

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

**I livelli freatici nelle arginature fluviali:
ruolo dell'insaturo, uso di onde di progetto,
modelli numerici a confronto con soluzioni
semplificate**



Relatori

prof.ssa Ilaria Butera

prof.ssa Maria Giovanna Tanda

Candidato

Marco Climaci

A.A. 2017/2018

Indice

INTRODUZIONE	1
1 I RILEVATI ARGINALI	6
1.1 Caratteristiche generali degli argini	6
1.2 Sistema arginale del fiume Po	7
1.3 Il moto di filtrazione nelle arginature fluviali	11
1.3.1 Importanza nella verifica delle arginature	11
1.3.2 Principi generali	13
2 MOTO DI FILTRAZIONE NEI MEZZI POROSI SATURI	14
2.1 Equazione completa della filtrazione nel mezzo poroso saturo	15
2.2 Moto permanente	17
2.3 Moto vario di filtrazione nelle arginature fluviali	17
2.3.1 Risoluzione analitica dell'equazione linearizzata della filtrazione per onde di piena periodiche di piccola ampiezza e ipotesi di Dupuit (Supino, 1955)	19
2.3.2 Risoluzione analitica dell'equazione linearizzata della filtrazione per onde di piena aperiodiche rettangolari di piccola ampiezza e ipotesi di Dupuit (Marchi, 1957)	23
2.3.3 Indagini analitiche basate sulla sola ipotesi di piccole oscillazioni di falda senza ipotesi di Dupuit (Meyer,1956; Marchi, 1957)	28
2.3.4 Indagine sperimentale relativa alle onde di piena periodiche di lunga durata e piccola ampiezza (Carravetta, 1957)	28
2.3.5 Indagine sperimentale relativa alle onde di piena aperiodiche rettangolari di grande ampiezza (Bianco, 1982)	32
2.3.6 Risoluzione numerica dell'equazione completa della filtrazione per onde aperiodiche rettangolari (Giugni & Fontana, 1999)	37
2.3.7 Modello semi-analitico per onde di piena di forma e durata qualsiasi e piccola ampiezza	40
2.3.8 Conclusioni	43
3 MOTO DI FILTRAZIONE NEI MEZZI POROSI CARATTERIZZATI DA ZONE SATURE E INSATURE	46
3.1 Equazione completa della filtrazione	47
3.2 Determinazione della curva di ritenzione	50
3.2.1 Misurazione in laboratorio	52
3.2.2 Metodi empirici	52
3.2.3 Stima della curva di ritenzione in funzione della permeabilità saturo (Sleep,2011)	54
3.3 Determinazione della funzione di permeabilità	56
3.3.1 Misurazione in laboratorio	57

Indice

3.3.2	Metodi empirici	57
3.3.2.1	La procedura di Van Genuchten (1980)	57
3.4	Schema di sintesi per la modellazione del problema della filtrazione in ambito arginale.	60
4	IL METODO DEGLI ELEMENTI FINITI PER IL PROBLEMA DELLA FILTRAZIONE	62
4.1	Principi generali	62
4.2	Il modello FEMWATER®	63
4.2.1	Modello matematico di riferimento	64
4.2.2	Impostazione generale del modello	64
4.2.3	Mesh	65
4.2.4	Tipi di analisi	66
4.2.5	Proprietà dei materiali	67
4.2.5.1	Proprietà del liquido	67
4.2.5.2	Proprietà della matrice solida	67
4.2.6	Condizioni al contorno	68
4.2.7	Condizioni iniziali	69
4.2.8	Integrazione di FEMWATER® nell'interfaccia di GMS (Groundwater Modelling System)	70
5	INTRODUZIONE AL CASO STUDIO	71
5.1	Inquadramento geografico del sito e caratteristiche della stazione idrometrica	71
5.2	Definizione dei dati idrologici reperiti	72
5.2.1	Introduzione	72
5.2.2	Annali Idrologici (1951-2016)	73
5.2.3	Idrogrammi di piena storici (1951-2000)	77
5.2.4	Misure di altezza idrometrica a scansione semi-oraria (2006-2016)	78
6	TRATTAMENTO DEI DATI IDROLOGICI REPERITI	80
6.1	Trattamento delle misure giornaliere di altezza idrometrica (1951-2016)	80
6.2	Trattamento delle misure di altezza idrometrica relative agli eventi di piena storici (1951-2000)	82
6.3	Trattamento delle misure di altezza idrometrica a scansione semi-oraria (2006-2016)	87
6.4	Trattamento dei dati relativi alle scale numeriche delle portate	90
6.5	Calcolo dei valori di portata a scansione oraria della serie completa (1951-2016)	95
6.6	Calcolo dei livelli idrometrici per l'applicazione dei modelli di filtrazione	96
7	DEFINIZIONE DEL MODELLO SEMPLIFICATO DELL'ARGINATURA	99
7.1	Determinazione dei parametri geotecnici e idraulici del materiale costituente l'ammasso poroso	101
7.1.1	Individuazione dei parametri necessari per l'applicazione dei modelli di filtrazione	106

Indice

7.2	Determinazione dello spessore di riferimento per l'acquifero	109
7.3	Individuazione delle sezioni di riferimento per la ricostruzione della linea di filtrazione	111
8	APPLICAZIONE DEL MODELLO SEMI-ANALITICO (SERIE STORICA 1951-2016)	113
8.1	Impostazione dell'analisi	113
8.1.1	Analisi dell'influenza del livello indisturbato iniziale sulla soluzione	114
8.1.2	Sintesi dei parametri necessari per la modellazione	115
8.1.3	Impostazione del modello risolutivo in ambiente Matlab	116
8.2	Analisi statistica Annual Maximum dei livelli di filtrazione	117
8.2.1	Determinazione dei valori massimi annuali	118
8.2.2	Calcolo dei parametri delle distribuzioni EV1 di Gumbel e dei tempi di ritorno relativi ai valori massimi annuali.	119
8.2.3	Risultati dell'analisi	120
8.2.4	Osservazioni	124
9	APPLICAZIONE DEL MODELLO NUMERICO (SERIE STORICA 1951-2016)	133
9.1	Determinazione delle curve di ritenzione e di permeabilità per il materiale	133
9.1.1	Determinazione del valore di contenuto idrico residuo	135
9.1.2	Determinazione del parametro -n- di Van Genuchten	136
9.1.3	Determinazione del parametro - α - di Van Genuchten	137
9.1.4	Curve di ritenzione di Van Genuchten ottenute	137
9.1.5	Curve di permeabilità relativa di Van Genuchten ottenute	137
9.2	Modellazione dell'arginatura semplificata in GMS-FEMWATER®	138
9.2.1	Principi generali	138
9.2.2	Definizione della mesh	139
9.2.3	Definizione dei parametri del materiale	141
9.2.4	Impostazioni generali del risolutore FEM	144
9.2.5	Impostazioni generali relative alla simulazione della serie storica	145
9.2.5.1	Trattamento della serie storica e inserimento delle condizioni al contorno	145
9.2.5.2	Impostazione delle condizioni iniziali	146
9.2.5.3	Definizione della tolleranza di convergenza e del numero massimo di iterazioni	148
9.2.5.4	Definizione del tempo massimo di simulazione e dell'intervallo temporale di risoluzione	148
9.2.5.5	Definizione dei parametri di output per il salvataggio della soluzione	150
9.3	Simulazione della serie storica	151
9.3.1	Impostazione pratica della simulazione	151
9.3.2	Post-processing dei risultati ottenuti	151
9.4	Analisi statistica Annual Maximum dei livelli di filtrazione	152
9.4.1	Risultati dell'analisi	152
9.4.2	Osservazioni	156
9.5	Confronto dei risultati con quelli ottenuti con il modello semi-analitico	156
9.5.1	Analisi dei risultati ottenuti	158

Indice

9.6	Conclusioni	163
10	INTRODUZIONE E CALCOLO DEGLI IDROGRAMMI SINTETICI DI PROGETTO	165
10.1	Introduzione	165
10.2	Applicazione del metodo di calcolo (Maione et al, 2000)	166
10.2.1	Determinazione della durata massima di riferimento per la determinazione delle curve di riduzione dei colmi di piena	167
10.2.2	Integrazione su finestra mobile degli idrogrammi annuali (1951-2016)	169
10.2.3	Analisi e inferenza statistica delle portate massime annuali (1951-2016)	170
10.2.4	Calcolo delle curve di riduzione dei colmi di piena	176
10.2.5	Calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto	179
11	APPLICAZIONE DEI MODELLI DI FILTRAZIONE (ONDE SINTETICHE DI PROGETTO)	183
11.1	Impostazione dei modelli di filtrazione	184
11.1.1	Modello semi-analitico	184
11.1.2	Modello numerico FEMWATER®	185
11.2	Analisi dell'influenza del tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto sulla soluzione	185
11.2.1	Impostazione dell'analisi	185
11.2.1.1	Definizione della durata di riferimento per gli idrogrammi sintetici di progetto	185
11.2.1.2	Definizione della condizione indisturbata iniziale di falda	186
11.2.1.3	Definizione dei parametri del materiale insaturo	188
11.2.1.4	Definizione del tempo di ritorno degli idrogrammi sintetici utilizzati	188
11.2.2	Risultati dell'analisi	189
11.2.2.1	Analisi dei valori massimi delle quote piezometriche e dei relativi tempi di ritorno	189
11.2.2.2	Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico	190
11.2.3	Conclusioni	194
11.3	Analisi dell'influenza del livello indisturbato iniziale sulla soluzione	195
11.3.1	Effetto dell'ipotesi di quota piezometrica costante nelle condizioni iniziali	195
11.3.2	Impostazione dell'analisi	197
11.3.3	Risultati dell'analisi	198
11.3.3.1	Analisi dei valori massimi delle quote piezometriche e dei relativi tempi di ritorno	198
11.3.3.2	Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico	201
11.3.4	Conclusioni	206
11.4	Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten	207
11.4.1	Impostazioni dell'analisi	207
11.4.2	Risultati dell'analisi	209
11.4.2.1	Analisi dei valori massimi di quota piezometrica ottenuti	210
11.4.2.2	Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico	211
11.4.3	Conclusioni	214
11.5	Analisi dell'influenza dello spessore dell'acquifero indisturbato sulla soluzione	215
11.5.1	Impostazione dell'analisi	216
11.5.2	Risultati dell'analisi	217

