svolta solo su gennaio 2008.

La principale considerazione che si può fare, notando le differenze nelle portate modellate, è che per una corretta e sensata calibrazione è necessario uno *spin up* che presenti eventi sufficienti e sufficientemente consistenti, in modo da portare il sistema in condizioni periodiche per la successiva applicazione dell'evento da validare. Nello specifico, si osservi come il solo mese di dicembre 2007, che non presenta eventi di rilievo, non è sensato per effettuare una calibrazione a cui far seguire una validazione (linea rossa in Figura 3.11); la sola ripetizione dell'eventi di gennaio, poi, non è sufficientemente soddisfacente quale calibrazione; lo *spin up* di entrambi i mesi (dicembre-gennaio) risulta il più utile ad ottenere una buona calibrazione. Per questo, esperimenti e simulazioni successive sono stati svolti a partire da una calibrazione mediante *spin up* che fosse sufficientemente lungo e che presentasse eventi di precipitazione sufficienti. In particolare, ci si è riferiti al periodo di settembre-dicembre 2007 per la calibrazione, dotato di un evento

particolarmente consistente nel mese di novembre, e a gennaio 2008 e ai mesi successivi per la validazione.

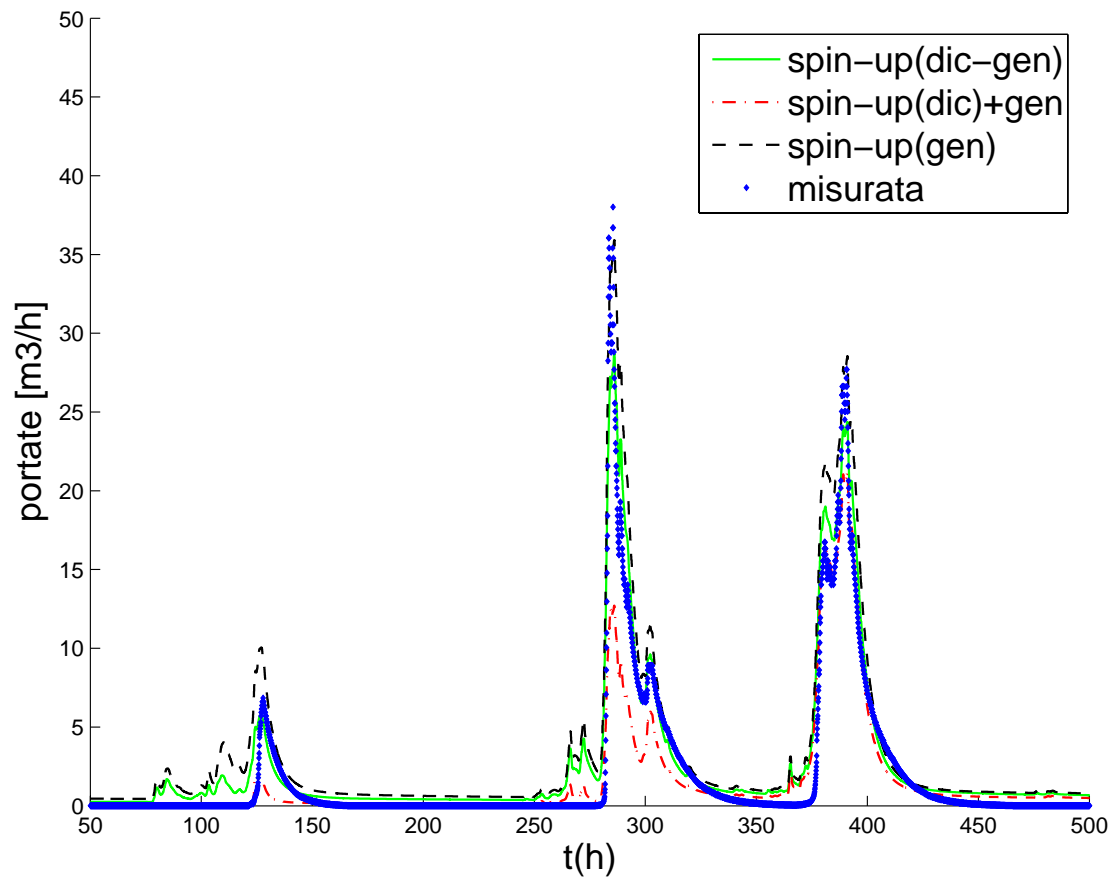


Figura 3.11: *Confronto di spin up differenti.*

3.3 Conclusioni

In questo Capitolo sono state descritte alcune delle caratteristiche e ipotesi effettuate ai fini della modellazione numerica degli eventi registrati in sito: alcuni parametri sono stati assunti da caratterizzazione, altri sono stati soggetti ad alcune valutazioni e analisi. In particolare, alcuni miglioramenti nei risultati delle simulazioni sono stati possibili proprio grazie all'acquisizione progressiva di nuove informazioni riguardo il sito di interesse, fino a giungere ad una struttura ottimale su cui calibrare e validare il modello.

Per la calibrazione, sono state prese in esame alcune configurazioni in cui si sono variati essenzialmente i valori di conducibilità idraulica e di spessore degli strati interessati, per individuare quali fossero i più soddisfacenti, che meglio simulavano un periodo di precipitazioni-portate relativo ai primi sei mesi del 2008.

Oltre a ciò va detto che, vista la natura poco permeabile dello strato superficiale del terreno, gioca un ruolo importante anche il deflusso superficiale, regolato dai concetti di area soglia di canalizzazione e di scabrezze superficiali. Per tali valori si sono assunti, rispettivamente: 11000 m^2 (valore realistico su un bacino di 15700 m^2); valori compresi a partire da $2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il coefficiente di Gauckler-Stricker di canale, $16 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il versante.

Capitolo 4

Calibrazione di riferimento e importanza relativa dei processi

4.1 Struttura selezionata

La struttura infine selezionata per la calibrazione e validazione del modello è conseguente alle considerazioni effettuate nel Capitolo precedente.

In sintesi, il dominio per le simulazioni corrisponde ad un DTM di risoluzione 2m x 2m, per un'area totale di $15700m^2$, come descritto nel Paragrafo 3.2.1, con una profondità di 10 m e strati paralleli tra loro. In profondità, si individuano due strati con caratteristiche idrologiche differenti. In superficie, invece, si individuano 3 zone con caratteristiche diverse, come descritto sempre nel Paragrafo 3.2.1. La mesh è chiusa in corrispondenza del transetto di monitoraggio idrologico, mentre la posizione dello stramazzone è circa 7 metri più a monte, lungo l'impluvio. Alcune caratteristiche idrologiche del terreno sono riportate in Tabella 4.1, mentre altre caratteristiche sintetiche delle simulazioni di riferimento sono riportate in Tabella 4.2.

Tabella 4.1: *Caratteristiche idrologiche del terreno.*

	suolo		strato profondo			
	spessore	k_{sat}	spessore	k_{sat}	ϕ	S_s
	[m]	[m/s]	[m]	[m/s]	[-]	[m^{-1}]
zona 1	0.15	$4 \cdot 10^{-5}$	9.85	10^{-10}	0.50	10^{-5}
zona 2	0.15	$4 \cdot 10^{-5}$	9.85	$7 \cdot 10^{-8}$	0.50	10^{-5}
zona 3	1.00	$4 \cdot 10^{-5}$	9.00	10^{-6}	0.50	10^{-5}

Tabella 4.2: *Caratteristiche simulazione.*

A_{thresh}	11000	m^2
KSH	2	$m^{1/3}/s$
KSC	16	$m^{1/3}/s$
IC	da 2 spinup	
BC	NO	
$ATMBC$	gennaio 08	
ET_0	Penman – Monteith	
P_{min}	-10	m
$Pondh_{min}$	10^{-10}	m

4.2 Calibrazione e validazione del modello

La miglior calibrazione ottenuta, riferita all'evento di gennaio 2008, produce un risultato soddisfacente in termini di idrogramma riprodotto dal modello, e presenta un'efficienza (valutata in termini di parametro di Nash-Sutcliffe [Nash and Sutcliffe, 1970] calcolato sui volumi orari, 3.1) pari a 0.90 per tutto il periodo (Fig. 4.4) e pari a 0.91 per il terzo e ultimo evento considerato nel medesimo periodo (Fig. 4.5).

Il suddetto evento è stato simulato dopo aver precedentemente effettuato la calibrazione sul periodo di 11 settembre-31 dicembre 2007 (totale 8424 ore simulate), a partire da una condizione iniziale di saturazione. I coefficienti di Nash, valutati per la suddetta simulazione, sono riportati assieme ai rispettivi grafici in Figura 4.1, in cui si può osservare che tra il secondo e terzo loop le portate (e i coefficienti) non variano di molto, e che le efficienze sono sostanzialmente discrete, nonostante il modello non sia in grado di descrivere esattamente il comportamento di deflusso subsuperficiale, probabilmente a causa di lacune nella caratterizzazione, oltre che per il fatto che il periodo prescelto per la procedura preliminare di *spin up* presenta un solo evento di precipitazione consistente (ossia in grado di generare una portata misurabile all'outlet) Si è stabilito quindi di assumere come soddisfacente la calibrazione citata, e valutarne la validazione simulando i mesi successivi.

La condizione iniziale per la validazione del modello è stata pertanto ottenuta imponendo le pressioni ai nodi della mesh pari a quelle ottenute dal modello in fase di *spin up*, più precisamente dopo due loops, dato che tra secondo e terzo loop il coefficiente di Nash non si modifica molto.

L'evento di gennaio 2008 corrisponde ad una precipitazione potenziale totale di 127 mm (pari a circa 1992 m³ per il bacino considerato, di superficie pari a 15700 m²). La portata registrata allo stramazzo, invece, corrisponde a 906 m³ per tutto il periodo considerato. In Figura 4.2 sono riportate precipitazioni e portate. La simulazione del periodo considerato produce un deflusso superficiale misurato nella cella in corrispondenza allo stramazzo pari a 893 m³ (mentre all'outlet del bacino

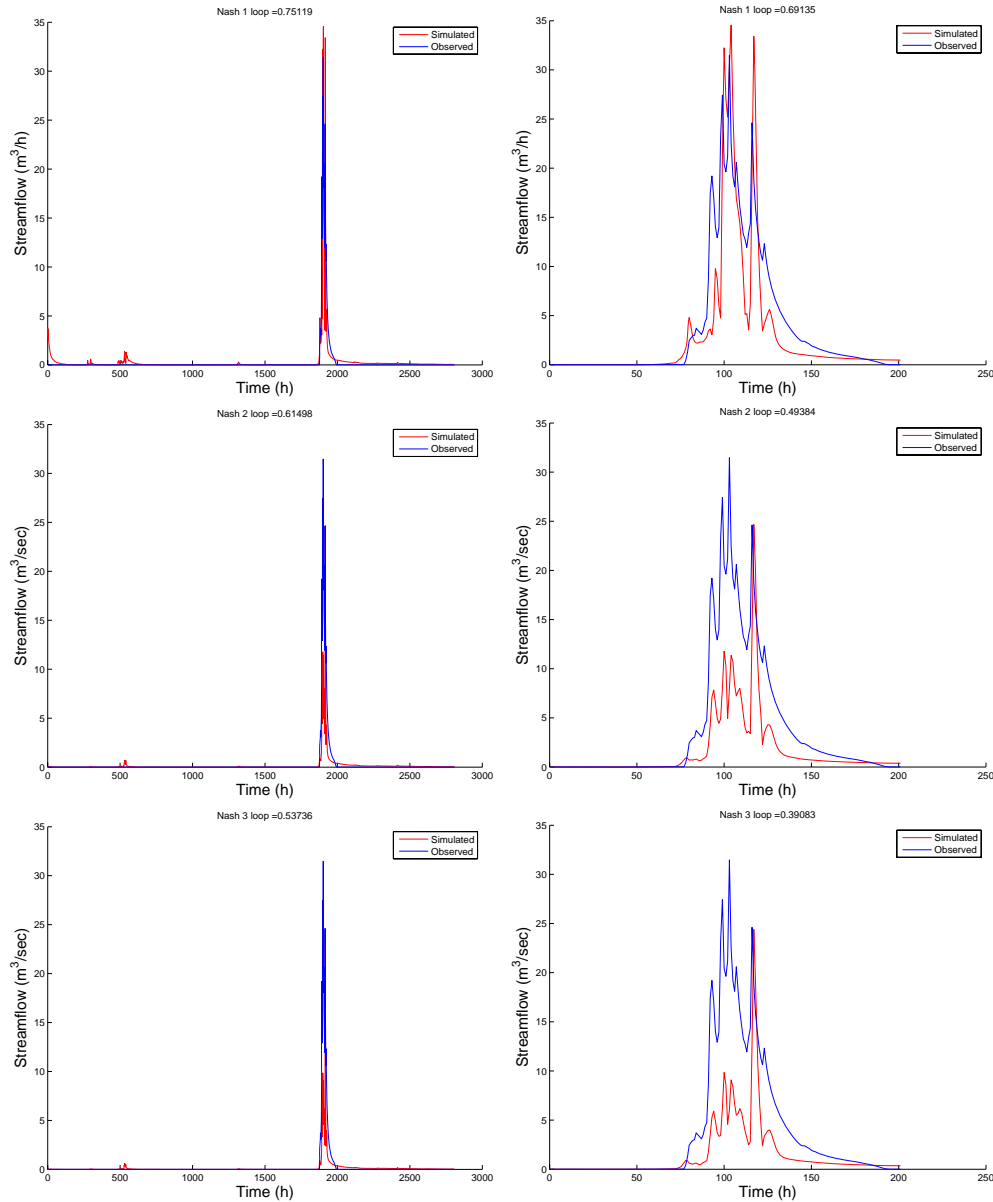


Figura 4.1: *Efficienze di Nash per i cicli di spin up: dall'alto, primo ciclo (0 - 2808 h) e zoom (1800 - 2000 h); secondo ciclo (2809 - 5616 h) e zoom (4608 - 4808 h); terzo ciclo (5617 - 8424 h) e zoom (7416 - 7616 h);*

pari a 945 m^3). Specialmente per quanto concerne l'ultimo evento di gennaio 2008, si osserva che la portata simulata ben approssima l'innalzamento dell'idrogramma, sovrastima leggermente il primo picco e presenta una "recession limb" troppo rapida

rispetto al reale. In generale, si può dire che la simulazione ottimale prescelta non riesce a descrivere in maniera perfetta la velocità con cui la portata aumenta e diminuisce, ma l'efficienza della simulazione, valutata in termini del coefficiente di Nash-Sutcliffe, come precedentemente detto, è considerata più che soddisfacente: questa simulazione è assunta pertanto come buona approssimazione della realtà e sulla base di questa si è poi proceduto ad effettuare ulteriori analisi di sensibilità per stimare l'importanza dei principali fattori idrologici di controllo (Cap. 4).