Indice

11.5.2.1	Analisi dei valori massimi di quota piezometrica ottenuti	217
11.5.2.2	Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico	221
11.5.3	Conclusioni	226
12	CONCLUSIONI	227
12.1	Sintesi del lavoro svolto	227
12.2	Sintesi dei risultati ottenuti	229
12.2.1	Applicabilità del modello semi-analitico per l'individuazione della linea di filtrazione all'interno delle arginature fluviali	229
12.2.2	Affidabilità degli idrogrammi sintetici di progetto per l'applicazione come condizione al contorno di modelli di filtrazione	231
12.2.3	Influenza sulle soluzioni numeriche del parametro α di Van Genuchten	232
12.2.4	Influenza sulle soluzioni dello spessore dell'acquifero	233
12.3	Confronto delle soluzioni ottenute con quella semplificata indicata nelle direttive del Magistrato del fiume Po	233
	BIBLIOGRAFIA	236
13	APPENDICE	239
13.1	Portate massime annuali e relativi tempi di ritorno nella sezione di Pontelagoscuro (1951-2016)	239
13.2	Risultati tabellari relativi all'analisi dell'influenza del tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto sulla soluzione	240
13.2.1	Livello indisturbato iniziale pari al primo livello della serie storica (1951-2016)	240
13.2.2	Livello indisturbato iniziale pari al primo livello relativo agli idrogrammi sintetici di progetto	241
13.3	Risultati tabellari relativi all'analisi dell'influenza del livello indisturbato iniziale sulla soluzione	243
13.4	Risultati tabellari relativi all'analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten	245
13.4.1	Limite inferiore dell'acquifero posto a -51,22 m.s.l.m.	245
13.4.2	Limite inferiore dell'acquifero posto a -106,22 m.s.l.m.	248
13.5	Risultati tabellari relativi all'analisi dell'influenza dello spessore dell'acquifero indisturbato	250

Introduzione

Le arginature fluviali rappresentano una delle infrastrutture idrauliche più diffuse al mondo in termini di sviluppo chilometrico. La loro realizzazione risale spesso a periodi antichi in cui la continua espansione dei territori abitati ha dovuto fare i conti con la necessità di occupare gli spazi propri del sistema fluviale.

Nel caso italiano del fiume Po è noto che quest'ultimo risultava arginato già a partire dal XVI secolo per quanto riguarda il territorio mantovano fino al Delta. Lo sviluppo ulteriore del sistema di difesa arginale verso monte avvenne in seguito al susseguirsi degli eventi di piena fino ad arrivare alla situazione odierna in cui circa 860 km di fiume risultano arginati con continuità (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005).

Se si ragiona in termini di rischio idraulico è poi immediatamente comprensibile l'importanza che rivestono le arginature fluviali. Occorre infatti ricordare che il rischio idraulico può essere scritto come segue:

$$R_i = P \times M$$

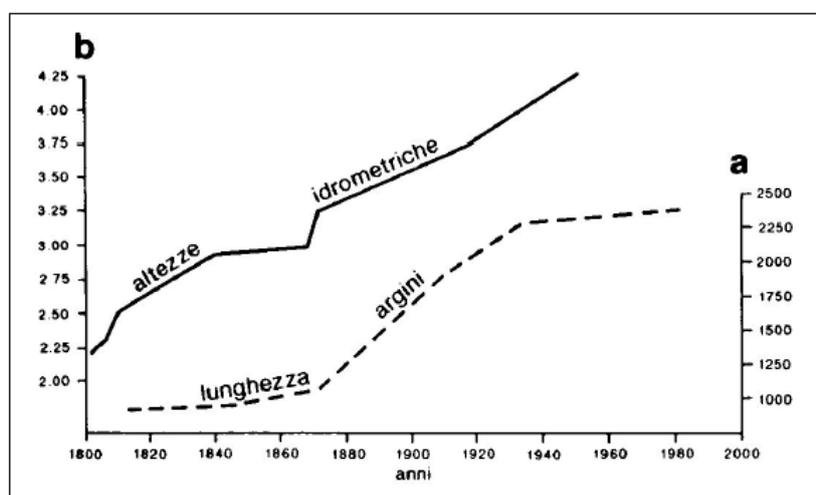
Dove P è la probabilità di accadimento e M è la magnitudo del danno, ossia l'entità dei danni che possono manifestarsi nel momento in cui l'evento analizzato (es. rotta arginale) si verifici.

Allo scopo di ridurre il rischio idraulico è quindi possibile agire su P oppure su M indifferentemente essendo questi ultimi dei fattori di R_i . Nel caso delle arginature fluviali, l'effetto è quello di ridurre P, ossia andare a diminuire la probabilità che le acque del fiume raggiungano territori abitati. Tuttavia, spesso in passato queste opere indussero a una sensazione di falsa sicurezza che portò ad ampliare le zone abitate a ridosso delle arginature confidando nella loro sicurezza strutturale. Questo comportò che la riduzione di P conseguente al miglioramento della sicurezza delle arginature fu compensata da un aumento della magnitudo del danno con conseguente incremento del rischio idraulico. Al giorno d'oggi, una corretta pianificazione di bacino è in grado di controllare questo problema.

Un'altra problematica legata allo sviluppo delle arginature è conseguente alla modificazione della morfologia fluviale che queste inducono. Gli argini infatti non vanno pensati come opere puntuali atte a migliorare la sicurezza delle porzioni di territorio in cui vengono realizzati. Spesso questi ultimi producono effetti che possono influire sulla morfologia del fiume anche a distanze molto elevate da dove essi vengono costruiti.

Un effetto molto importante legato alla costruzione di arginature fluviali è l'incremento dei livelli idrometrici nelle sezioni di valle. Occorre infatti tenere presente che nel momento in cui si realizza un sistema di difesa arginale, le aree golenali di espansione del fiume potranno ridursi, specialmente nel caso di arginature maestre e la conseguenza sarà un peggioramento della capacità di laminazione delle piene da parte del sistema fluviale. Questa situazione comporterà inevitabilmente un peggioramento del rischio idraulico per le porzioni di territorio

più a valle. Prendendo ad esempio il caso del fiume Po si è evidenziato nel tempo un continuo aumento dei livelli idrometrici delle sezioni di valle a seguito della costruzione e del miglioramento della sicurezza delle arginature delle sezioni di monte. Tale fenomeno è evidenziato in Figura 0.1, in cui si può notare come al crescere della lunghezza dei tratti di fiume arginati si è osservata una progressiva crescita dei livelli idrometrici delle sezioni di valle. Questo fenomeno si è reso sempre più problematico in quanto occorre tenere presente che l'aumento dei livelli idrometrici in un fiume arginato comporta inevitabilmente la necessità di sopraelevare le arginature. Tuttavia, la sopraelevazione di queste ultime è spesso limitata dal raggiungimento di situazioni limite strutturali che non permettono di aumentare ulteriormente la quota di coronamento delle stesse. Inoltre, l'aumento dei livelli comporta l'aumento delle differenze di carico piezometrico tra monte e valle dell'arginatura con conseguente peggioramento della sicurezza nei confronti delle verifiche idrauliche.



a sviluppo delle arginature lungo il Fiume Po ed i suoi tributari (in km)
 b incremento delle altezze idrometriche registrate alla stazione di Pontelagoscuro (in m su zero idrometrico)

Figura 0.1-Effetto dello sviluppo delle arginature sulle altezze idrometriche (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005)

In definitiva, è possibile affermare che le arginature fluviali rappresentano alcune tra le opere di protezione idraulica del territorio tra le più sensibili e vulnerabili per due motivi principali:

- Sono opere aventi estensione molto elevata, la cui sicurezza condiziona grandi porzioni di territorio spesso fortemente antropizzate;
- Gli effetti prodotti dalla modifica puntuale delle arginature, ad esempio per sopraelevazione delle stesse, comportano conseguenze che riguardano tutte le sezioni di valle esponendo il sistema di protezione al rischio di diventare inefficace;

Vista la criticità delle opere arginali, nel tempo si sono susseguiti una serie di studi atti alla pianificazione di bacino. Con riferimento al fiume Po, nel "piano straordinario per le aree a

rischio idrogeologico molto elevato”, relativamente al sistema arginale, furono individuate le seguenti criticità (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005):

- Inadeguatezza in quota delle arginature rispetto al profilo di piena con tempo di ritorno 200 anni con rischio di rotte arginali per sormonto;
- Inadeguatezza strutturale delle arginature nei confronti dei fenomeni di filtrazione con rischio di rotta per sifonamento, sfiancamento e permeazione;
- Possibilità di cedimento arginale legato a erosioni di sponda al piede del rilevato, erosione diretta del rilevato o sollecitazione diretta della corrente sul rilevato;

Queste rappresentano in generale, per i tratti di corso d’acqua arginati, le criticità nei cui confronti è necessario eseguire adeguata progettazione e verifica.