Vengono riportati anche gli schemi del tipo saturazione ai nodi superficiali (Hortoniani, Dunniani o insaturi) per alcuni istanti temporali, affiancati alla saturazione relativa ai medesimi nodi, indice di quanto effettivamente il bacino sia drenato o meno (Figure 4.6 e 4.7). In primo luogo, si noti come la saturazione avvenga quasi esclusivamente per meccanismo di tipo Dunniano, ovvero per eccesso di saturazione, e non Hortoniano, ossia per eccesso della capacità di infiltrazione: vari studi, tra cui spicca quello di Hewlett and Hibbert (1967), hanno messo in luce che è assai raro il deflusso Hortoniano in bacini umidi: le prove sperimentali lo hanno confermato (vedi prova di irrigazione superficiale, Paragrafo 1.9) e il modello lo descrive correttamente.

La generazione del deflusso, nel modello, può avvenire solamente laddove i nodi superficiali siano saturi, e il flusso nel ruscello solo se i nodi saturi sono tra loro connessi. A questo proposito, quando i versanti risultano saturi ma non connessi al tratto canalizzato, non si ha generazione di deflusso all'outlet - oppure la portata è estremamente bassa - (in Figura 4.2) in corrispondenza degli istanti $t = 0h$, $t = 127h$, $t = 150h$, $t = 350h$ riportati nei grafici delle Figure 4.6 e 4.7.

E' interessante anche notare che, con le caratteristiche strutturali assegnate al dominio, la parte in destra idrografica presenta mediamente una saturazione superficiale S_w maggiore, coerentemente con le informazioni tratte dai campioni di suolo analizzati in laboratorio, che presentavano un contenuto d'acqua $w\%$ superiore rispetto a quelli del versante di sinistra. Inoltre, al confine tra le zone con caratteristiche idrologiche assegnate diverse, si ha un accumulo di acqua (ovvero

una S_w maggiore) a causa, plausibilmente, della superficie di discontinuità.

Infine, risulta interessante anche visualizzare il livello della superficie freatica riscontrabile in corrispondenza ad un nodo a profondità 1 metro nei pressi dell'impluvio (nodo 22496), la cui posizione è indicata da un piccolo rombo rosso negli schemi di figure 4.6 e 4.7). In Figura 4.3 si osserva l'andamento simulato (in rosso) confrontato con i livelli dell'acqua registrati ai piezometri 1 e 2 durante l'intero mese di gennaio. Va detto innanzitutto che la posizione non è esattamente coincidente, a causa del fatto che la mesh superficiale è costituita da celle quadrate di lato 2 metri, e che quindi per punti della mesh che distino dal tratto canalizzato per meno di tale distanza, il comportamento è da assimilare a quello delle celle del ruscello, e quindi non sarebbero più rappresentative del movimento dell'acqua nella zona insatura. Per questo si è stabilito di confrontare le dinamiche in una posizione più scostata, partendo dal presupposto che il comportamento sarebbe stato comunque lo stesso. In Figura, gli andamenti delle falde nei piezometri 1 e 2 sono rappresentati rispettivamente dalle tracce in blu e in verde, con il limite inferiore di attendibilità della misura indicato dalle rette dei medesimi colori, coincidenti con la posizione del trasduttore di pressione. Si noti come la falda simulata si collochi approssimativamente alle profondità della misurata al piezometro 2, anche se la dinamica sembra lievemente accelerata: di fatto le caratteristiche di ritenzione idraulica sono piuttosto approssimate, a causa della carenza di informazioni, ed effettivamente le curve di risalita capillare andrebbero valutate e ricostruite in maniera più accurata, sulla base anche di nuove prove e misure di campo e laboratorio.

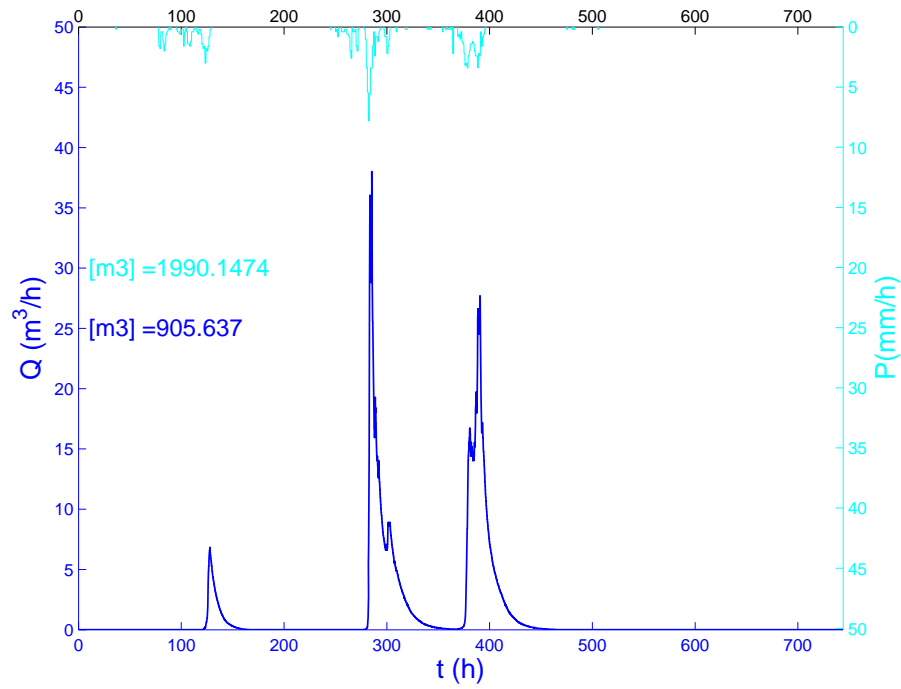


Figura 4.2: *Precipitazioni e portate per gennaio 2008.*

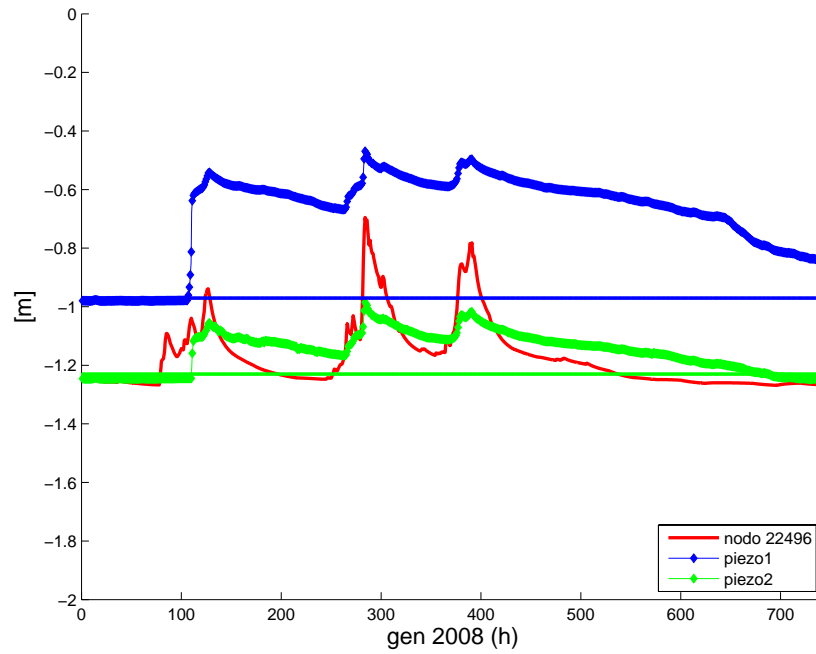


Figura 4.3: *Livello falda dalla superficie: misurato ai piezometri, simulato al nodo 22496.*

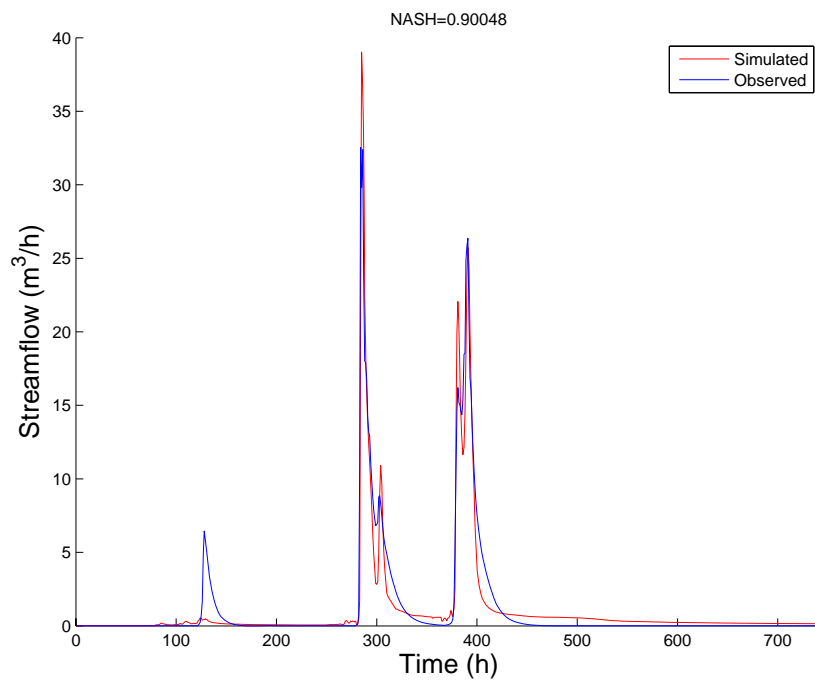


Figura 4.4: *Efficienza di Nash calcolata sull'intero mese di gennaio 2008.*

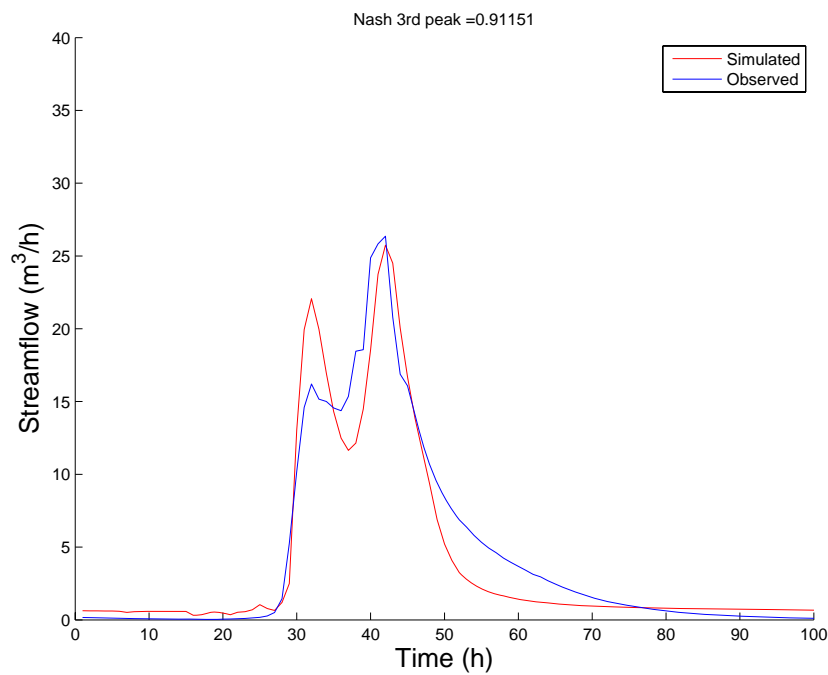


Figura 4.5: *Efficienza di Nash calcolata sul terzo evento del mese di gennaio 2008.*

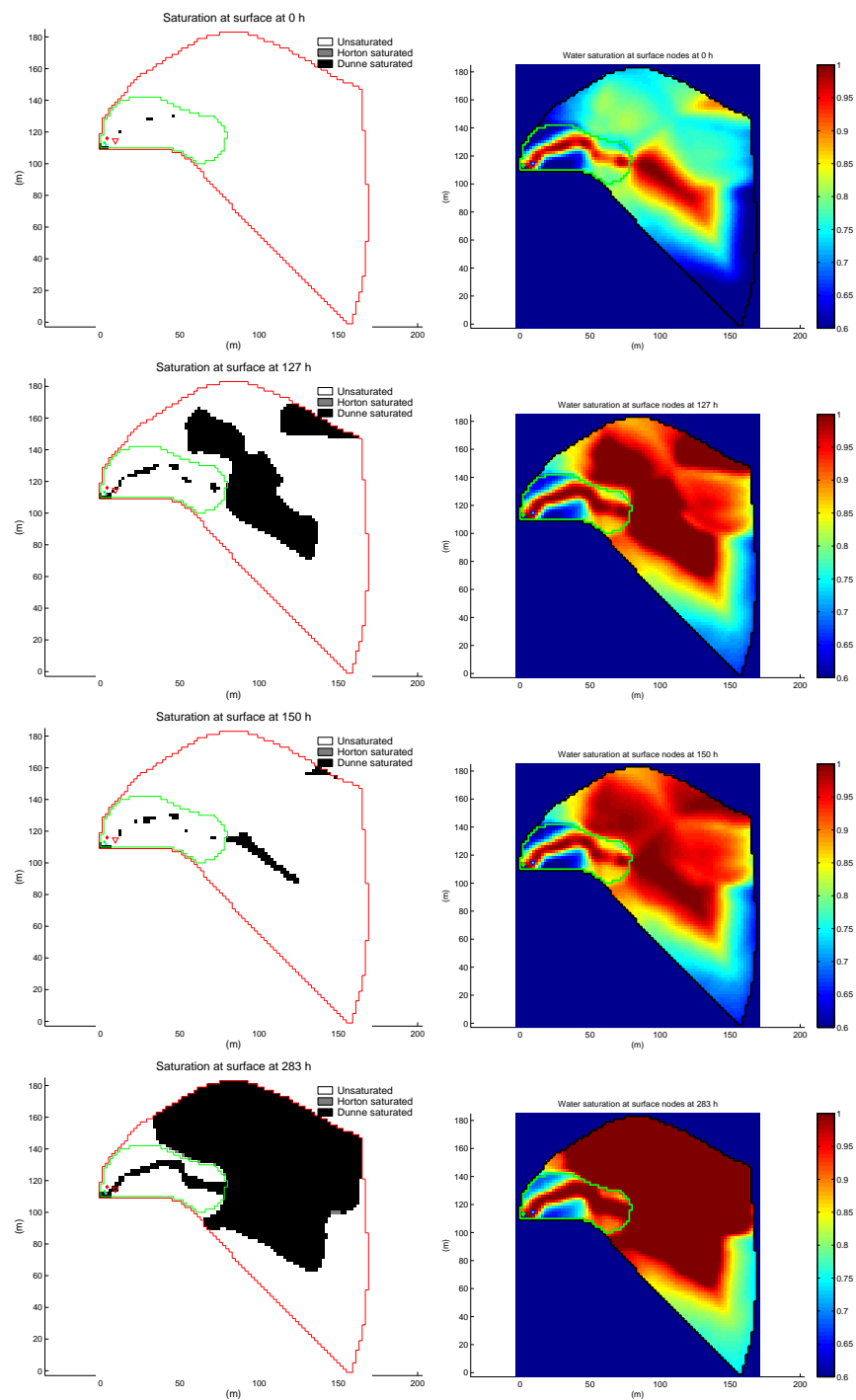


Figura 4.6: Schema della saturazione superficiale e saturazione relativa per alcuni istanti temporali della simulazione di riferimento.

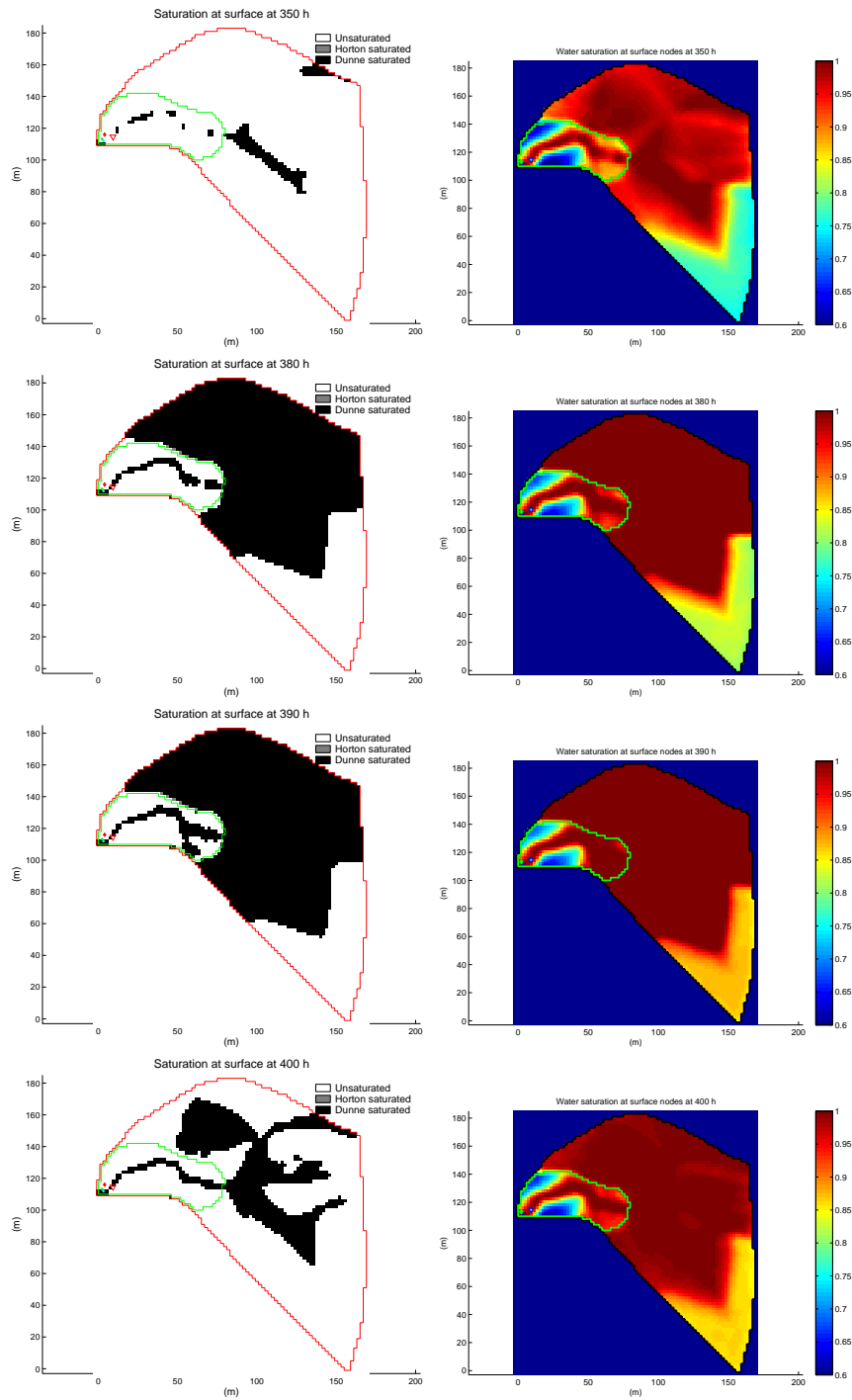


Figura 4.7: Schema della saturazione superficiale e saturazione relativa per alcuni istanti temporali della simulazione di riferimento.

Assunta tale calibrazione come riferimento, ulteriori esperimenti numerici hanno permesso di valutare gli effetti dei singoli parametri (parametri del deflusso superficiale, spessore del suolo nella zona alberata e nei versanti, conducibilità idraulica satura) sulla risposta ottenuta tramite il modello, e di identificare quindi il ruolo dei processi in atto, anche grazie alla capacità del modello di produrre una realistica distribuzione della saturazione superficiale.

In questo Paragrafo sono pertanto riportati i risultati delle suddette analisi, in termini di idrogrammi e schemi di saturazione superficiale, ed alcune considerazioni a riguardo. Per semplicità, nello svolgere questi esperimenti numerici si è omesso di effettuare ogni volta lo *spin up*, giacchè avrebbe necessitato troppo tempo ai fini delle considerazioni che si volevano fare. Pertanto si è mantenuta la medesima condizione iniziale.

4.2.1 Conducibilità idraulica satura

A partire dalla simulazione con conducibilità idraulica satura del suolo pari a $4 \cdot 10^{-5} m/s$, si è dapprima investigato l'effetto della variazione di tale parametro per la zona corrispondente alla presenza degli alberi (zona 3 in Figura 3.5). Dimezzando $ksat$ ($2 \cdot 10^{-5} m/s$) l'idrogramma della simulata aumenta, per effetto della ridotta capacità di infiltrazione nella zona alberata, come si osserva in Figura 4.8 (linea fucsia). Viceversa, aumentando la permeabilità ad $8 \cdot 10^{-5} m/s$ si osserva un abbassamento dei picchi di portata a causa dell'accrescimento della capacità di infiltrazione (Figura 4.8, linea verde). E' interessante riscontrare l'effetto che queste variazioni producono sullo schema di saturazione superficiale (Figura 4.10): per $ksat$ inferiore, la saturazione superficiale è generalmente più elevata, e si genera pertanto una portata defluita maggiore.

Analogamente, incrementando la conducibilità satura per il suolo nei versanti, da $4 \cdot 10^{-5} m/s$ a $8 \cdot 10^{-5} m/s$, è interessante notare come l'effetto sia differente: anzichè diminuire, la portata in uscita dal bacino aumenta leggermente, come si nota dalla linea blu in Figura 4.9. Lo schema di saturazione superficiale (Figura 4.11)

denota una situazione lievemente più asciutta sui versanti, ma una rete di drenaggio nella zona alberata più connessa: l'ipotesi è che i versanti immagazzinando più acqua siano in grado poi di trasferirla alla zona alberata più velocemente e si generi pertanto una rete di drenaggio più efficiente e portate in uscita maggiori. Questi semplici esperimenti numerici evidenziano quanto sia importante il ruolo relativo dello stato versante e della zona riparia. Ulteriori simulazioni sono servite per approfondire questo aspetto, e vengono riportate nei paragrafi seguenti.

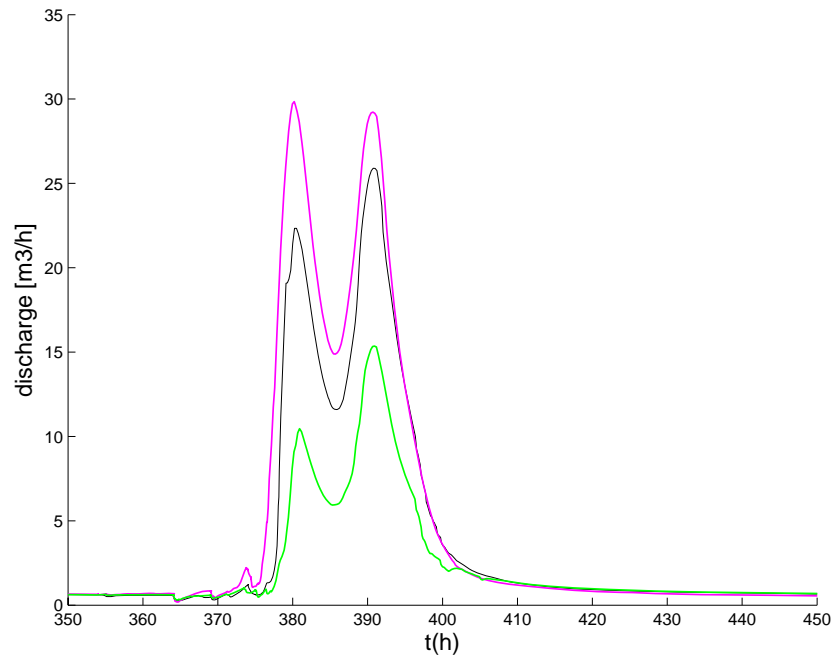


Figura 4.8: *Variazione di $ksat$ del suolo nella zona alberata: in nero idrogramma con $ksat$ di riferimento ($4 \cdot 10^{-5} m/s$); in fucsia per $2 \cdot 10^{-5} m/s$, in verde per $8 \cdot 10^{-5} m/s$.*

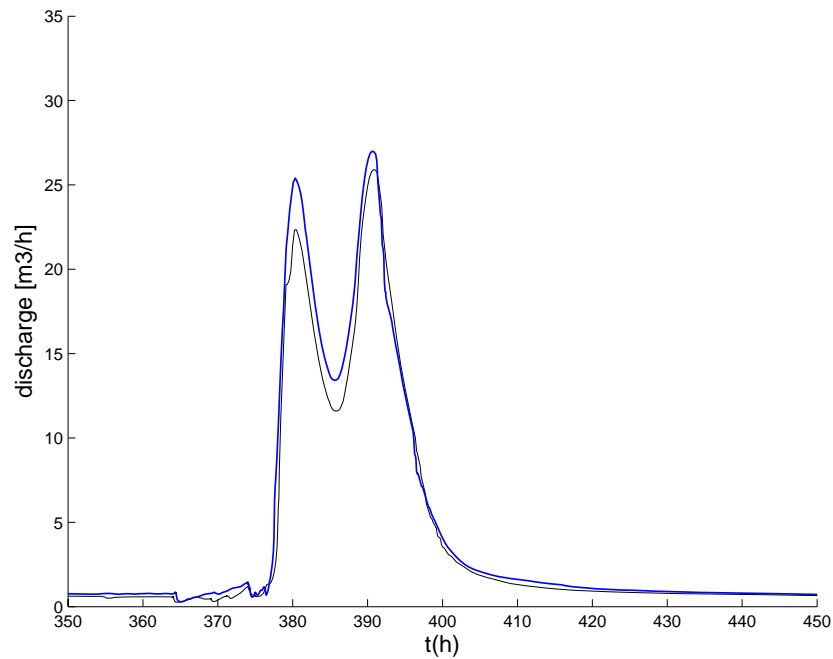


Figura 4.9: *Incremento di $ksat$ del suolo nei versanti: in nero idrogramma con $ksat$ di riferimento ($4 \cdot 10^{-5} m/s$); in blu per $8 \cdot 10^{-5} m/s$.*

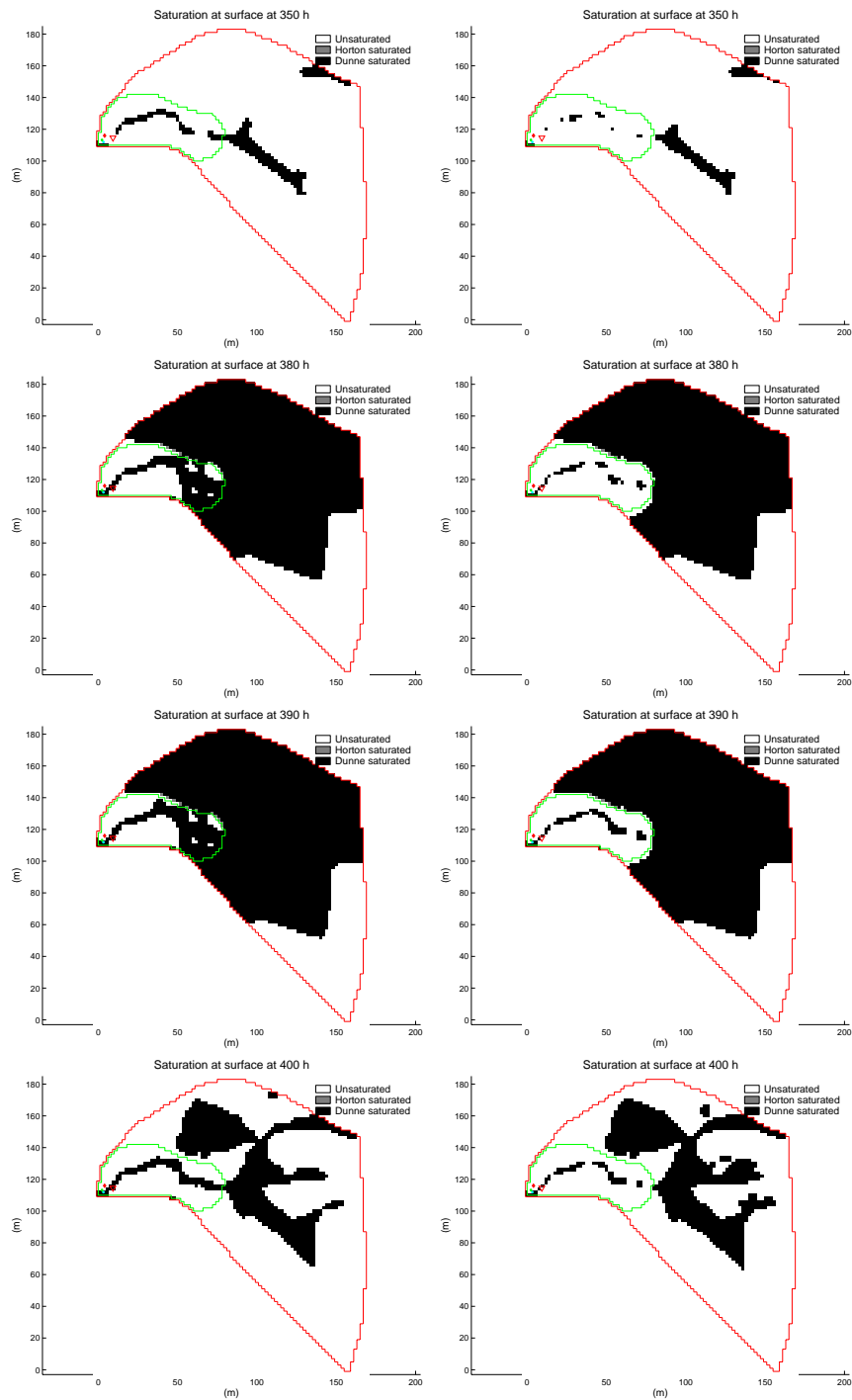


Figura 4.10: Schema di saturazione superficiale per $ksat = 2 \cdot 10^{-5} m/s$ nella zona alberata e $ksat_{veg} = 8 \cdot 10^{-5} m/s$.