Nel presente elaborato di tesi ci si concentrerà sulle verifiche idrauliche delle arginature fluviali. Queste ultime risultano fondamentali in quanto interconnesse con altri tipi di verifiche (come quelle strutturali geotecniche) e direttamente coinvolte in fenomeni di rotta arginale le cui conseguenze possono essere disastrose. In particolare, l’interesse principale sarà rivolto all’individuazione della cosiddetta “linea di filtrazione” ossia la linea che si immagina di poter tracciare per ogni sezione arginale, unendo i punti per i quali l’altezza piezometrica risulta essere nulla in diverse condizioni di sollecitazione dell’arginatura. L’individuazione della linea di filtrazione risulta fondamentale per molte delle verifiche nei confronti dei meccanismi di collasso delle arginature, un approfondimento in questi termini sarà riportato al paragrafo 1.3.1.

Il problema dell’individuazione della linea di filtrazione e di conseguenza dei valori di pressione interstiziale che caratterizzano il materiale costituente il rilevato arginale durante l’esercizio dell’opera risulta da sempre molto complesso. Nel tempo, le difficoltà legate allo sviluppo di modelli matematici adeguati a questo scopo sono state innanzi tutto dovute alle complicate equazioni differenziali che descrivono il fenomeno, le quali non si prestano allo sviluppo di soluzioni analitiche che sono state per lungo tempo l’unico modo per risolvere problemi ingegneristici di questo tipo. L’approccio risolutivo fu quindi basato sulla semplificazione delle equazioni mediante ipotesi a volte piuttosto restrittive sul tipo di moto dell’acqua che si instaura nelle arginature e sui parametri caratterizzanti il materiale costituente le stesse. Ci si concentrò quindi sulla risoluzione di un particolare tipo di moto, quello permanente, in cui la mancata dipendenza dal tempo del carico piezometrico, unita con la conoscenza di importanti modelli matematici come quello di Darcy permisero la risoluzione analitica del problema, per lo meno per alcune situazioni particolari di condizioni al contorno.

Il contributo portato dalle prime risoluzioni analitiche fu molto importante e permise il dimensionamento e la verifica delle arginature basandosi su fondamenti teorici che seppur semplificati permisero spesso di ottenere adeguati margini di sicurezza. Tuttavia, fu subito evidente che tale situazione semplificata non fosse rappresentativa delle reali condizioni che si instaurano nelle arginature durante gli eventi di piena. La mancata dipendenza dal tempo

infatti comportava l'assunzione che i livelli massimi raggiunti nel fiume si protraessero sul paramento dell'arginatura per tempo infinito con evidente sovrastima dei livelli piezometrici raggiunti.

Nel corso della seconda metà del '900 si susseguirono quindi una serie di studi aventi ancora impostazione teorica ma basati questa volta su modelli semplificati di moto vario, cercando quindi di restituire dei risultati che meglio rappresentassero il reale funzionamento delle arginature in opera. Si lavorò inizialmente sull'equazione della filtrazione attraverso la linearizzazione della stessa applicando come condizioni al contorno di monte delle forme semplificate di idrogrammi di piena (Supino,1955 e Marchi,1957). Vennero così ottenuti i primi importanti risultati teorici per il moto vario di filtrazione i quali vennero confermati da sperimentazioni in laboratorio (Carravetta, 1957). Tali risultati restavano però limitati da particolari condizioni necessarie affinché l'equazione della filtrazione potesse essere linearizzata (limiti di ampiezza delle onde di piena considerate rispetto alle condizioni iniziali di falda).

Allo scopo di trovare forme semplificate per l'onda di filtrazione anche in situazioni in cui l'equazione della filtrazione non potesse essere più linearizzata proseguirono gli studi in laboratorio, con importanti contributi da parte di Bianco (1982). In seguito, lo sviluppo di tecniche di calcolo numerico permise soluzioni numeriche dell'equazione completa della filtrazione ottenute da Giugni & Fontana (1999) attraverso le quali furono fornite importanti conferme relative all'applicabilità delle soluzioni semplificate, individuando dei precisi campi di validità delle stesse.

Con lo sviluppo di calcolatori dotati di sempre maggiore capacità di calcolo e la programmazione di codici agli elementi finiti in grado di risolvere sistemi di equazioni differenziali caratterizzate da grande non linearità si aprì quindi la strada per un'analisi sempre più completa dei fenomeni di filtrazione. In particolare, per la prima volta divenne possibile tenere conto del moto di filtrazione che caratterizza il mezzo poroso nella fascia insatura soprastante alla linea di filtrazione, il quale influenza la posizione della stessa. Quest'ultimo, pur essendo descritto in modo teorico da tempo, non era mai stato affrontato vista la grande complicazione derivante dal fatto che la conducibilità idraulica nel mezzo poroso insaturo diventa a sua volta dipendente dal carico piezometrico attraverso relazioni fortemente non lineari. I modelli agli elementi finiti permisero inoltre di tenere conto di eterogeneità e anisotropia dei materiali costituenti le arginature.

In epoca recente la diffusione di software commerciali dotati di risolutori agli elementi finiti per il moto di filtrazione è rapidamente aumentata. I suddetti programmi sono diventati strumenti utilizzati frequentemente nella pratica ingegneristica da parte dei progettisti, occorre tuttavia tenere presente che essi non rappresentano la soluzione perfetta del problema della filtrazione. Seppure essi siano in grado di fornire soluzioni che ben approssimano quella teorica ottenibile dall'equazione completa della filtrazione, occorre tenere presente che l'incertezza che prima risiedeva nel modello risolutivo oggi permane nella

scelta dei parametri dei materiali, delle condizioni iniziali ed al contorno e nelle incertezze numeriche che un'errata impostazione del software comporta. Ne consegue che l'utilizzo di questo strumento richiede spesso difficoltose verifiche riguardanti l'attendibilità delle soluzioni ottenute, le quali spesso risultano complicate dalla mancata disponibilità di soluzioni semplificate e attendibili per il confronto con quelle ottenute dai software FEM.

Nel presente lavoro di tesi si è deciso di analizzare innanzi tutto i lavori teorici e sperimentali susseguitisi nel tempo, individuando per ognuno di essi vantaggi e punti deboli. Successivamente, si è deciso di analizzare un caso studio, costituito dalla sezione 65 definita dall'Autorità di Bacino del fiume Po nell'abitato di Pontelagoscuro (FE) per la quale è disponibile una lunga serie temporale di misure idrometriche grazie alla vicina stazione di misura. Per la sezione in esame è stato costituito un modello geometrico semplificato di arginatura e si è quindi caratterizzato il materiale costituente la stessa in modo da ottenere dei parametri che fossero significativi del tratto di fiume in esame. Si è poi ricostruita la serie storica pluriennale dei livelli idrometrici nella vicina stazione di misura, riportandola a una situazione morfologica comune del fiume selezionando un'unica scala di deflusso per tutte le portate transitate nel fiume nel periodo in esame.

Si è quindi proceduto all'applicazione di due modelli di filtrazione sull'argine semplificato. Un modello denominato semi-analitico, basato sull'equazione di Marchi del 1957 e un modello numerico agli elementi finiti. Lo scopo è stato quello di confrontare i risultati ottenibili da questi due approcci ponendo come condizione al contorno di monte un idrogramma sintetico di progetto ottenuto con procedura di comprovata validità a partire dalla serie di portate ricostruita. L'utilizzo di un metodo semplificato come quello semi-analitico potrebbe infatti permettere un maggiore controllo sui risultati ottenibili da un modello agli elementi finiti fornendo al progettista un'utile strumento di controllo delle soluzioni numeriche.

Allo scopo di comprendere l'efficacia degli idrogrammi sintetici di progetto nel sollecitare in modo adeguatamente cautelativo l'arginatura dal punto di vista idraulico si sono inoltre risolti i due modelli di filtrazione ponendo come condizione al contorno la serie storica pluriennale ricostruita. Si è quindi proceduto all'analisi statistica dei livelli massimi raggiunti annualmente nel caso di utilizzo della serie storica allo scopo di calcolare i tempi di ritorno dei livelli raggiunti nel caso di utilizzo degli idrogrammi sintetici di progetto potendo quindi comprendere se questi ultimi potessero essere considerati cautelativi o meno per la progettazione arginale.

1 I rilevati arginali

1.1 Caratteristiche generali degli argini

Gli argini sono opere in terra il cui scopo è quello di limitare l'area golenale di espansione di un corso d'acqua attraverso il contenimento dello stesso all'interno di un perimetro prefissato. Essi sono strutturalmente simili a delle dighe in terra e si materializzano in un rilevato che può raggiungere altezze considerevoli, tuttavia generalmente inferiori a 10-12 m.

I problemi progettuali sono generalmente legati all'ambito geotecnico e idraulico e sono proprio questi ultimi a caratterizzare la forma e la dimensione delle arginature. In particolare, le sezioni tipiche possono essere le più disparate, alcuni esempi vengono riportati nella Figura 1.1.