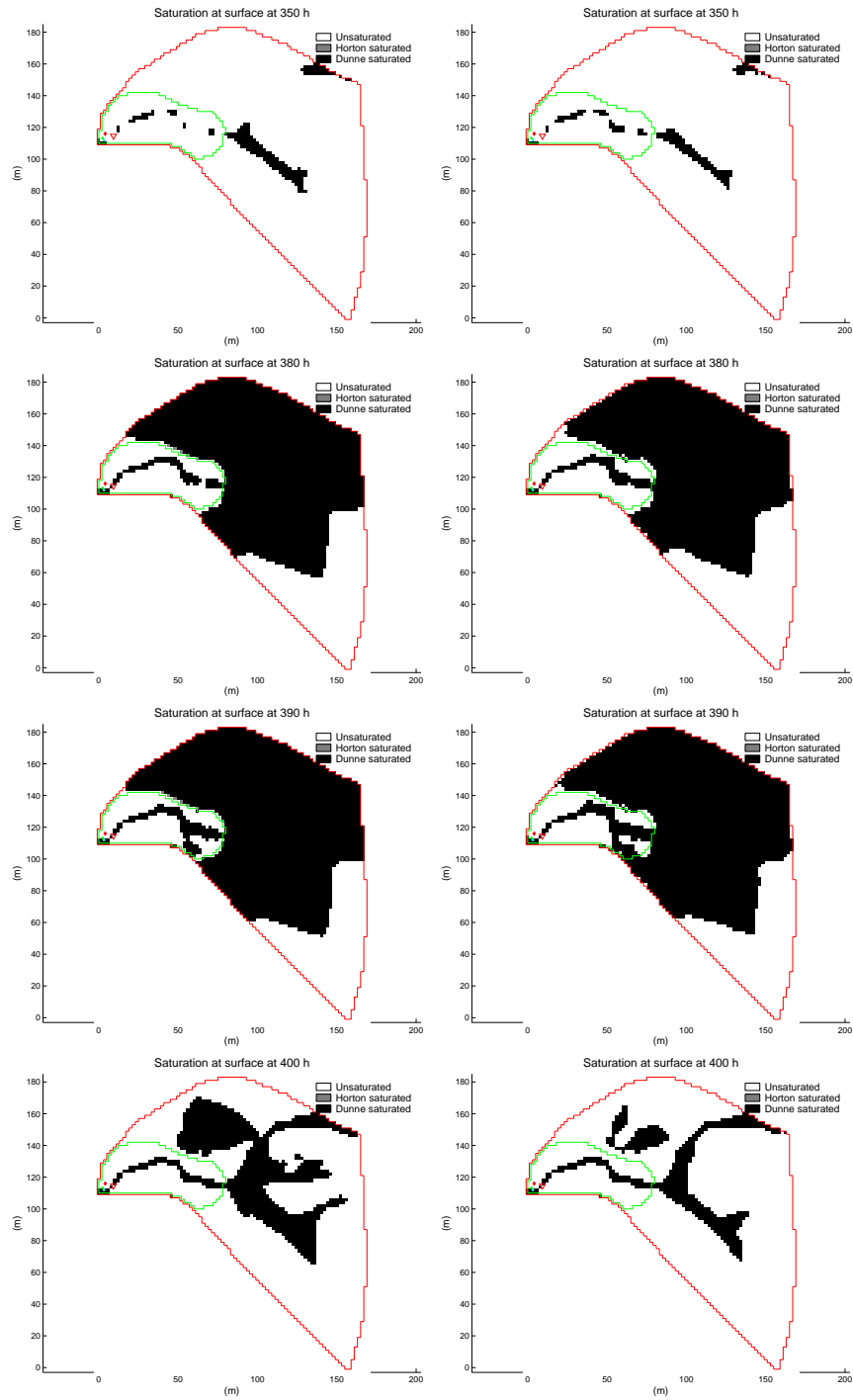


Figura 4.11: Schema di saturazione superficiale per $ksat = 4 \cdot 10^{-5} m/s$ nei versanti e $ksat = 8 \cdot 10^{-5} m/s$.

4.2.2 Ruolo della zona alberata

Per studiare più in dettaglio il ruolo della zona alberata (o riparia), si è ritenuto utile analizzare il ruolo dello spessore del suolo, anche alla luce del fatto che la sua profondità è stata assunta senza alcuna evidenza sperimentale, ma ipotizzando che la profondità raggiunta dalle radici in tale area sia maggiore, che il materiale organico sia più elevato e che quindi, per effetto dei processi biologici in atto e per la presenza di macroporosità e vie di deflusso preferenziale, lo strato di suolo effettivamente collaborante alla generazione del deflusso sia maggiore. Diminuendo lo spessore del suolo per la zona alberata, da 1 m a 50 cm fino a 15 cm, si osserva un innalzamento dei picchi di portata (Figura 4.12): ciò è spiegabile con la minore disponibilità di volume per l'immagazzinamento dell'acqua di precipitazione; i nodi superficiali mostrano, coerentemente, una saturazione maggiore per la simulazione con lo strato di suolo pari a 15 cm (Fig. 4.14). E' interessante notare come il tipo di saturazione sia anche Hortoniana (per eccesso della capacità di infiltrazione) e non solo Durniana (per eccesso della capacità di saturazione), come nelle simulazioni precedenti. Questo può essere imputato al fatto che la condizione iniziale non è totalmente coerente (non è stato fatto girare nuovamente lo *spin up*).

Al contrario, incrementando lo spessore a 2 m (Figura 4.13) si osserva una sostanziale diminuzione della portata in uscita dal bacino, ed un corrispondente schema di saturazione più drenato, come mostrato in colonna di destra nella Figura 4.15.

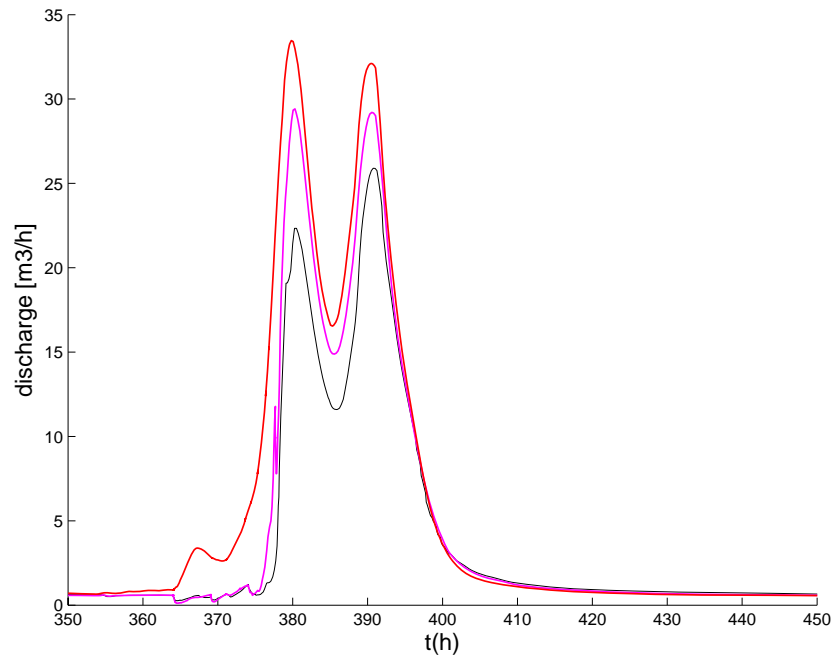


Figura 4.12: *Diminuzione dello spessore del suolo nella zona alberata: in nero idrogramma di riferimento ($h = 1$ m); in fucsia $h = 50$ cm, in rosso $h = 15$ cm.*

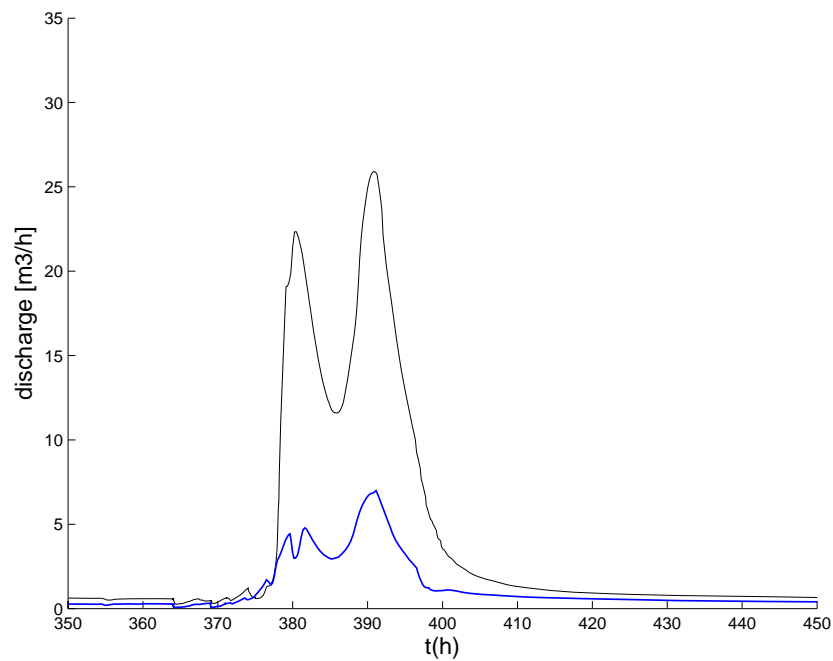


Figura 4.13: *Aumento dello spessore del suolo nella zona alberata: in nero idrogramma di riferimento ($h = 1$ m); in blu $h = 2$ m.*

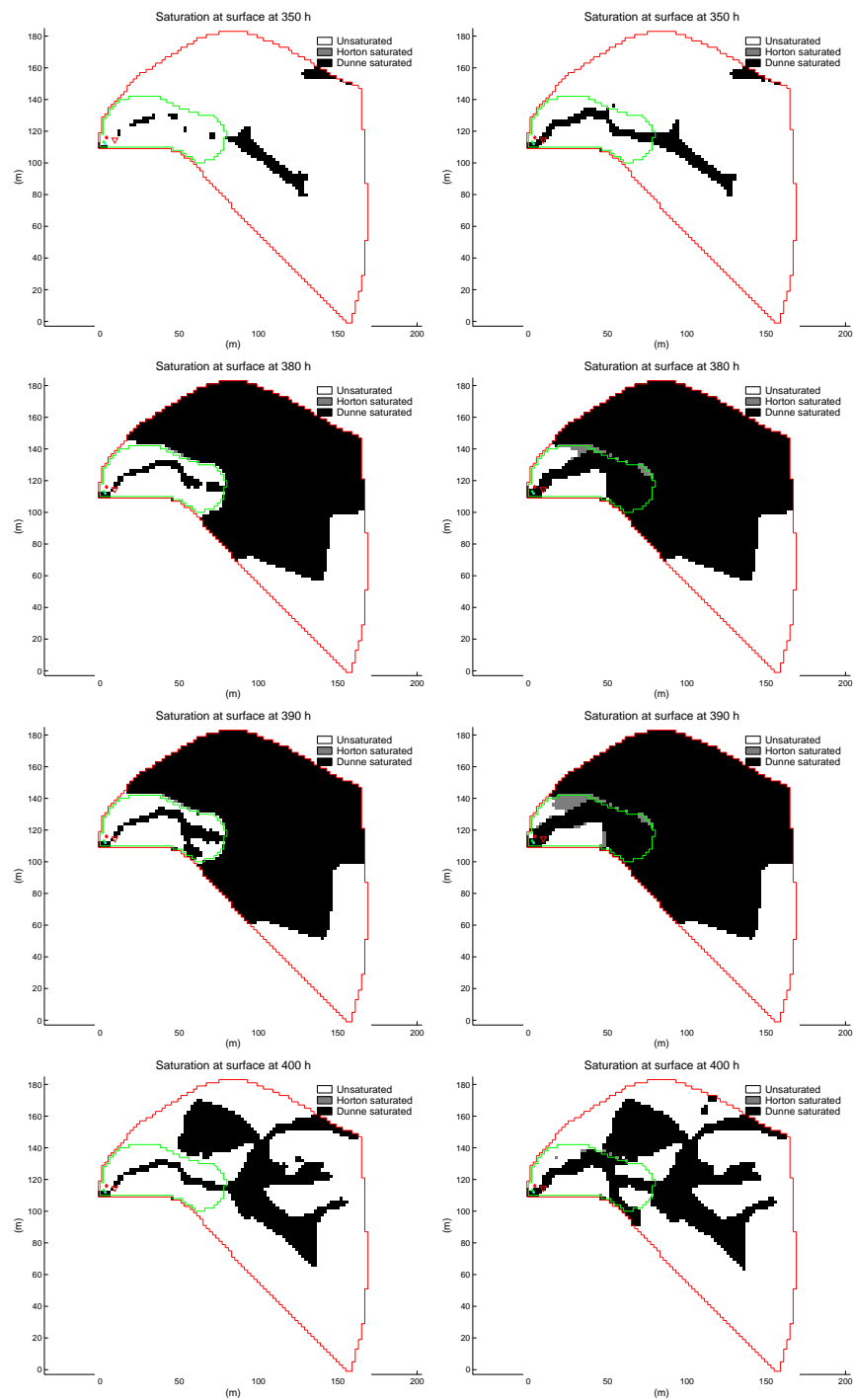


Figura 4.14: *Confronto schema di saturazione superficiale tra $h = 1$ m e $h = 15$ cm nella zona alberata.*