Le sezioni suddette, così come le dimensioni e la pendenza delle scarpate derivano da considerazioni pratiche basate sull'esperienza progettuale e sulla risposta delle opere agli eventi di piena verificatisi negli anni e garantiscono il soddisfacimento delle verifiche idrauliche e geotecniche in buona parte delle tipiche situazioni in cui ci si trova a operare. In particolare, si può osservare come la scarpata lato campagna presenti tendenzialmente pendenza molto più lieve rispetto a quella lato fiume, questo per poter garantire adeguati coefficienti di sicurezza nei confronti dell'affioramento della linea di filtrazione nella sponda dell'argine e nei confronti del pericolo di sifonamento e successivo franamento dello stesso.

Particolare importanza riveste la scelta del materiale da costruzione con cui l'argine è realizzato. Le prestazioni richieste a queste opere infatti sono la stabilità strutturale e l'impermeabilità, ne consegue che la scelta del materiale condiziona a sua volta la scelta della forma della sezione. Occorre inoltre osservare che, dal punto di vista geotecnico, queste due caratteristiche sono spesso in contrapposizione tra di loro in quanto materiali tipicamente prestanti dal punto di vista strutturale presentano spesso caratteristiche di impermeabilità insufficienti per lo scopo suddetto. Un esempio può essere dato dai misti granulari utilizzati in ambito stradale i quali sono dotati di ottime caratteristiche di resistenza, ma di scarsa impermeabilità.

Un'altra importante caratteristica richiesta ai materiali da costruzione impiegati nelle arginature fluviali è la capacità di deformarsi senza variare in modo significativo le proprie caratteristiche di stabilità strutturale, questo allo scopo di adattare la struttura arginale agli eventuali cedimenti delle opere di fondazione che risultano particolarmente difficili da controllare. I materiali suddetti sono generalmente di natura prevalentemente argillosa o limosa, disposti in opera in strati dello spessore di 30-35 cm e successivamente compattati raggiungendo caratteristiche definite in funzione di prove Proctor effettuate su campioni del materiale da costruzione.

Assunte le considerazioni precedenti, occorre però tenere presente che le arginature sono spesso opere richiedenti la mobilitazione e l'utilizzo di ingenti quantità di materiale pertanto,

1. I rilevati arginali

nella pratica, spesso i terreni vengono prelevati dalle zone golenali del corso d'acqua e non presentano caratteristiche ottimali rispetto a quanto scritto in precedenza. A questo si sopperisce mediante variazioni di forma dell'argine e disponendo il materiale adeguatamente classificato in modo da garantire comunque buone prestazioni all'opera.

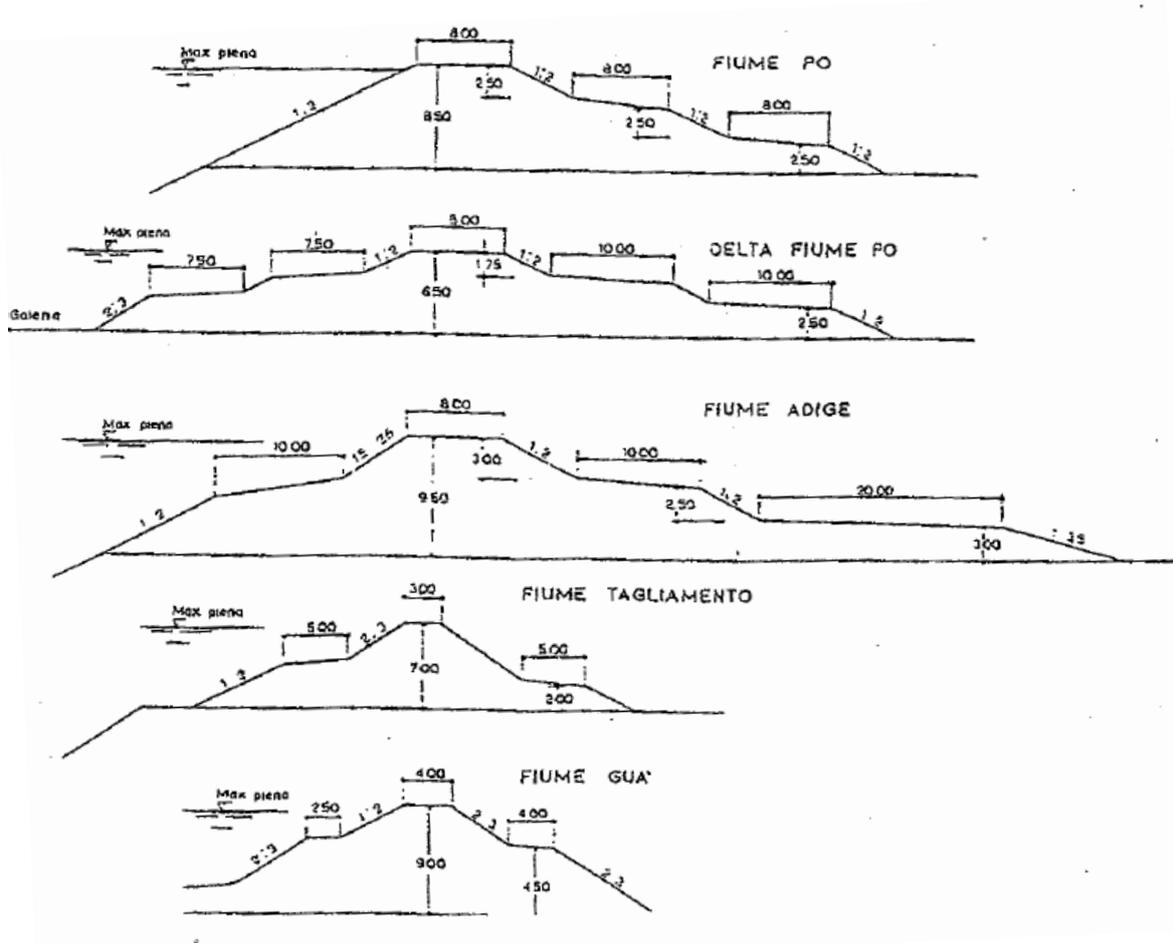


Figura 1.1-Tipiche sezioni arginali (Colleselli, 2003)

1.2 Sistema arginale del fiume Po

Essendo le arginature del fiume Po caratterizzate da sviluppi notevoli, è immediato comprendere come tali sviluppi furono raggiunti in tempi molto lunghi durante i quali si susseguirono innovazioni tecnologiche riguardanti i materiali, le altezze e le forme delle sezioni. Un contributo fondamentale allo sviluppo delle arginature fu dato, più che dallo sviluppo di modelli teorici e progettuali, dall'esperienza maturata durante gli eventi di piena che si susseguirono con regolarità nei secoli. La pratica costruttiva fu quindi caratterizzata da continui rialzi e ringrossi dovuti a inefficienze strutturali che si manifestarono durante gli eventi di piena.

1. I rilevati arginali

Da ricostruzioni storiche eseguite nel tempo da diversi studiosi è emerso che a partire dal XIX secolo il Po fu regimentato da sistemi di contenimento arginale ben sviluppati e costruiti con tecniche consolidate. Come detto in precedenza tale sistema ha subito nel tempo importanti opere di rinforzo in seguito a eventi di piena come quelli del 1924, 1951, 1994 e 2000.

Il sistema arginale del fiume Po è stato nel tempo oggetto di numerose e ripetute rotte arginali le cui conseguenze sono spesso state drammatiche per i territori vicini.

Tabella 3.2.1: Inondazioni nella pianura dal Ticino al Delta per rotte nell'arginatura maestra del Po.

Anno	Alt. idrom. a Becca	Alt. idrom. a Piacenza	Tratto sup. meandriforme nelle Province di PV LO PC	Tratto inter. pluricursale nelle Province di CR PR RE	Tratto inf. sinuoso nelle Province di MN RO FE	alt. idrom. a Ostiglia	alt. idrom. a Pontelag.
	(m)	(m)	km 110,300	km 100,700	km 98,050	(m)	(m)
1705	7,54	-	?	?	+++++	6,59	1,32/11 nov.
1755	-	-	?		?	6,76	1,82/22 ott.
1801	6,31	6,35	=====	-----	+++++	6,99/14 nov.	2,19/15 nov.
1807	-	-			+++++	7,24/3 dic.	2,32/3 dic.
1810	-	6,50			-----	7,35	2,32/18 set.
1812	-	6,57			●●●●●●	7,50/12 ott.	2,55/15 ott.
1839	6,60/18 ott.	6,82/19 ott.	=====			7,34/21 ott.	2,69/21 ott.
1839	5,60/6 nov.	5,81/6 nov.			●●●●●●	7,85/8 nov.	2,95/8 nov.
1840	6,30/5 nov.	6,20/5 nov.				7,13	2,64/7 nov.
1846	-	6,76/19 mag.				7,43/20 mag.	2,49/21 mag.
1846	7,00/19 ott.	7,09/20 ott.	=====			7,57	2,60/23 ott.
1857	7,48/22 ott.	7,31/23 ott.	=====			8,14/25 ott.	2,96/26 ott.
1868	7,02/5 ott.	7,60/5 ott.	=====	●●●●●●		8,28/8 ott.	3,05/8 ott.
1872	5,91/23 mag.				●●●●●●		2,55/27 mag.
1872	7,01/22 ott.	7,95/23 ott.	=====		+++++	8,56/23 ott.	3,32/23 ott.
1879	6,81/30 mag.	7,70/30 mag.	-----		●●●●●●	8,67/1 giu.	3,21/1 giu.
1907	7,56/27 ott.	8,67/28 ott.	=====			8,91/31 ott.	3,30/1 nov.
1917	7,56/31 mag.	9,00/1 giu.	-----			9,38/4 giu.	3,72/4 giu.
1926	7,88/18 mag.	9,63/18 mag.	-----			8,91/20 mag.	3,70/20 mag.
1951	7,85/12 nov.	10,25/13 nov.		=====	+++++	10,15/14 nov.	4,28/14 nov.
1957	5,90/16 giu.	6,97/17 giu.			=====	7,79/19 giu.	3,04/19 giu.
1966	3,64/7 nov.	5,12/6 nov.			=====	8,22/7 nov.	2,58/7 nov.

superfici inondate: — fino a 70 km² ===== da 71 a 160 km² ●●●●●● da 300 a 700 km² +++++ da 1000 a 2500 km²

Tabella 1.1- Caratteristiche delle principali inondazioni dovute a rotte arginali registrate nel fiume Po (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005)

1. I rilevati arginali

In Tabella 1.1 si riportano le principali inondazioni dovute a rotte storiche delle arginature maestre del fiume Po raccolte nelle “Linee generali di assetto idraulico e idrogeologico” del PAI. Dai dati riportati emerge che in epoca recente le rotte arginali per ogni evento di piena hanno interessato aree più ristrette del territorio tendendo a concentrarsi nel tratto terminale del Po con aree allagate molto ampie come nel caso del 1951. Tale comportamento è riconducibile al continuo incremento dei livelli idrometrici nelle sezioni di valle dovuto agli interventi di costruzione e miglioramento della sicurezza delle arginature effettuati a monte. La crescita delle aree allagate per i singoli eventi di rotta arginale è quindi diretta conseguenza del maggiore apporto idrico nelle sezioni di valle dovuto alla mancata laminazione delle piene a monte.

Nel 2004 AdbPo ha raccolto, insieme con il CNR-IRPI di Torino, informazioni relative alle rotte storiche del fiume Po censendo, a partire dal 1801 225 rotte arginali. Sono inoltre state indagate le cause delle rotte, ottenendo i seguenti risultati.

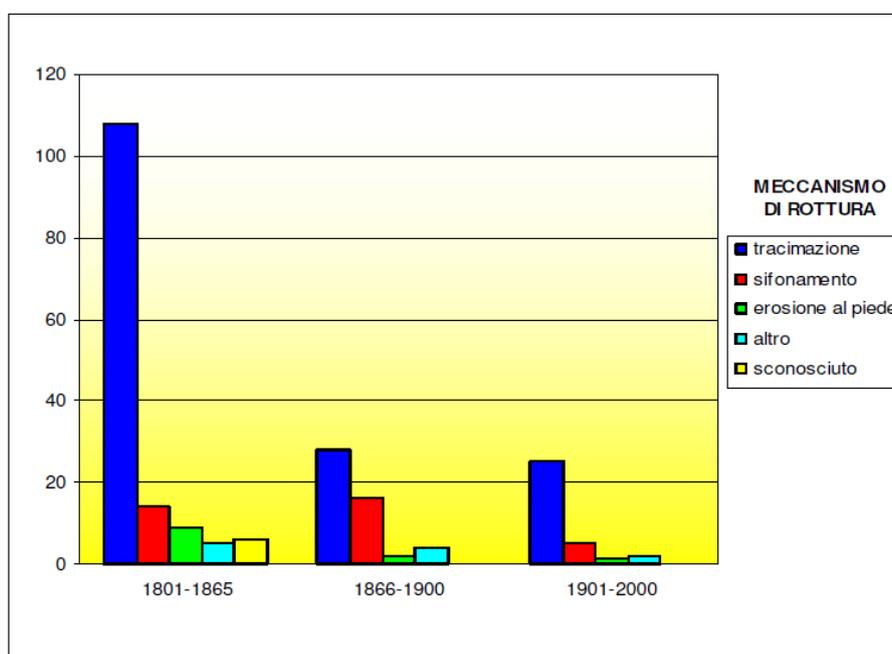


Figura 1.2-Evoluzione dei principali meccanismi di rottura delle arginature del fiume Po nel tempo (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005)

1. I rilevati arginali

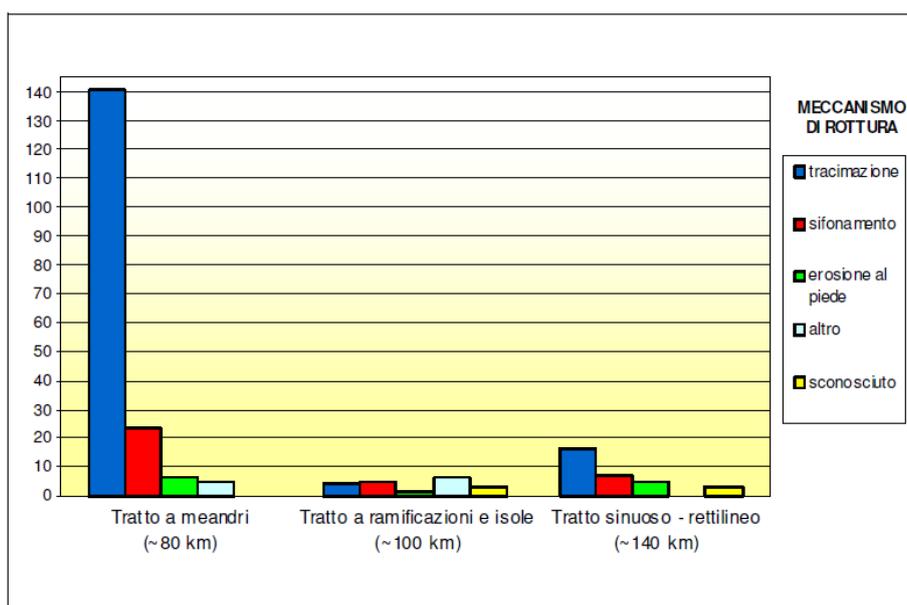


Figura 1.3-Meccanismi di rottura delle arginature del fiume Po in funzione della zona (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005)

I tratti del fiume Po a cui fa riferimento la Figura 1.3 sono indicati in Figura 1.4: in giallo il tratto a meandri, in rosso il tratto a ramificazioni e isole e in viola il tratto sinuoso-rettilineo.



Figura 1.4-Tratti morfologicamente omogenei del fiume Po (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005)

Dallo studio eseguito da AdbPo emerge che il fenomeno più frequente di rotta arginale risulta essere quello di tracimazione, tuttavia, specialmente nei tratti rettilinei e sinuosi diventano più importanti meccanismi di collasso legati a fenomeni di filtrazione quali il sifonamento.

Per quanto riguarda le sezioni tipo delle arginature del fiume Po si evidenzia che prima del 1951 queste erano semplici nella maggior parte dello sviluppo del fiume, con sezioni trapezie. In seguito al grave evento del 1951 vennero spesso aggiunte banche laterali passando a sezioni via via più complesse. Questo conferma il carattere prevalentemente empirico e pratico con cui venne sviluppata nel tempo la progettazione delle arginature.

Una serie di direttive del Magistrato del fiume Po regolamentano oggi il dimensionamento e l'adeguamento delle arginature e indicano alcuni criteri di dimensionamento per le larghezze

delle sommità delle sezioni, delle banche laterali, per le pendenze delle scarpe e per l'individuazione della linea di filtrazione da considerare in funzione della zona di fiume in esame.

Il profilo di piena con cui sono state dimensionate la maggior parte delle arginature in seguito alla piena del 2000 è quello denominato SIMPO 82, tranne poche eccezioni in cui è stato utilizzato il profilo derivante dalla portata di T=200 anni del PAI. La piena di riferimento SIMPO 82 è ricavata dall'applicazione di un modello numerico in moto non stazionario con portata al colmo di piena mediamente superiore del 10 % rispetto a quella dell'evento del 1951. Il profilo SIMPO 82 venne in seguito aggiornato dopo l'evento del 1994 e in generale potrebbe subire modifiche dovute a nuove simulazioni del modello numerico in seguito ad aggiornamenti delle geometrie del fiume Po.

La linea di saturazione è stata definita in modo arbitrario e fissata con pendenza variabile da 1:5 a 1:6 a seconda del tratto di fiume in esame. Tale linea deve essere contenuta entro 1 metro dal paramento dell'arginatura. L'individuazione di una linea retta per caratterizzare l'imbibizione dei terreni conferma le carenze teoriche e la mancanza di modelli semplici e affidabili da utilizzare per il dimensionamento. Tale andamento semplificato suggerito per la linea di filtrazione verrà confrontato, nell'esame del caso studio, con i risultati ottenuti dall'applicazione dei modelli di filtrazione (capitolo 12).

1.3 Il moto di filtrazione nelle arginature fluviali

Al presente paragrafo si intende analizzare il problema dell'infiltrazione dell'acqua nelle arginature fluviali, evidenziando l'importanza di quest'ultima nelle diverse verifiche nei confronti dei principali meccanismi di collasso.

1.3.1 Importanza nella verifica delle arginature

Il problema della filtrazione dell'acqua attraverso ammassi porosi si pone alla base del dimensionamento e della verifica delle arginature fluviali. Questo fenomeno infatti è responsabile sia direttamente che indirettamente del soddisfacimento di opportuni standard di sicurezza nei confronti dei seguenti meccanismi di collasso:

- **Collasso a taglio dell'arginatura.**

Il collasso a taglio di un'arginatura si verifica quando, su di una superficie detta di "scivolamento" individuata nel corpo arginale, la sollecitazione esterna agente, dovuta al peso proprio dell'ammasso poroso e alle spinte idrauliche, supera la resistenza meccanica del terreno.