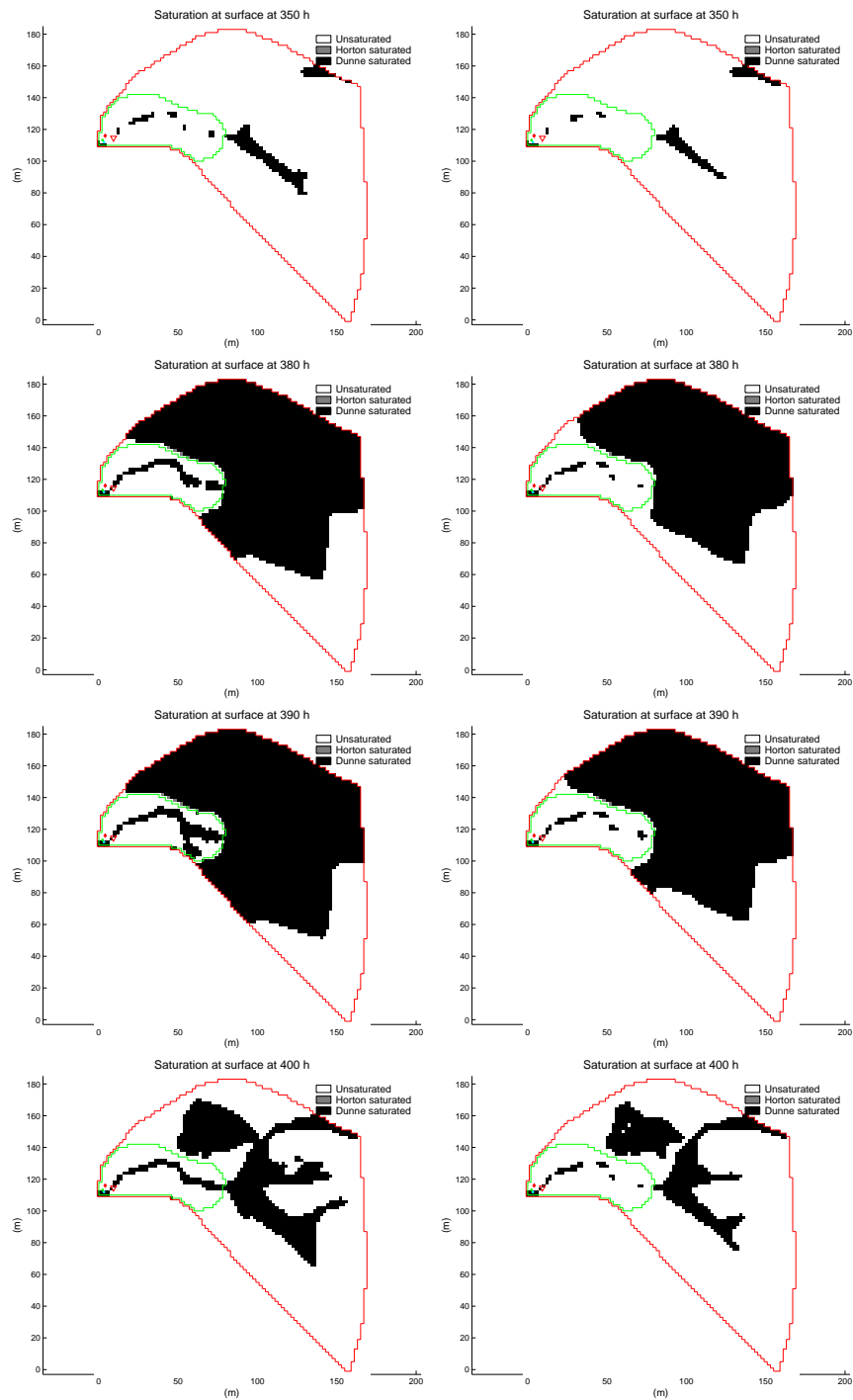


Figura 4.15: *Confronto schema di saturazione superficiale tra $h = 1$ m e $h = 2$ m nella zona alberata.*

4.2.3 Spessore suolo sui versanti

Aumentando, al contrario, lo spessore del suolo sui versanti (da 15 a 50 cm) si ottiene una portata di base maggiore (Fig. 4.16), ma contemporaneamente una saturazione ai nodi superficiali più bassa, coerentemente col fatto che la capacità di infiltrazione sul suolo dei versanti aumenta (Fig. 4.17). Quest'effetto può ritenersi inaspettato, in quanto, così come all'aumentare dello strato di suolo collaborante nella zona alberata si otteneva una maggiore infiltrazione dell'acqua - e quindi portate in uscita inferiori - poteva essere plausibile un analogo effetto incrementando lo strato di suolo più permeabile in corrispondenza dei versanti. Evidentemente, invece, l'effetto globale è il contrario: una maggiore esfiltrazione in corrispondenza dell'impluvio, spiegabile con un maggior apporto di acqua dai versanti.

Risultati come questo mettono in luce l'utilità di modelli di dettaglio come il CATHY, giacchè essi permettono non solo di modellare eventi e fenomeni osservati, ma anche testare vari scenari possibili, inducendo così a formulare ipotesi, da riscontrare poi con le dovute osservazioni sperimentali.

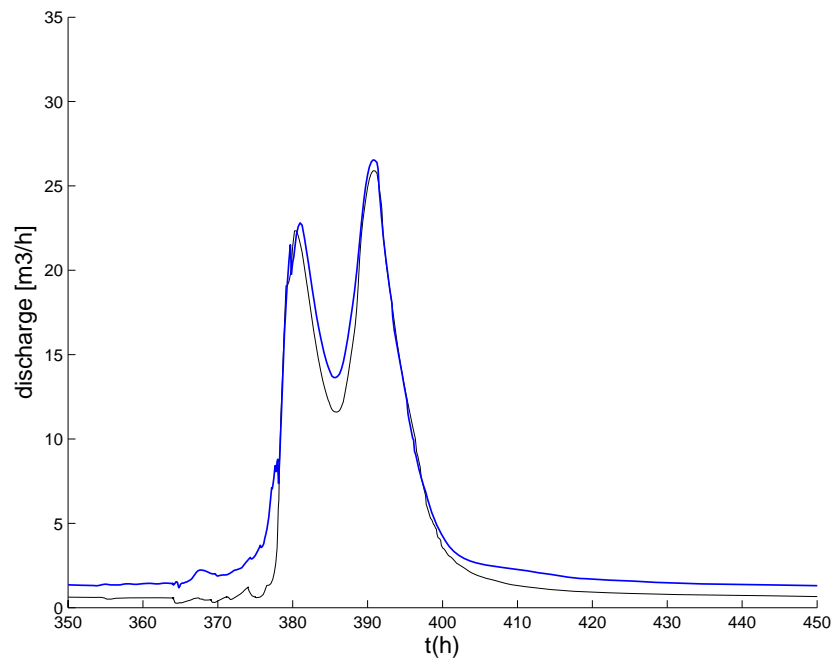


Figura 4.16: *Aumento dello spessore del suolo nei versanti: in nero idrogramma di riferimento ($h = 15$ cm); in blu $h = 50$ cm.*

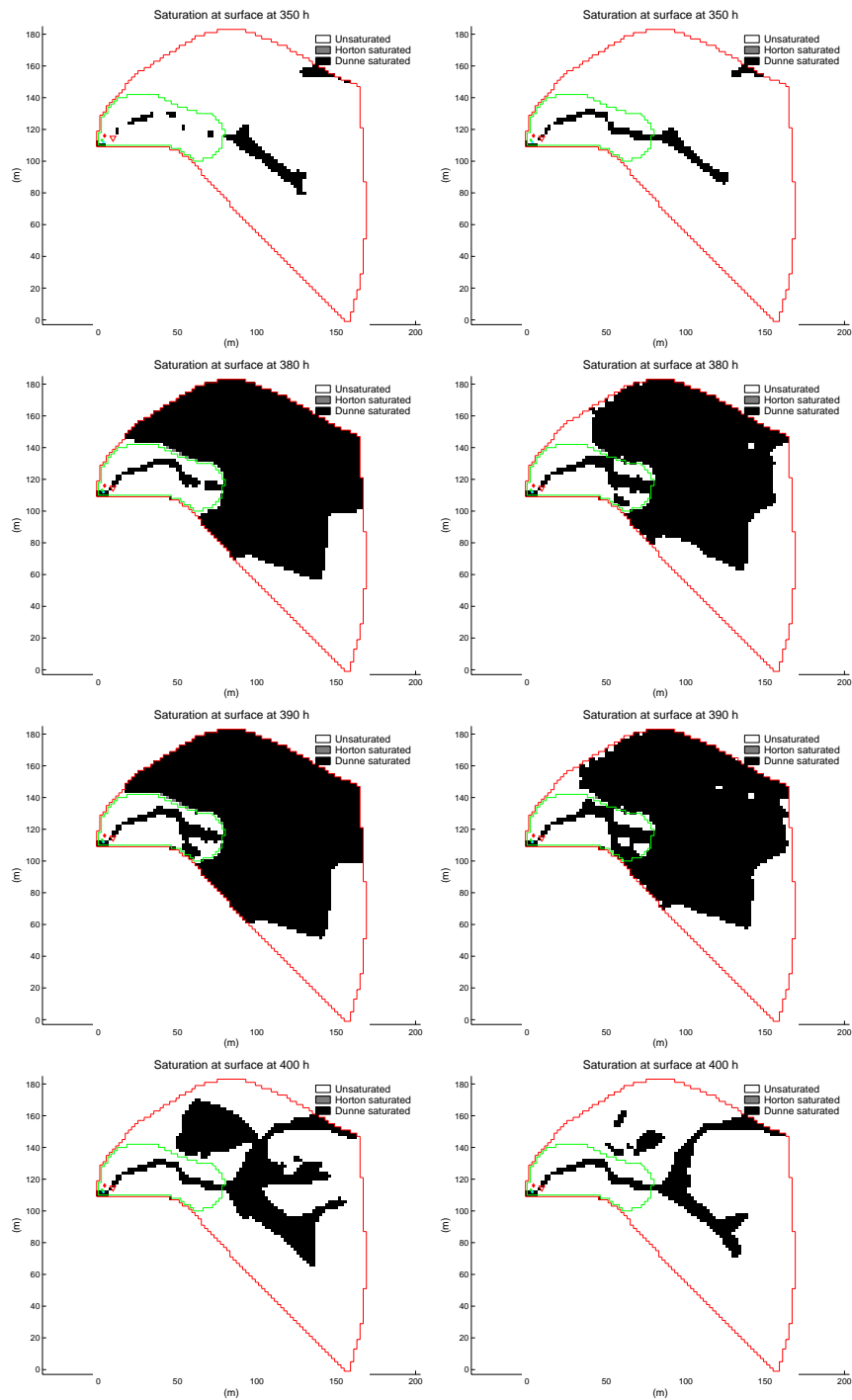


Figura 4.17: *Confronto schema di saturazione superficiale tra $h = 15$ cm e $h = 50$ cm nei versanti.*

4.2.4 Parametri del deflusso superficiale

Nei paragrafi precedenti si sono analizzati gli effetti di alcune variazioni dei parametri relativi alle caratteristiche del deflusso nel subsuperficiale, evidenziando come spessore del suolo e conducibilità idraulica siano fattori di controllo chiave per la risposta idrologica.

Nel presente Paragrafo si è voluto comprendere maggiormente quale fosse il ruolo dei processi legati al deflusso superficiale.

Il modello CATHY tratta i meccanismi di deflusso superficiale come descritto nel Paragrafo 2.1, e le sue caratteristiche sono riassunte in parametri di Gauckler-Strickler e di Leopold-Maddock, sia per lo stato canale che per lo stato versante, anche se per quest'ultimo si tratta di semplificazioni un po' spinte, nel senso che resta discutibile definire scabrezza e larghezza o perimetro per il deflusso sui versanti. Sarebbe auspicabile una trattazione più sensata per questi fenomeni, da includere nel modello.

Ad ogni modo, i coefficienti di Gauckler-Strickler per la simulazione di riferimento, come detto, sono pari a $16 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per lo stato canale (KSc) (valore piuttosto basso, ma comunque fisicamente sensato per un moto in canale naturale con presenza di vegetazione, rocce, ecc., come nel sito di studio) e $2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il moto in rivoli nello stato versante (KSh), valore che non ha effettivamente riscontro in letteratura, ma che è coerente ipotizzare più basso rispetto allo stato canale (ovvero la scabrezza risulta essere maggiore). Diminuendo ulteriormente KSh - aumentando cioè la scabrezza, i picchi di portata risultano più bassi e ritardati, con le code di esaurimento più lunghe (Figura 4.18). L'interpretazione dei risultati suggerisce che i processi sono rallentati, l'acqua è allontanata più lentamente e quindi rimane in superficie, re-infiltrandosi o, comunque, generando un contenuto d'acqua superficiale maggiore. Questo è riscontrabile anche dallo schema di saturazione superficiale, che mostra un'area satura maggiore per la simulazione con $\text{KSH}=0.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ rispetto all'originale (Fig. 4.20).

Al contrario, aumentando il coefficiente di Gauckler-Strickler per lo stato ver-

sante, i picchi di portata risultano più elevati (Figura 4.19), mentre le code di esaurimento sono più basse: l'effetto globale è un drenaggio più rapido del bacino (Figura 4.21).

Si possono trarre analoghe considerazioni dalla variazione di KSc : aumentando tale coefficiente, il deflusso è velocizzato e i picchi di portata sono leggermente maggiori (Figura 4.22, linea blu); diminuendolo si ha l'effetto contrario (Figura 4.22, linea rossa). In questo caso, però, gli effetti sono meno riscontrabili, a causa della lunghezza limitata del tratto canalizzato (circa 40 metri). Anche la saturazione superficiale non varia molto, come si nota in Figura 4.24, dove sono messe a confronto le simulazioni con $KSc=7 \text{ m}^{1/3}/s$ e $KSc=28 \text{ m}^{1/3}/s$.

Si è esaminato in dettaglio anche il ruolo dei parametri di Leopold-Maddock, osservando in prima istanza che non tutti esercitano un controllo sensibile sulla velocità della risposta. Si è osservato infatti che il parametro relativo alla larghezza del canale (W_c) e al perimetro bagnato (P_c) influiscono poco, probabilmente per l'importanza ridotta del deflusso nel canale vista la brevità del tratto. Inoltre, il parametro relativo alla larghezza del versante (W_h) non incide affatto sulla risposta. Per brevità, si omettono qui i risultati delle suddette analisi, riportando solamente un grafico per l'unico parametro di Leopold-Maddock che effettivamente regola il deflusso superficiale nella situazione simulata, ovvero il perimetro bagnato per il versante (P_h): con l'aumento di P_h la risposta rallenta, come si osserva in Figura 4.25; inoltre lo schema di saturazione superficiale mostra una condizione lievemente più bagnata (Figura 4.25). Ha più significato riferirsi a queste analisi sinteticamente come "parametri del deflusso superficiale", poichè risulta scarsamente sensato attribuire un significato fisico a taluni di essi: rimane però evidente come anche il deflusso nello stato superficiale giochi un ruolo non trascurabile nella parametrizzazione e simulazione degli eventi che possono verificarsi in un piccolo bacino.