Come è noto dal principio delle tensioni efficaci (Terzaghi, 1923) lo sforzo efficace che produce effetti nei confronti della resistenza meccanica di un terreno è dato dalla seguente equazione:

1. I rilevati arginali

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \delta_{ij} \quad (1.1)$$

Dove σ'_{ij} rappresenta la tensione efficace, σ_{ij} la tensione totale, u la pressione interstiziale agente e δ_{ij} il delta di Kronecker.

Ne consegue che la conoscenza della pressione interstiziale agente in ogni punto del rilevato arginale è necessaria affinché sia possibile conoscere lo sforzo efficace agente da verificare nei confronti della resistenza meccanica del terreno.

Occorre inoltre tenere presente che lo stesso peso proprio del materiale costituente l'arginatura è dipendente dal grado di saturazione dello stesso, pertanto la conoscenza di quest'ultimo risulta fondamentale per le verifiche geotecniche.

- **Formazione di fontanazzi.**

I fontanazzi sono fuoriuscite di acqua dal terreno a valle di un'arginatura a causa della formazione di un canale preferenziale di filtrazione attraverso il rilevato arginale o nella fondazione dello stesso a seguito dell'aumentata pressione che si trova a verificarsi in occasione delle piene.

L'incanalamento del moto di filtrazione lungo tale via preferenziale fa sì che la direzione del moto nella sezione di sbocco a valle dell'arginatura sia spesso verticale o subverticale. Tale situazione induce fenomeni di sifonamento, ossia di drastica riduzione degli sforzi efficaci agenti nel terreno a valle dell'arginatura con conseguente collasso della stessa.

I fenomeni di fontanazzo risultano spesso difficilmente prevedibili in fase progettuale in quanto possono dipendere da caratteristiche puntuali dei materiali costituenti l'arginatura che risultano essere piuttosto difficili da individuare. Tuttavia, i fontanazzi possono essere efficacemente controllati a seguito della loro formazione mediante la pronta costruzione di coronelle atte a riequilibrare i carichi in modo da impedire il sifonamento.

- **Sfiancamento dell'arginatura conseguente all'emersione della linea di filtrazione nel paramento di valle.**

Lo sfiancamento dell'arginatura avviene quando la linea di filtrazione si trova ad emergere lungo il paramento di valle dell'argine. In questa situazione infatti l'imbibizione del terreno di valle del rilevato arginale può portare a indebolimento dello stesso e al conseguente crollo.

Il controllo della posizione della linea di filtrazione in fase di progetto assume quindi particolare importanza. Occorre infatti notare che in questo caso, a differenza dei fontanazzi, ci si trova di fronte a un fenomeno esteso, che può riguardare diverse centinaia di metri di arginatura. Ne consegue che l'intervento in opera, una volta che il fenomeno si sta manifestando risulta piuttosto complesso ed economicamente oneroso.

Nell'elenco precedente si è visto come la caratterizzazione del fenomeno della filtrazione all'interno dei rilevati arginali sia direttamente coinvolta nelle verifiche di sicurezza degli stessi. In particolare, assume particolare importanza per la prevenzione di tutti e tre i fenomeni di collasso descritti l'individuazione della linea di filtrazione.

Il problema dell'individuazione della linea di filtrazione è stato a lungo studiato e si sono nel tempo individuati sia procedimenti teorici, basati sulla teoria della filtrazione nei mezzi saturi in condizioni di moto permanente, che procedimenti grafico-empirici di carattere pratico come quelli proposti dal Genio Civile e dalle direttive del Magistrato del fiume Po.

I metodi basati sul considerare il mezzo poroso saturo e il moto permanente sono stati a lungo utilizzati in passato per via della loro semplicità di applicazione. Tuttavia, tali procedure dimostrarono di essere estremamente cautelative in quanto spesso la conducibilità idraulica dei suoli costituenti le arginature è piuttosto bassa e le condizioni di moto permanente non vengono pertanto quasi mai raggiunte durante gli eventi di piena.

Si susseguirono quindi una serie di studi teorici, sperimentali e numerici che tentarono la risoluzione del problema del moto vario di filtrazione a partire da condizioni al contorno e iniziali semplificate i cui risultati verranno riassunti nel prossimo capitolo.

1.3.2 Principi generali

Occorre tenere presente che il moto di filtrazione dell'acqua all'interno di un rilevato arginale avviene con modalità differenti a seconda delle condizioni in cui si trova il mezzo poroso in cui avviene la filtrazione. Immaginando che il fenomeno della filtrazione avvenga in una falda di spessore finito è possibile suddividere la stessa individuando le seguenti zone:

- una **zona satura**, in cui tutti gli spazi compresi tra le diverse particelle della matrice solida sono completamente riempiti d'acqua, delimitata verso il basso dalla superficie impermeabile che delimita la falda e verso l'alto dalla cosiddetta superficie piezometrica o superficie di saturazione oppure in inglese, "water table".
- una **zona insatura** anche detta frangia capillare, immediatamente sovrastante alla zona satura, in cui i vuoti lasciati dalla matrice solida sono solo parzialmente riempiti d'acqua.

Il moto dell'acqua nelle due zone è caratterizzato da modelli matematici differenti, seppure basati su alcune ipotesi comuni, quali ad esempio l'assimilare il mezzo poroso ad un continuo, ammettendo di analizzare un volume elementare rappresentativo sufficientemente grande.

In seguito, ci si concentrerà innanzi tutto sui mezzi saturi, il cui problema della filtrazione in ambito arginale è stato ampiamente trattato in letteratura.

2 Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

La caratterizzazione del moto di filtrazione in un mezzo poroso completamente saturo è determinata da informazioni relative al tipo di materiale costituente il mezzo poroso, alla sua struttura e compattezza e dalle caratteristiche del fluido in moto.

I parametri fondamentali caratterizzanti il fenomeno della filtrazione nei mezzi porosi saturi possono essere espressi dalla **porosità** dell'ammasso e dalla **conducibilità idraulica** dello stesso.

La porosità dell'ammasso può essere definita come:

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

Dove V_v rappresenta il volume dei vuoti e V_t quello totale del volume di riferimento. Dovendo descrivere il moto che avviene attraverso i pori dell'ammasso occorre però tenere presente che non tutta l'acqua contenuta nei pori prende parte al movimento. Parte di quest'ultima infatti risulta trattenuta in pori molto piccoli del materiale nei quali essa risulta impossibilitata a muoversi. Occorre quindi definire la cosiddetta **porosità cinematica (o efficace)** la quale risulta essere definita come quella parte del volume totale dei vuoti contenuti in un volume di riferimento unitario del materiale nella quale avviene effettivamente il moto dell'acqua. La porosità cinematica può essere ottenuta da quella totale una volta noto il contenuto d'acqua irriducibile o residuale il quale verrà definito in modo approfondito al capitolo 3.

La **conducibilità idraulica (o permeabilità)** è definita come la velocità di Darcy che assumerebbe il liquido qualora esso sia sottoposto a un gradiente di carico piezometrico unitario. Essa risulta essere un parametro dipendente sia dalle caratteristiche dell'ammasso che da quelle del liquido (peso specifico e viscosità).

Una volta definita la permeabilità è possibile procedere alla modellazione matematica del fenomeno sulla base dell'equazione di Darcy la cui forma vettoriale è richiamata nell'equazione (2.1).

$$\vec{U} = -\mathbf{K} \text{grad } h \quad (2.1)$$

dove:

$$\mathbf{K} = -\frac{\gamma}{\mu} \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

La determinazione del campo di moto di filtrazione dipende pertanto dall'individuazione della funzione $h = h(x, y, z, t)$ e dalla conoscenza della permeabilità o conducibilità idraulica \mathbf{K} .

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

È possibile notare che la permeabilità è un parametro tensoriale del mezzo poroso dipendente dai valori k_{ij} detti *permeabilità intrinseche* e da peso specifico e viscosità del liquido. I valori di permeabilità intrinseca nelle diverse direzioni dipendono dalle caratteristiche del mezzo poroso ma in generale anche dal carico piezometrico agente. Supponendo però che quest'ultima dipendenza sia trascurabile e considerando le caratteristiche del liquido come costanti nel tempo e nello spazio (ipotesi generalmente valida nel campo di interesse) si può dire che la permeabilità sia completamente definita una volta che siano note le caratteristiche del materiale componente la matrice solida del mezzo poroso.

La chiusura del problema matematico del moto di filtrazione può essere raggiunta andando a considerare, in aggiunta all'equazione del moto scritta in precedenza, l'equazione di continuità, ossia l'equazione di conservazione della massa su un elemento di volume infinitesimo di mezzo poroso, la quale può essere scritta come segue:

$$\operatorname{div}(\rho \mathbf{U}) + \frac{\partial n\rho}{\partial t} \pm \rho q = 0 \quad (2.3)$$

L'equazione di continuità risulta composta da tre addendi scalari, tuttavia, il primo termine si trova a dipendere dalle componenti di velocità nelle tre direzioni. Proprio questa dipendenza può essere sfruttata sostituendo all'interno della (2.3) la (2.1) ottenendo in questo modo l'equazione differenziale che sta alla base del modello matematico della filtrazione in un mezzo poroso saturo.