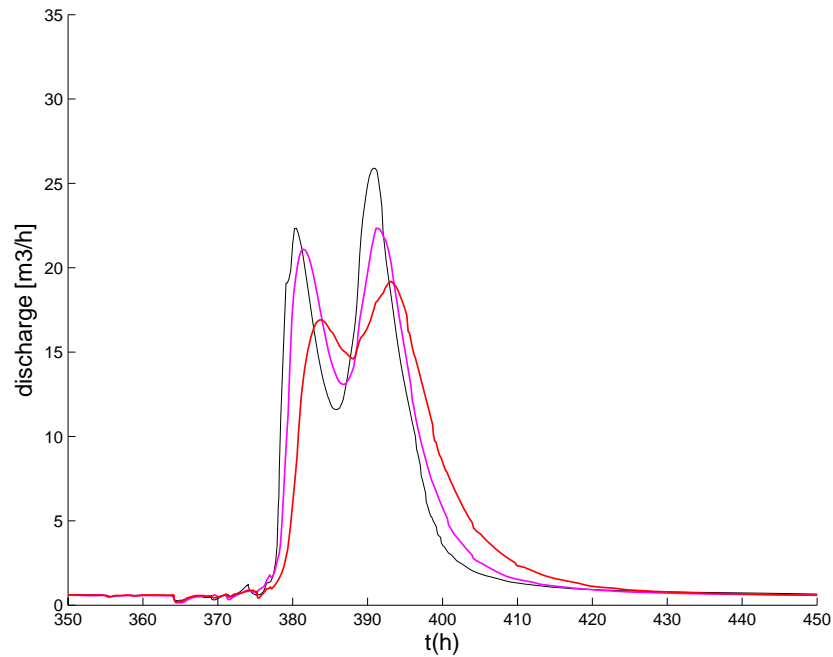


Figura 4.18: *Diminuzione del coefficiente di Gauckler Strickler per lo stato versante: in nero idrogramma con KSh di riferimento ($2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$); in fucsia $1 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, in rosso $0.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.*

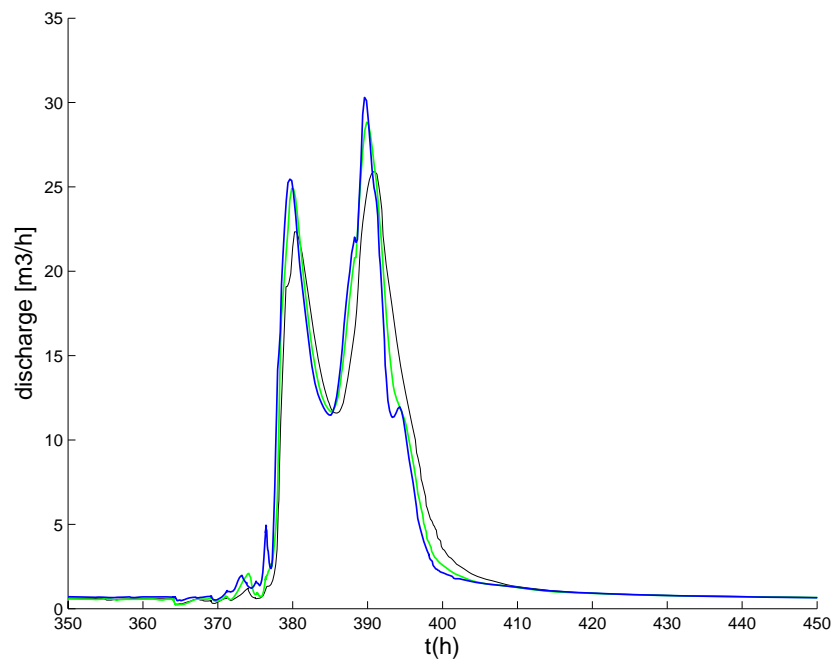


Figura 4.19: *Incremento del coefficiente di Gauckler Strickler per lo stato versante: in nero idrogramma con KSh di riferimento ($2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$); in verde $4 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, in blu $6 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.*

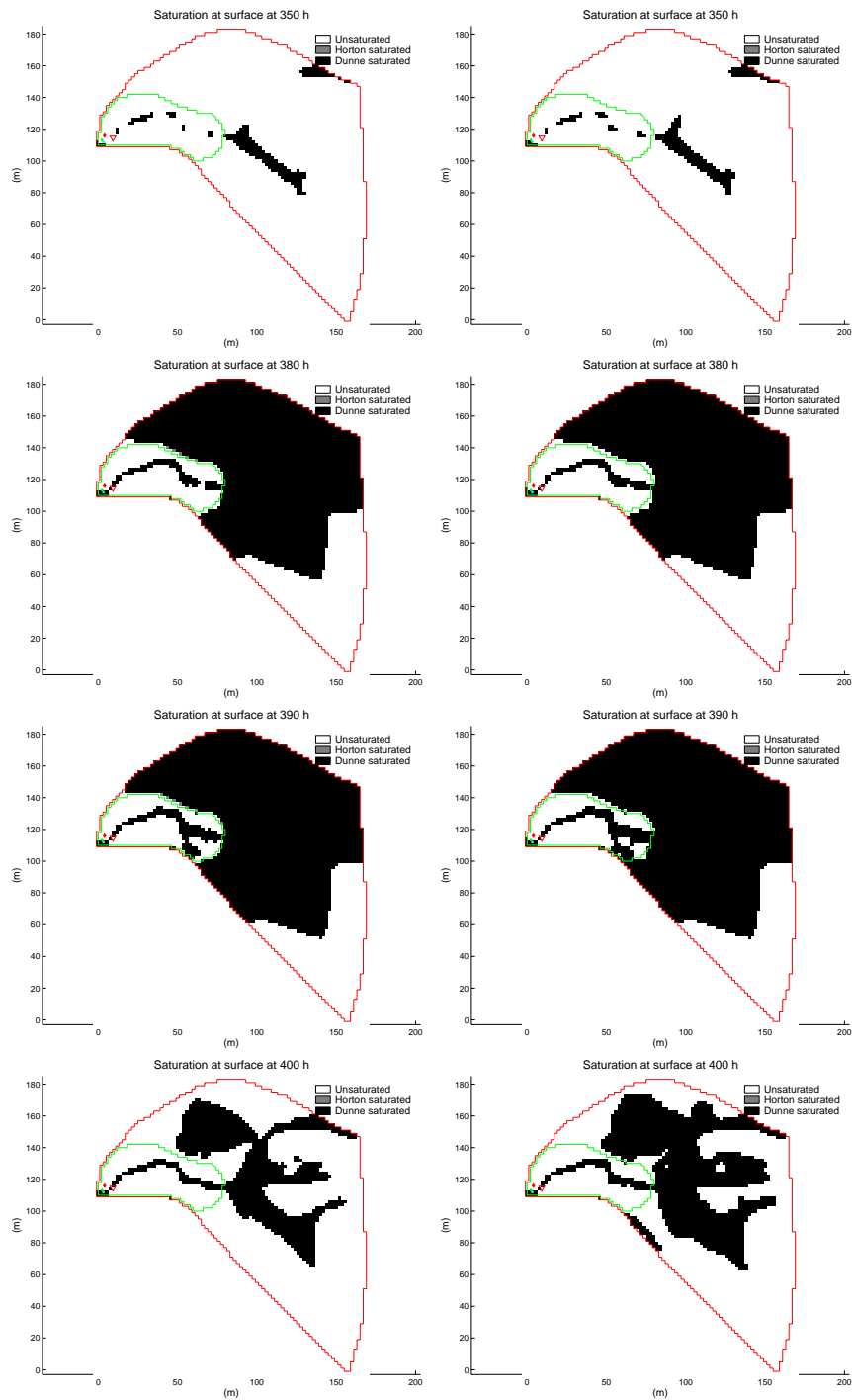


Figura 4.20: *Confronto schema di saturazione superficiale tra $KSh = 2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (riferimento) e $KSh = 0.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.*

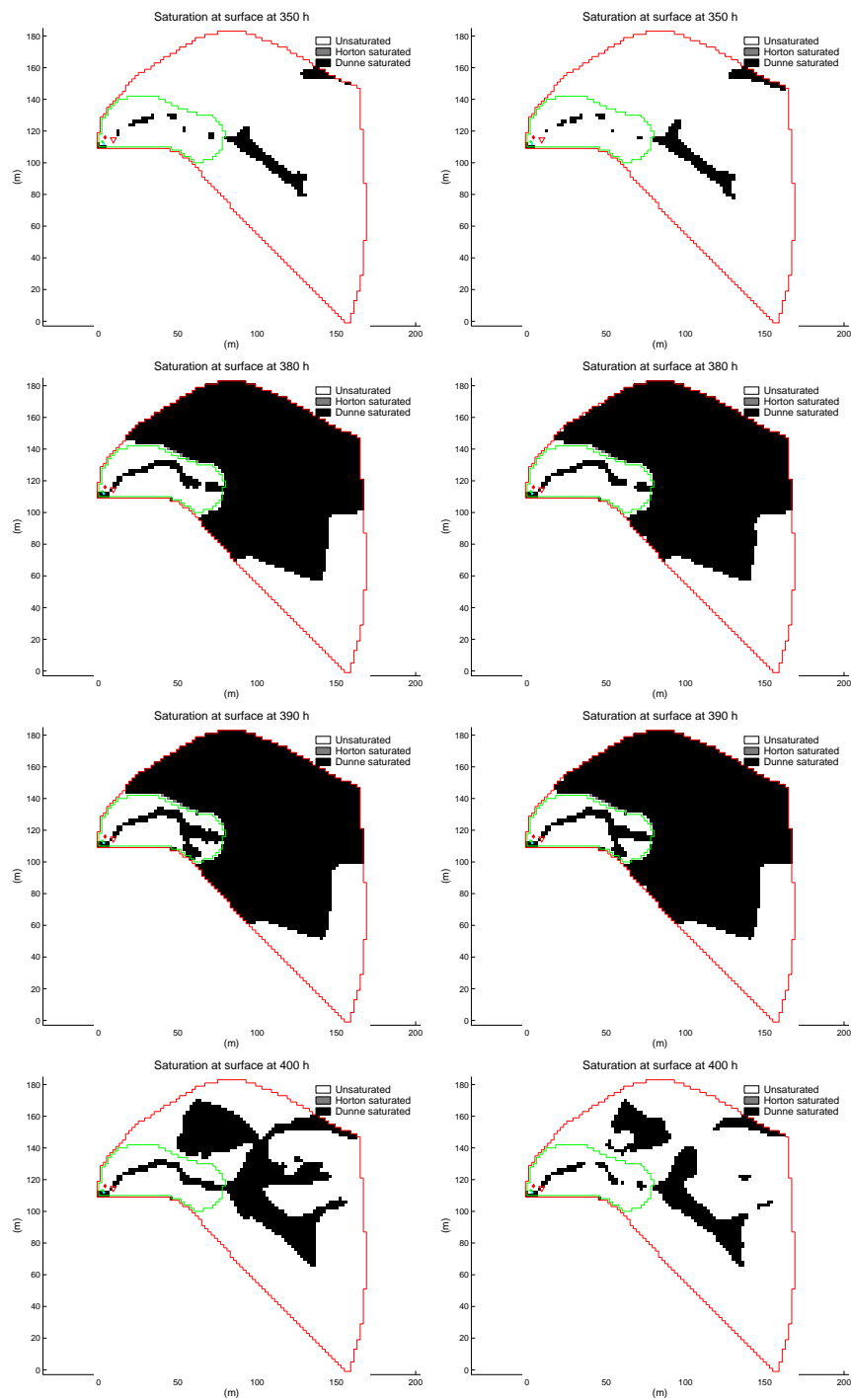


Figura 4.21: Confronto schema di saturazione superficiale tra $K_{Sh} = 2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (riferimento) e $K_{Sh} = 6 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

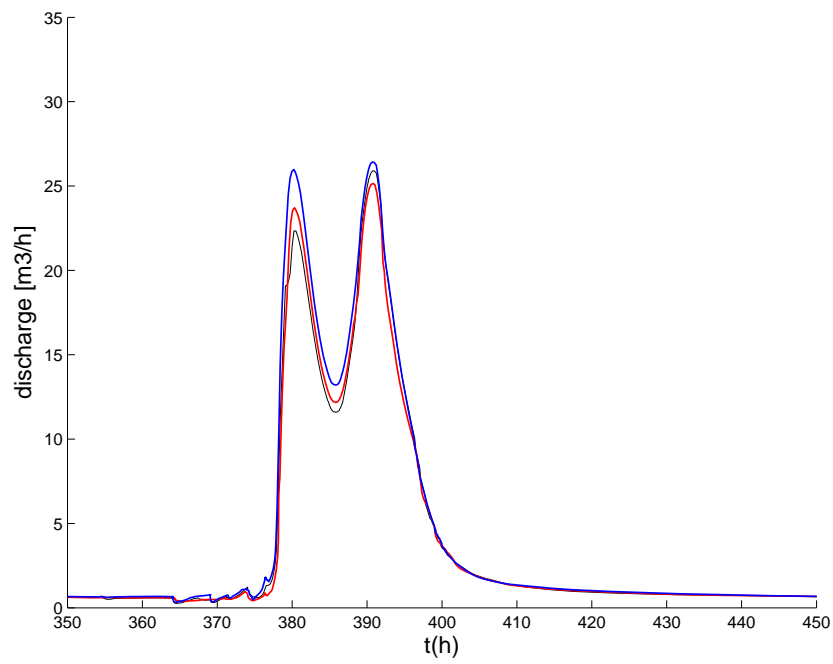


Figura 4.22: *Variazione del coefficiente di Gauckler Strickler per lo stato canale: in nero idrogramma con KSc di riferimento ($16 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$); in rosso $7 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, in blu $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.*

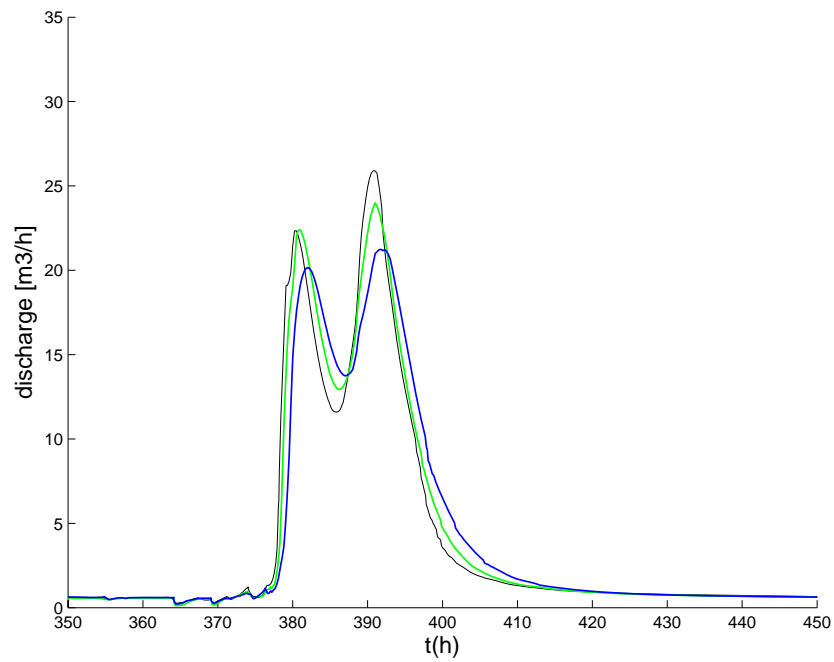


Figura 4.23: *Incremento del perimetro bagnato per lo stato versante: in nero idrogramma con Ph di riferimento (75 m); in verde 150 m, in blu 300 m.*

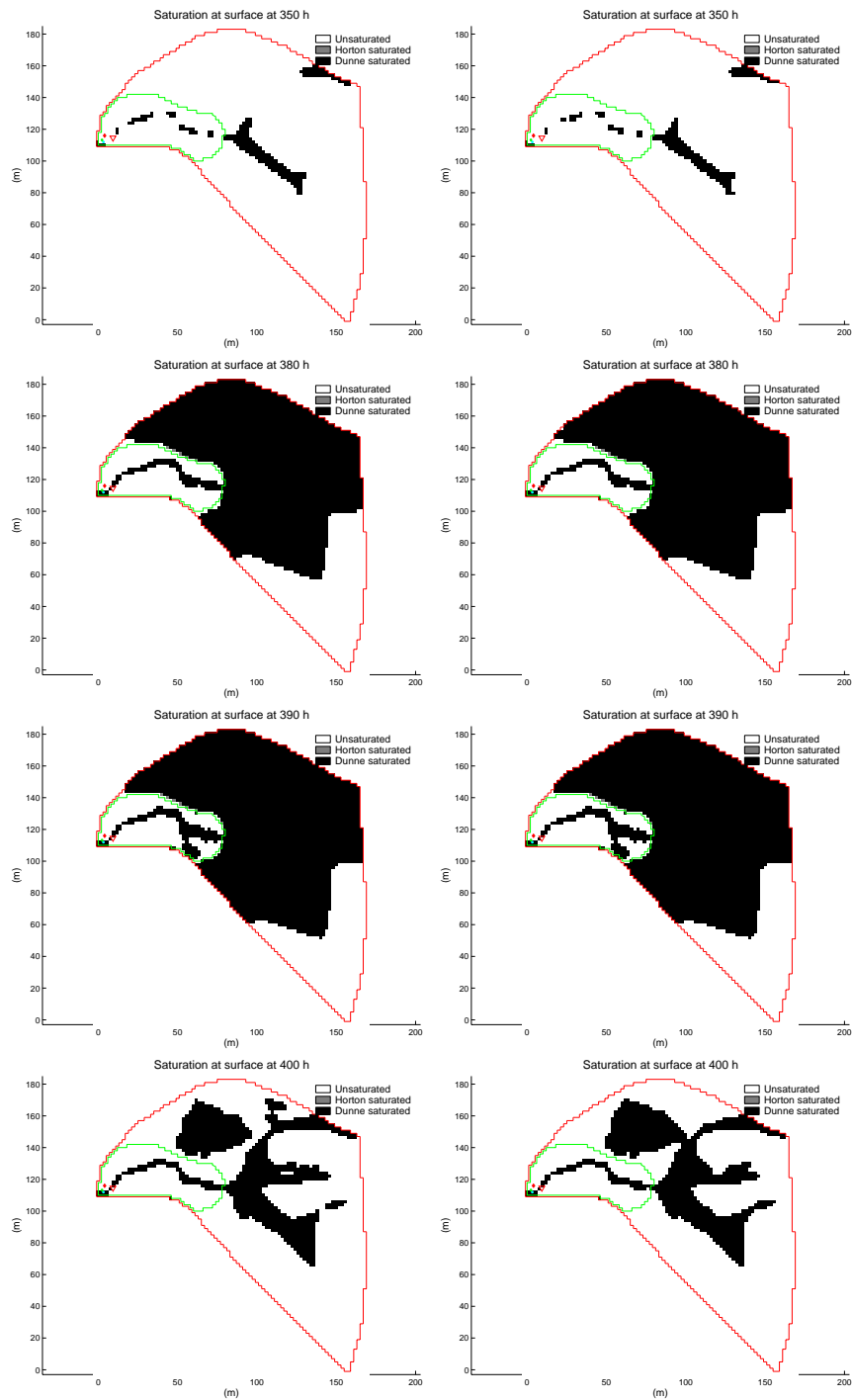


Figura 4.24: Confronto schema di saturazione superficiale tra $KSc = 7 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e $KSc = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

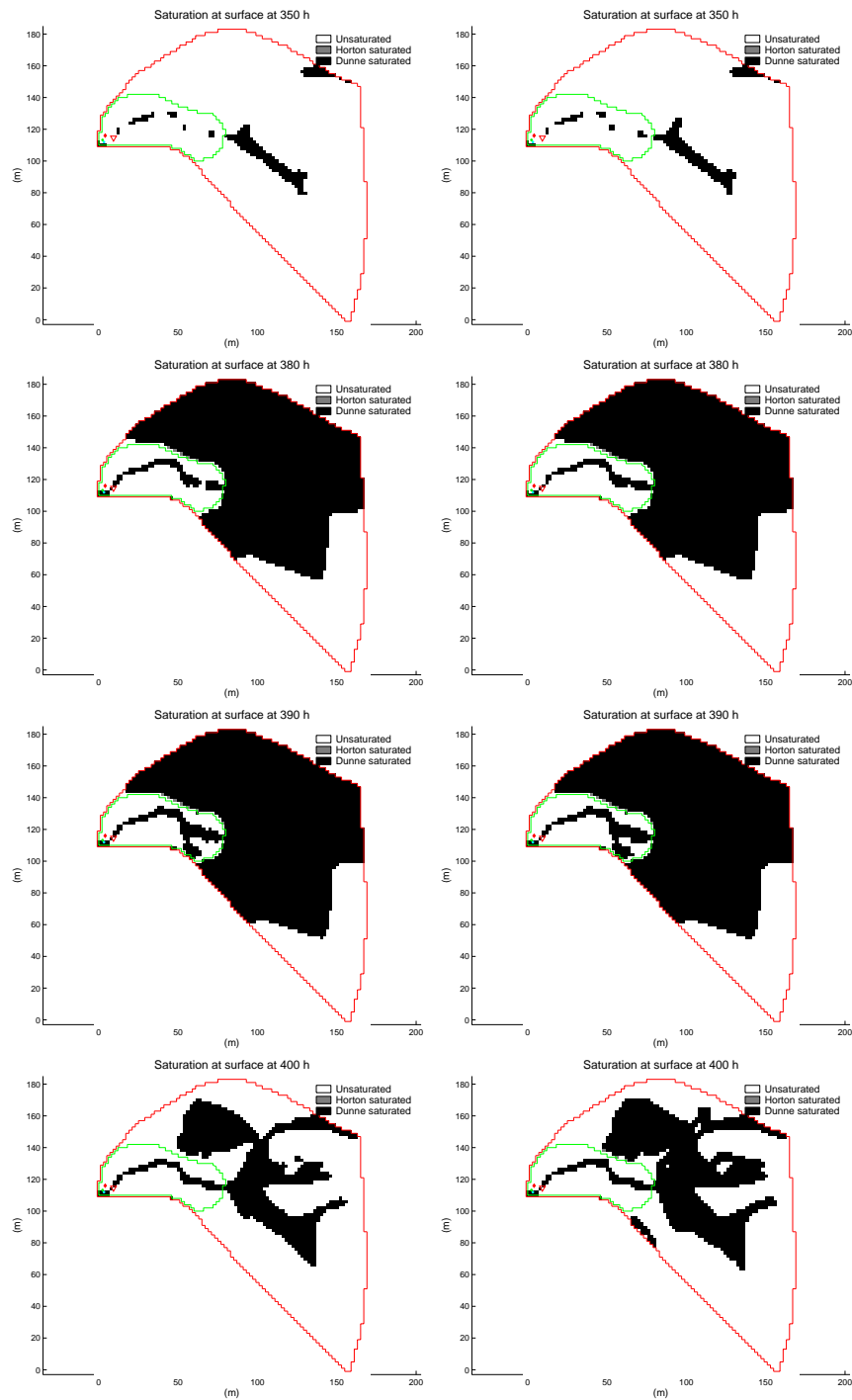


Figura 4.25: *Confronto schema di saturazione superficiale tra $Ph = 75$ m (riferimento) e $Ph = 300$ m.*

Capitolo 5

Conclusioni

Lo studio di un piccolo bacino idrografico nel territorio dell'alto Vicentino ha, in primo luogo, evidenziato la necessità di informazioni pedologiche e geologiche dettagliate per la caratterizzazione della struttura dei suoli e consentire una modellazione numerica rappresentativa dei fenomeni reali. La simulazione di alcuni eventi registrati nel bacino monitorato ha mostrato l'utilità di un modello dettagliato per esaminare il ruolo e l'importanza relativa dei processi di trasporto dell'acqua alla scala di versante.

La taratura ottenuta, a seguito di analisi di sensibilità e successiva calibrazione e validazione, è stata soddisfacente ai fini della modellazione dei periodi umidi, riuscendo a riprodurre le portate misurate alla chiusura del bacino. Ulteriori analisi sarebbero altresì auspicabili per definire le caratteristiche di ritenzione idraulica del suolo e riuscire così a catturare e riprodurre con maggiore successo anche i periodi caratterizzati da assenza di precipitazioni.

Dall'applicazione del modello è emersa, in particolare, l'importanza:

1. della zona alberata, quale zona di immagazzinamento;
2. dei processi di re-infiltrazione del deflusso superficiale generato dalle zone sature.

La prima constatazione mette in evidenza come i processi biologici influiscano in modo fondamentale nel determinare la struttura geo-pedologica di un versante, condizionandone in modo cruciale la risposta agli eventi di precipitazione.

L'importanza dei processi di re-infiltrazione del deflusso, è di notevole interesse, anche modellistico, poichè la maggior parte dei modelli di risposta idrologica utilizzati trascurano, o parametrizzano in modo poco dettagliato, tali processi.

In particolare, si possono trarre le considerazioni seguenti:

- ai fini di una modellazione soddisfacente, sono necessarie informazioni dettagliate per la caratterizzazione della struttura. L'utilizzo di tecniche differenti (analisi geotecniche, prospezioni geofisiche, prove con traccianti e di infiltrazione) hanno portato a risultati tra loro non sempre concordi, evidenziando non solo le forti eterogenità riscontrabili in un sito pur di dimensioni ridotte, ma anche il fatto che un'unica metodologia di indagine può non essere sufficiente;
- la modellazione ottimale ottenuta ha confermato l'attendibilità del differenziare lo spessore di suolo collaborante tra la zona dei versanti e quella alberata (riparia), mettendo in evidenza l'importanza relativa di quest'ultima e della sua conducibilità idraulica satura;
- gli esperimenti numerici, condotti a partire dalla taratura ottimale raggiunta, hanno permesso non solo di approfondire la dipendenza della risposta dai parametri del modello, ma anche di effettuare delle ipotesi sul ruolo di alcune caratteristiche anche inaspettate (come ad esempio una variazione dello spessore del suolo sui versanti), suggerendo quali possano essere gli obiettivi di indagini future;
- la modellazione ha confermato l'esistenza di forti interazioni tra deflusso superficiale e subsuperficiale, descrivendo con accuratezza i pattern di saturazione superficiale, e permettendo di verificare la dipendenza della risposta anche dai parametri che controllano il deflusso superficiale.

Il risultato del lavoro presentato, infine, è anche uno strumento modellistico che può essere utilizzato per studiare le dinamiche legate all'acqua "vecchia", ovvero immagazzinata nel versante a seguito di eventi di precipitazione precedenti, e a quella "nuova", cioè dovuta ad un evento di precipitazione in atto. Gli esperimenti numerici che si rendono ora possibili possono dunque consentire di determinare con accuratezza la distribuzione di probabilità dei tempi di residenza, elemento essenziale per la comprensione dei processi di trasporto di versante e per lo sviluppo di modelli concettualizzati fisicamente basati e realmente predittivi.

Bibliografia

- [Allen et al., 1998] Allen, R. G., R. S. Pereira, D. Raes, M. Smith, 1998. *Crop evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements*, Fao Irrigation And Drainage Paper 56, Roma, 300 p.
- [Anderson et al., 1997a] Anderson, S. P., W. E. Dietrich, D. R. Montgomery, R. Torres, M. E. Conrad, K. Loague , Subsurface flow paths in a steep, unchanneled catchment, *Water Resources Research*, 33, 2637-2653, Dicembre 1997.
- [Anderson et al., 1997b] Anderson, S. P., W. E. Dietrich, R. Torres, D. R. Montgomery, K. Loague, Concentration-discharge relationship in runoff from a steep, unchanneled catchment, *Water Resources Research*, vol. 33, no. 1, 211-225, January 2007.
- [Bear and Verruijt, 1988] Bear, J. and Verruijt, A. (1988). Modeling groundwater flow and pollution. D.Reidel Publishing Company, Dordrecht/Boston/Lancaster/Tokio.
- [Bixio et al., 2000] A. C. Bixio and S. Orlandini and C. Paniconi and M. Putti, Physically-based distributed model for coupled surface runoff and subsurface flow simulation at the catchment scale, Proceedings XIII International Conference on Computational Methods in Water Resources, 1115-1122, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 2000.

- [Bixio et al., 2002] A. C. Bixio and G. Gambolati and C. Paniconi and M. Putti and V. M. Shestopalov and V. N. Bubljas and A. S. Bohuslavsky and N. B. Kasteltseva and Y. F. Rudenko, Modeling groundwater–surface water interactions including effects of morphogenetic depressions in the Chernobyl exclusion zone, *Environmental Geology*, vol. 42, 162-177, 2002.
- [Brammer et al., 1995] Brammer, D. D., J. J. McDonnell, C. Kendall, L. K. Rowe, 1995, Controls on the downslope evolution of water, solutes and isotopes in a steep forested hillslope, *HEOS, Transaction of the American Geophysical Union*, 76 (46), 268.
- [Brooks and Corey, 1964] Brooks, R. H., A. T. Corey, *Hydraulic Properties of Porous Media*, Colorado State University, 1964.
- [Brutsaert, 1994] Brutsaert, W., The unit response of groundwater outflow from a hillslope, *Water Resources Research*, 30, 2759-2763, Ottobre 1994.
- [Camporese et al., 2009] Camporese, M., C. Paniconi, M. Putti, and S. Orlandini, Surface-subsurface flow modeling with path-based runoff routing, boundary condition-based coupling, and assimilation of multisource observation data, *Water Resources Research*, 10.1029/2008WR007536, in press, 2009.
- [Cassiani et al., 2006] Cassiani, G., A. M. Binley, and T. P. A. Ferrè, Unsaturated zone processes In: *Applied Hydrogeophysics 2006* by Vereecken et al. (Eds.), Springer, pag. 75-116.
- [Colombo and Colleselli, 1996] Colombo, P. and Colleselli, F. (1996). *Elementi di Geotecnica*. Zanichelli, 2nd edition.
- [Daily et al., 1992] Daily, W., A. Ramirez, D. J. LaBrecque, J. Nitao, Electrical resistivity tomography of vadose water movement, *AWater Resources Research*, 28 (5), p. 1429-1442, 1992.