2.1 Equazione completa della filtrazione nel mezzo poroso saturo

L'equazione completa della filtrazione in un mezzo poroso saturo può essere scritta come segue:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\rho K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial n\rho}{\partial t} \pm \rho q \quad (2.4)$$

Essa rappresenta il modello matematico la cui risoluzione permette la determinazione, previa imposizione di adeguate condizioni iniziali e al contorno, dell'andamento spazio-temporale del livello piezometrico h e di conseguenza, attraverso la (2.1) del relativo campo di moto. L'equazione scritta in questo modo si presenta nella sua forma più generale e fa riferimento a una matrice solida costituita da materiale eterogeneo, anisotropo e comprimibile dotato di sorgenti/prelievi interni al volume considerato.

Assumendo che la densità dell'acqua risulti variabile nel tempo, così come la porosità del materiale solido, è possibile scrivere il secondo addendo della (2.4) come:

$$\frac{\partial n\rho}{\partial t} = \frac{\partial n}{\partial t} \rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} n \quad (2.5)$$

Ricordando inoltre che in generale:

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$h = h(x, y, z, t)$$

E che la porosità dell'ammasso e la densità del liquido risultano dipendenti dalla pressione agente e quindi dal carico piezometrico h si può scrivere:

$$\frac{\partial n\rho}{\partial t} = \frac{\partial n}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} \rho + \frac{\partial \rho}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} n$$

E quindi raccogliendo il termine $\frac{\partial h}{\partial t}$ si ha:

$$\frac{\partial n\rho}{\partial t} = \left(\frac{\partial n}{\partial h} \rho + \frac{\partial \rho}{\partial h} n \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.6)$$

Dove i termini $\frac{\partial n}{\partial h}$ e $\frac{\partial \rho}{\partial h}$ sono correlabili alla comprimibilità della matrice solida e del liquido. È infatti possibile scrivere:

$$\frac{\partial n\rho}{\partial t} = \gamma(\alpha + \beta n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.7)$$

Dove α e β sono i coefficienti di comprimibilità volumetrica del terreno e del liquido.

Assumendo che la densità dell'acqua non sia variabile nello spazio e considerando il caso in cui siano assenti eventuali sorgenti interne al volume di interesse, l'equazione della filtrazione per il mezzo poroso saturo può quindi essere scritta come:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\rho K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \gamma(\alpha + \beta n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.8)$$

Il termine $\gamma(\alpha + \beta n)$ è detto *coefficiente di immagazzinamento specifico* e rappresenta fisicamente il volume d'acqua che verrebbe rilasciato da un volume unitario di mezzo poroso a seguito di un abbassamento unitario di carico. (Butera & Tanda, Appunti sui fenomeni di moto delle acque e trasporto nelle falde acquifere, 2010)

Nelle applicazioni pratiche legate al moto di filtrazione, la comprimibilità del terreno e quella dell'acqua possono in genere essere trascurate, di conseguenza si ottiene:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\rho K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (2.9)$$

Ammettendo inoltre che il mezzo poroso sia omogeneo e isotropo si ha:

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.10)$$

Quest'ultima è l'equazione di Laplace la quale è molto ricorrente nelle scienze ed è stata pertanto dettagliatamente studiata. L'equazione (2.10) è anche detta "equazione della diffusione" in quanto regola i meccanismi di diffusione del calore nei mezzi solidi omogenei e isotropi e quelli relativi ai moti concentrazione-dipendenti. La (2.10) gode di una serie di importanti caratteristiche che ne facilitano lo studio delle soluzioni e l'individuazione di soluzioni analitiche chiuse per particolari condizioni al contorno imposte.

È importante notare che avendo considerato trascurabile la comprimibilità del terreno e dell'acqua si è di fatto eliminata la dipendenza diretta dal tempo nell'equazione della filtrazione. Questo comporta che il carattere del moto vario di filtrazione, sotto queste condizioni, risulti dipendente solamente dalla variabilità delle condizioni al contorno e che di conseguenza le soluzioni ottenibili ad ogni istante temporale siano riconducibili a una successione di soluzioni di moto permanente.

2.2 Moto permanente

Ammettendo che le condizioni al contorno siano indipendenti dal tempo, lo studio dell'equazione di Laplace permette di giungere a importanti risultati teorici mediante l'applicazione della teoria dei moti irrotazionali.

La struttura dell'equazione (2.10) fa sì che possa essere definito un potenziale per il campo di moto, il quale risulta direttamente legato al carico piezometrico h . Questo fa sì che in ogni punto dell'ammasso poroso il moto possa essere descritto con delle linee di flusso aventi la caratteristica di essere sempre normali alle superfici isopiezometriche.

Diverso è il caso del moto vario, la cui trattazione verrà approfondita in seguito, per il quale l'individuazione delle soluzioni diventa estremamente più complicata.

2.3 Moto vario di filtrazione nelle arginature fluviali

Come detto in precedenza, nel caso si faccia riferimento all'equazione di Laplace il carattere vario del moto di filtrazione è dovuto alla sola variazione nel tempo delle condizioni al contorno del problema. Nella situazione di interesse del presente elaborato, ossia in condizioni di verifica idraulica di un'arginatura fluviale, ci si trova sicuramente in condizioni di moto di filtrazione vario in quanto almeno la condizione al contorno lato fiume, ossia il livello idrometrico è sicuramente variabile nel tempo sotto l'effetto dell'onda di piena.

Si ricordano in seguito le ipotesi semplificative che sono implicitamente ammesse nel momento in cui si consideri valida la (2.10):

- **Mezzo poroso omogeneo e isotropo:** questa ipotesi comporta il fatto che il tensore di permeabilità sia diagonale e che tutte le proprietà caratterizzanti la matrice solida siano indipendenti dallo spazio. Tale situazione è piuttosto improbabile nei problemi

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

pratici in quanto spesso le arginature sono composte da materiali eterogenei di diversa pezzatura. Inoltre, la costruzione per strati del rilevato arginale fa sì che la permeabilità che si registra in direzione verticale sia piuttosto differente rispetto a quella in direzione parallela alle stratificazioni.

- **Mezzo poroso indeformabile sotto l'azione del carico piezometrico:** tale condizione è accettabile per particolari tipi di terreni, la cui conformazione varia poco con il variare del carico piezometrico. Tuttavia, in alcuni casi, questa approssimazione decade e lo studio dei fenomeni di subsidenza diventa fondamentale per valutare correttamente il campo di moto agente.
- **Fluido incomprimibile:** tale condizione può essere in generale considerata valida nei problemi di filtrazione vista la bassa comprimibilità dell'acqua e i bassi valori di pressione che si è soliti riscontrare.
- **Basso numero di Reynolds:** affinché l'equazione di Darcy, su cui si basa tutta la trattazione enunciata, sia valida, è necessario che il numero di Reynolds sia piccolo. Infatti, affinché tale modello matematico sia valido è necessario che nessun tipo di turbolenza possa svilupparsi nei pori della matrice solida. Questo risulta in generale valido per le arginature fluviali in quanto queste ultime sono normalmente costituite da materiali poco permeabili, i quali limitano molto le velocità massime raggiungibili.

Ammettendo valide le ipotesi predette si ottiene una forma semplificata dell'equazione della filtrazione, la quale permette l'impostazione matematica del problema secondo lo schema riportato in Figura 2.1. In tale modello si è aggiunta un'ulteriore ipotesi semplificativa, ossia il considerare il limite inferiore della falda acquifera piano e orizzontale.

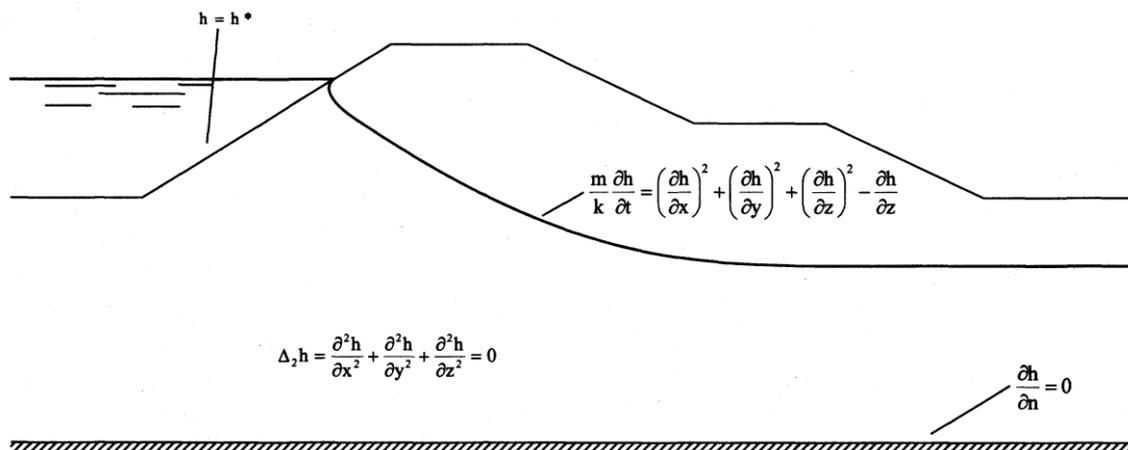


Figura 2.1-Schema del modello matematico di filtrazione nei rilevati arginali (Giugni & Fontana, 1999)

Le condizioni al contorno imposte (Giugni & Fontana, 1999) sono quindi le seguenti:

- Si impone l'annullamento della velocità di filtrazione in direzione normale alle superfici impermeabili.