- [Eagleson, 1978] Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation. 1. Introduction to water balance dynamics, *Water Resources Research*, 14, 705-712, 1978.
- [Eltahir and Wang, 1999] Elfatih A.B. Eltahir and Guiling Wang, Nilometers, El Niño, and Climate Variability, *Geoph. Res. Let.*, vol. 26, no. 4, 489-492, 1999.
- [Fiori et al., 2009] Fiori, A., D. Russo, and M. Di Lazzaro (2009), Stochastic analysis of transport in hillslopes: Travel time distribution and source zone dispersion, *Water Resour. Res.*, vol. 45, W08435, doi:10.1029/2008WR007668.
- [Freer et al., 1997] Freer, J. E., J. J. McDonnell, K. J. Beven, D. Brammer, D. A. Burns, R. P. Hooper, C. Kendal, 1997. Topographic controls on subsurface stormflow at the hillslope scale for two hydrologically distinct small catchments. *Hydrological Processes* 11: 1347-1352.
- [Freer et al., 2002] Freer, J. E., J. J. McDonnell, K. J. Beven, N. E. Peters, D. A. Burns, R. P. Hooper, B. T. Aulenbach, C. Kendall, 2002. The role of bedrock topography on subsurface stormflow. *Water Resources Research*, 38: 1269. DOI: 10.1029/2001WR000872.
- [Freeze, 1972] Freeze, R. A., 1972. Role of subsurface flow in generating surface runoff: upstream source areas, *Water Resources Research*, 8, 609-623 .
- [Furman, 2008] Alex Furman, Modeling coupled surface-subsurface flow processes: A review, *Vadose Zone J.*, vol. 7, no. 2, 741-756, DOI: 10.2136/vzj2007.0065. 2008.
- [Ghetti, 1977] Ghetti, A., *Idraulica*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 1977.
- [Gray and Hassanizadeh, 1991] Gray, W. G., S. M. Hassanizadeh, Unsaturated Flow Theory Including Interfacial Phenomena, *Water Resources Research*, 27, 1855-1863, 1991.

- [Hewlett and Hibbert, 1967] Hewlett, J. D., and A. R. Hibbert, Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas, in: *Forest hydrology (Proc. Intern. Symp.)*, 1967, 275-290.
- [Hilberts et al., 2005] Hilberts, A. G. J., Troch, P. A., C. Paniconi, Storage-dependent drainable porosity for complex hillslopes, *Water Resources Research*, 41, doi:10.1029/2004WR003725, 2005.
- [Hjerdt et al., 2004] Hjerdt, K. N., J. J. McDonnell, J. Seibert, and A. Rodhe (2004), A new topographic index to quantify downslope controls on local drainage, *Water Resources Research*, 40, W05602, doi:10.1029/2004WR003130.
- [Hollinger and Isard, 1994] Hollinger, S.E. and S.A. Isard, A soil moisture climatology of Illinois. *J. Climate*, 7 (1994), pp. 822-833.
- [Hopp et al., 2009] Hopp, L., Harman, C., Desilets, S. L. E., Graham, C. B., McDonnell, J. J., and Troch, P. A.: Hillslope hydrology under glass: confronting fundamental questions of soil-water-biota co-evolution at Biosphere 2, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 13, 2105-2118, 2009.
- [Ivanov et al., 2004] V. Y. Ivanov and E. R. Vivoni and R. L. Bras and D. Entekhabi, Catchment hydrologic response with a fully distributed triangulated irregular network model, *Water Resour. Res.*, 40, W11102, doi:10.1029/2004WR003218, 2004.
- [Kampf and Burges, 2007] S. K. Kampf and S. J. Burges, A framework for classifying and comparing distributed hillslope and catchment hydrologic models, *Water Resour. Res.*, 43, W05423, doi:10.1029/2006WR005370, 2007.
- [Katsura et al., 2008] Katsura, S., K. Kosugi, T. Mizutani, S. Okunaka, T. Mizuyama, Effects of bedrock groundwater on spatial and temporal variations in soil mantle groundwater in a steep granitic headwater catchment, *Water Resources Research*, vol. 44, W09430, doi:10.1029/2007WR006610, 2008.

- [Kosugi et al., 2008] Kosugi, K. and Katsura, S. and Mizuyama, T. and Okunaka, S. and Mizutani, T., Anomalous behavior of soil mantle groundwater demonstrates the major effects of bedrock groundwater on surface hydrological processes, *Water Resources Research*, vol. 44, W01407, doi:10.1029/2006WR005859, 2008.
- [Kumar et al., 2001] Kumar, C. P., S. Mittal, S. L. Srivastava, Soil moisture retention characteristics at RD 838 of I.G.N.P. stage - II, *Journal of Applied Hydrology, Association of Hydrologists of India*, vol. XIV, NO 2 e 3, Aprile e Luglio 2001, 17-21.
- [LaBrecque et al., 1996] DD. J. LaBrecque, M. Miletto, W. D. Daily, A. L. Ramirez, E. Owen, The effects of noise on Occam's inversion of resistivity tomography data, *Geophysics*, 61, p. 538-548, 1996.
- [Leopold and Maddock, 1953] Leopold, L. C., T. Maddock, The Hydraulic Geometry of Stream Channels and Some Physiographic Implications, *Geological Survey Professional Paper 252*, United States Government Printing Office, Washington, DC, 1953.
- [Marani, 2001] Marani, M., *Processi e Modelli dell'idrometeorologia: Un'introduzione*, Dipartimento IMAGE Università degli studi di Padova, Marzo 2001.
- [McDonnell, 1990] McDonnell, J. J., A rationale for old water discharge through macropores in a steep, humid catchment, *Water Resources Research*, 26, 2821-2832, Novembre 1990.
- [McDonnell et al., 1996] McDonnell, J. J., J. Freer, R. Hooper, C. Kendall, D. Burns, K. Beven, and J. Peters, A new method developed for studying flow on hillslopes, *EOS-Trans. Am. Geophys. Un.*, 77 (47), 465-472, 1996.
- [McDonnell et al., 1998] McDonnell, J. J., D. D. Brammer, C. Kendall, N. Hjerdt, L. K. Rowe, M. Stewart, R. A. Woods, 1998. Flow pathways on steep forested

- hillslopes: The tracer, tensiometer, and trough approach. In: Tani (Ed.), *Environmental Forest Science*, Kluwer Academic Publishing, Boston, pp. 463-474.
- [McGlynn et al., 2002] McGlynn, B. L., J. J. McDonnell,, and D. Brammer, 2002. A review of the evolving perceptual model of hillslope flowpaths at the Maimai Catchments, NZ. *Journal of Hydrology*, 257(1-26).
- [McGuire et al., 2005] McGuire, K. J., J. J. McDonnell, M. Weiler, C. Kendall, B. L. McGlynn, J. M. Welker, and J. Seibert (2005), The role of topography on catchment-scale water residence time, *Water Resources Research*, 41, W05002, doi:10.1029/2004WR003657.
- [Montgomery et al., 1997] Montgomery, D. R., W. E. Dietrich, R. Torres, S. P. Anderson, J. T. Heffner, K. Loague , Hydrologic response of a steep, unchanneled valley to natural and applied rainfall, *Water Resources Research*, 33, 91109, Gennaio 1997.
- [Mosley, 1979] Mosley, M. P., 1979. Streamflow generation in a forseted watershed, New Zealand. *Water Resources Research*, 15. 795-806.
- [Mualem, 1976] Mualem, Y. 1976. A new model predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, 12:513-522.
- [Nash and Sutcliffe, 1970] J. E. Nash and J. V. Sutcliffe, River flow forecasting through conceptual models. I. A discussion of principles, *Journal of Hydrology* 10 (1970), pp. 282-290.
- [Orlandini and Rosso, 1998] Orlandini, S., Rosso R., Parametrization of stream channel geometry in the distributed modeling of cathment dynamics, *Water Resources Research*, 34, NO 8, 1971-1985, Agosto 1998.

- [Paniconi and Wood, 1993] Paniconi, C. and Wood, E. F. (1993). A detailed model for simulation of catchment scale subsurface hydrologic processes. *Water Resour. Res.*, 29(6), 1601-1620.
- [Paniconi and Putti, 1994] 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 et al., 2003a] Paniconi, C., M. Marrocu, M. Putti, M. Verbunt, Newtonian Nudging for a Richards equation based distributed hydrological model, *Advances in Water Resources*, 26, 161-178, 2003.
- [Paniconi et al., 2003b] Paniconi, C., P. A. Troch, E. E. van Loon, A. G. J. Hilberts, Hillslope-storage Boussinesq model for subsurface flow and variable source areas along complex hillslopes: 2. Intercomparison with a three-dimensional Richards equation model, *Water Resources Research*, 39, doi:10.1029/2002WR001730, 2003.
- [Paolinelli, 2006] Paolinelli, A., *Tesi di laurea: Modelli per la risoluzione di problemi diretti ed inversi relativi alla componente capacitiva della risposta elettrica del terreno in indagini geofisiche*, Università degli Studi di Pisa, Facoltà di Ingegneria, 2006.
- [Pearce et al., 1986] Pearce, A. J., M. K. Stewart, M. G. Sklash, 1986. Storm runoff generation in humid headwater catchments 1. where does the water come from?, *Water Resources Research*, 22, 1263-1272.
- [Provincia di Milano, 2003] Zelioli, A., Rizzi, S., Pagano, A., *La Prospezione Geofisica in campo ambientale*, Provincia di Milano, 2003.
- [Putti and Paniconi, 2004] Putti, M., C. Paniconi, *A process-based numerical model of surface-subsurface water interactions*, 16 Dicembre 2004.

- [Qu and Duffy, 2007] Y. Qu and C. J. Duffy, A semidiscrete finite volume formulation for multiprocess watershed simulation, *Water Resour. Res.*, vol. 43, W08419, doi:10.1029/2006WR005752, 2007.
- [Richards, 1931] Richards, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. PhD Thesis. Cornell University.
- [Rigon et al., 2006] R. Rigon and G. Bertoldi and T. Over, A distributed hydrological model with coupled water and energy budgets, *J. Hydrometeor.*, vol. 7, no. 3, 371-388, 2006.
- [Rinaldo et al., 2006a] Rinaldo, A., A. Bellin, A. Marani, A study on solute NO₃-N transport in the hydrologic response by a MRF model, *Ecological Modelling*, vol. 48, 159-191, 1989.
- [Rinaldo et al., 2006a] Rinaldo, A., E. Bertuzzo, G. Botter, T. Settin, A. Uccelli, and M. Marani, Transport at Basin Scales 1. Theoretical Framework, *Hydrology and Earth System Sciences*, vol. 10, 19-29, 2006.
- [Rinaldo et al., 2006b] Rinaldo, A., E. Bertuzzo, G. Botter, T. Settin, A. Uccelli, and M. Marani, Transport at Basin Scales 2. Applications, *Hydrology and Earth System Sciences*, vol. 10, 31-48, 2006.
- [Rodhe et al., 1996] Rodhe, A., L. Nyberg and K. Bishop, Transit times for water in a small till catchment from a step shift in the oxygen 18 content of the water input, *Water Resources Research*, 32 (1996) (12), pp. 3497-3511.
- [Rodriguez-Iturbe and Rinaldo, 1997] Rodriguez-Iturbe, I., Rinaldo, A. *Fractal River Basins*, Cambridge University Press, 1997.
- [Russo and Fiori, 2009] Russo, D., Fiori, A., Stochastic analysis of transport in a combined heterogeneous vadose zone-groundwater flow system, *Water Resources Research*, Vol. 45, No. 3, W03426, doi: 10.1029/2008WR007157, 2009.

- [Scherrer et al., 2007] Scherrer, S., Naef, F., Faeh, A. O., and Cordery, I.: Formation of runoff at the hillslope scale during intense precipitation, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 11, 907-922, 2007.
- [Schaap et al., 1999] Schaap, M. G., F. J. Leij, M. T. van Genuchten, A bootstrap-neural network approach to predict soil hydraulic parameters, *Characterization and Measurements of the Hydraulic Properties of Unsaturated Porous Media*, pp. 1237-1250, University of California, Riverside, CA, 1999.
- [Sivapalan, 2003] Sivapalan, M. Process complexity at hillslope scale, process simplicity at the watershed scale: is there a connection?, *Hydrological Processes*, 17: pp 1037-1041, 2003.
- [Sklash et al., 1986] Sklash, M. G., M. K. Stewart, A. J. Pearce, Storm runoff generation in humid headwater catchment 2. A case study of hillslope and low-order stream response, *Water Resources Research*, 22, 1273-1282, 1986.
- [Tarboton, 1997] Tarboton, D. G., A New Method for the Determination of Flow Directions and Contributing Areas in Grid Digital Elevation Models, *Water Resources Research*, 33(2): 309-319, 1997.
- [Torres et al., 1998] Torres, R., W. E. Dietrich, D. R. Montgomery, S. P. Anderson, and K. Loague, Unsaturated Zone Processes and the Hydrologic Response of a Steep, Unchanneled Catchment, *Water Resources Research*, 34(8), 1865-1879, 1998.
- [Torres and Alexander, 2002] Torres, R., L. J. Alexander, Intensity-duration effects on drainage: Column experiments at near-zero pressure head, *Water Resources Research*, vol. 38, no. 11, 1240, doi: 10.1029/2001WR001048, 2002.
- [Troch et al., 2003] Troch, P. A., C. Paniconi, E. E. van Loon, Hillslope-storage Boussinesq model for subsurface flow and variable source areas along complex hillslopes: 1. Formulation and characteristic response, *Water Resources Research*, 39, doi:10.1029/2002WR001728, 2003.

- [Tromp-van Meerveld & McDonnell, 2006a] Tromp-van Meerveld H. J., J. J. McDonnell, 2006a. Threshold relations in subsurface stormflow: 1. A 147-storm analysis of the Panola hillslope. *Water Resources Research*, 42(2): W02410. DOI: 10.1029/2004WR003778.
- [Tromp-van Meerveld and McDonnell, 2006b] Tromp-van Meerveld H. J., J. J. McDonnell, 2006b. Threshold relations in subsurface stormflow: 2. The fill and spill hypothesis. *Water Resources Research*, 42(2): W02411. DOI: 10.1029/WR003800.
- [Uchida et al., 2004] Uchida, T., Y. Asano, T. Mizuyama, and J.J. McDonnell. 2004. Role of upslope soil pore pressure on lateral subsurface storm flow dynamics. *Water Resources Research*, 40(12), W12401, doi:10.1029/2003WR002139.
- [van Genuchten, 1980] van Genuchten, M.Th. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44:892-898.
- [van Genuchten and Nielsen, 1985] van Genuchten, M. Th., D. R. Nielsen, On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils, *Ann. Geophys.* 1985, vol. 3, no. 5, pag. 615-628, 1985.
- [Weiler et al., 2003] M. Weiler, B.L. McGlynn, K.J. McGuire and J.J. McDonnell, How does rainfall become runoff? A combined tracer and runoff transfer function approach, *Water Resources Research*, 39 (2003) (11), p. 1315.
- [Wörman et al., 2007] Wörman, A., A. I. Packman, L. Marklund, J. W. Harvey, S. H. Stone, Fractal topography and subsurface water flows from fluvial bedforms to the continental shield, *Geophysical Research Letters*, vol. 34, L07402, doi: 10.1029/2007GL029426, 2007.

[1] <http://geoappunti.altervista.org>

[2] <http://www.geos.vps.it/>

[3] <http://www2.polito.it/ricerca/engel/ben/Analisi-edilizie2.htm>

[4] <http://studiosisma.com/>

[5] <http://www.usrl.ars.usda.gov/MODELS/rosetta/rosetta.htm>, 2005.

[6] <http://www2.nau.edu/~doetqp-p/courses/env303a/lec9/lec9.htm> Anderson and Woessner, pp. 38-46 and 68-77