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0$$

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

- Si suppone noto il carico piezometrico al contorno, il quale risulta variabile nel tempo.

$$h = h^*(t)$$

- In corrispondenza della superficie libera si impone:

$$\frac{n}{k} \frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial z}\right)^2 - \frac{\partial h}{\partial z}$$

Il modello matematico descritto verrà in seguito denominato di tipo **saturo-asciutto** in quanto suppone che il materiale sia saturo al di sotto della linea piezometrica, la quale individua il luogo dei punti a pressione atmosferica nell'ammasso poroso, e completamente asciutto al di sopra di tale linea. Nei materiali reali che costituiscono le arginature, tale situazione non risulta essere verificata in quanto parte del materiale al di sopra della linea piezometrica presenterà un grado di inumidimento tale da permettere il moto dell'acqua al proprio interno.

L'impostazione matematica descritta, pur contenendo una serie di ipotesi semplificative rispetto al problema reale, permette di ottenere risultati solamente mediante una risoluzione numerica. Questo testimonia l'enorme complessità matematica del problema in esame anche per il caso semplificato in cui si consideri un modello di tipo saturo-asciutto.

Di fronte alle difficoltà del problema analitico di risoluzione della (2.10) sotto le condizioni al contorno descritte, si susseguirono a partire dalla metà del '900 una serie di studi teorici basati sulla risoluzione analitica di forme semplificate del modello descritto. Le ulteriori ipotesi semplificative comunemente ammesse furono le seguenti:

- **Ipotesi di Dupuit (isopiezometriche verticali):** consiste nel supporre che le superfici isopiezometriche del problema in esame possano essere considerate piane e verticali. Questo comporta l'annullamento dei gradienti di carico piezometrico (e quindi del campo di moto) in direzione verticale.
- **Linearizzazione dell'equazione completa della filtrazione:** consiste nel considerare che il carico piezometrico in un generico punto dell'ammasso poroso possa essere scomposto in una componente costante e in una variabile il cui valore assoluto risulti nettamente inferiore rispetto a quello del termine costante.

Tali ipotesi permisero la semplice risoluzione analitica della (2.10) tuttavia, le soluzioni trovate rivelarono ben presto dei limiti grazie prima a sperimentazioni di laboratorio e in seguito alle prime risoluzioni numeriche.

In seguito, vengono descritti i principali studi che si susseguirono a partire da metà del '900.

2.3.1 Risoluzione analitica dell'equazione linearizzata della filtrazione per onde di piena periodiche di piccola ampiezza e ipotesi di Dupuit (Supino, 1955)

Posto un sistema di riferimento (x,y,z) all'interno dell'ammasso poroso che si intende analizzare, si suppone che questo si trovi con l'origine posta sulla superficie impermeabile, supposta piana e orizzontale, che delimita la falda. La superficie piezometrica può quindi essere descritta dalla variabile $h(x,y,z,t)$ sempre rispetto al medesimo sistema di riferimento.

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

Ammettendo sia valida l'ipotesi di Dupuit il problema della filtrazione può essere assimilato a un problema piano. Considerando quindi un prisma a direttrici verticali rappresentato in Figura 2.2 e applicando il principio di conservazione della massa si ottiene:

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} = \frac{2n}{k} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.11)$$

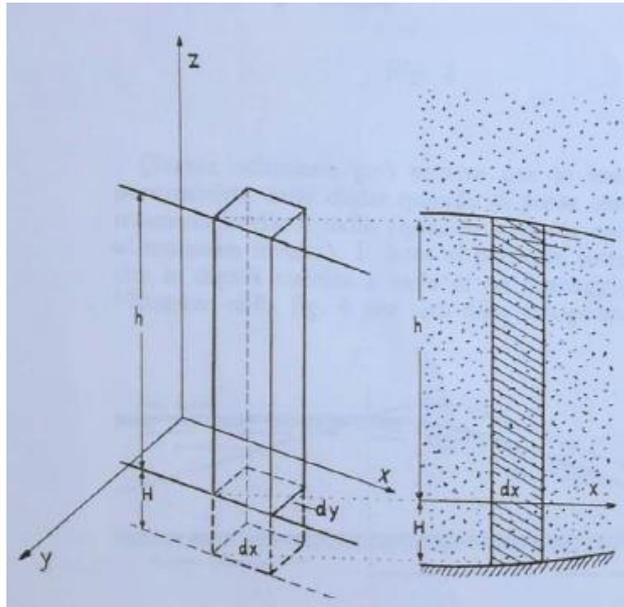


Figura 2.2-Prisma di riferimento (Supino, 1955)

Considerando che il moto avvenga in una falda a pelo libero di spessore ridotto e grande estensione orizzontale con componente di velocità soltanto in direzione x la (2.11) diventa:

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} = \frac{2n}{k} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.12)$$

Ammettendo infine che il livello della linea piezometrica sia poco variabile rispetto a quello dell'acquifero a riposo (h_0), l'altezza h può essere vista come $h=h_0+h_1$ dove h_1 è piccolo, del I ordine.

Sostituendo l'ipotesi suddetta nella (2.12) si ottiene l'equazione linearizzata:

$$k h_0 \frac{\partial^2 h_1}{\partial x^2} = n \frac{\partial h_1}{\partial t} \quad (2.13)$$

Quest'ultima equazione è analoga a quella di propagazione del calore e la soluzione può quindi essere scritta come segue:

$$h_1 = [A_0 + A_1 x] + [B \exp(-\mu x) \cos(\omega t - \mu x)] \quad (2.14)$$

Con

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$\mu = \sqrt{\frac{\omega n}{2 k h_0}} \quad (2.15)$$

Dove ω è la pulsazione della sollecitazione esterna, che viene considerata periodica, applicata al sistema e può essere scritta come:

$$\omega = \frac{2 \pi}{T} \quad (2.16)$$

Essendo T il periodo dell'onda di piena sollecitante l'arginatura.

Analizzando la (2.14), il primo termine tra parentesi quadre rappresenta una componente stazionaria del moto, la quale risulterebbe anche nel caso in cui non si considerasse la variabilità temporale dello stesso; il secondo termine rappresenta invece un'onda di filtrazione, la quale risulta essere smorzata dal termine μ .

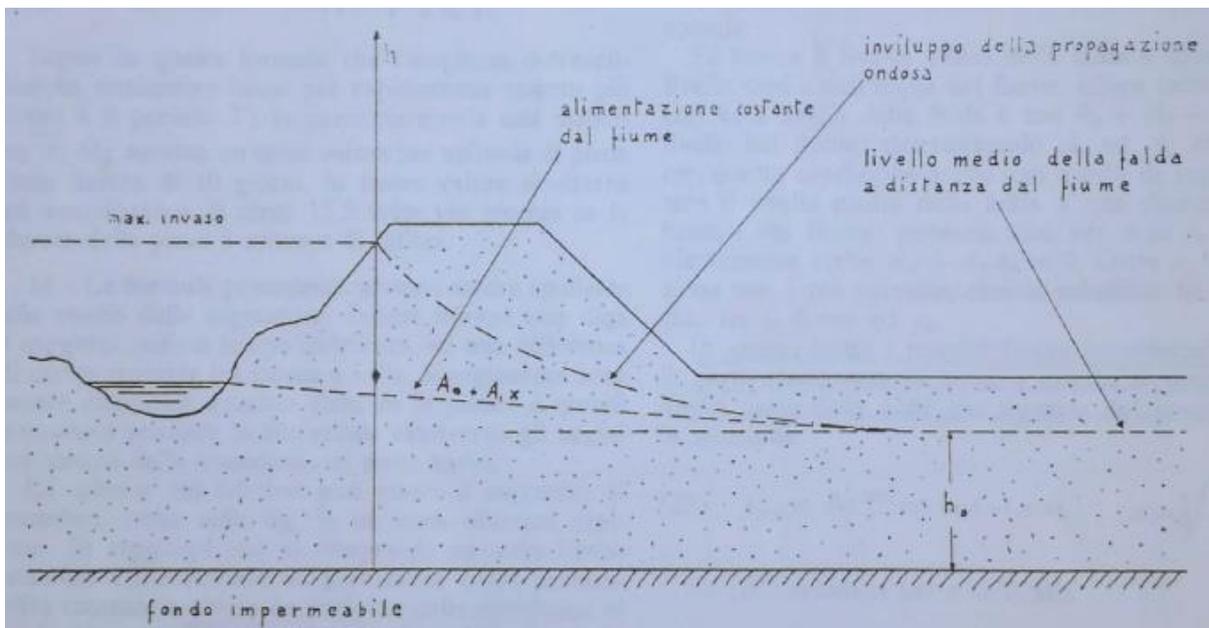


Figura 2.3-Componenti della soluzione (Supino, 1955)

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

Questa soluzione permette di giungere a delle prime importanti considerazioni:

- La propagazione dell'onda di filtrazione all'interno del rilevato arginale avviene con un certo ritardo rispetto alle variazioni di livello che avvengono a monte. Questo ritardo può essere scritto come segue:

$$R_t = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{n T}{\pi k h_0}} \quad (2.17)$$

Ne consegue che esso risulta essere crescente al crescere della distanza dal fronte dell'argine investito dall'onda di piena e del periodo della stessa, mentre risulta decrescere all'aumentare della permeabilità e del valore costante di riferimento per l'altezza di falda h_0 .

- L'onda di filtrazione si attenua a mano a mano che penetra all'interno del rilevato arginale, in particolare è possibile osservare che l'ampiezza di oscillazione θ è data dall'equazione seguente:

$$\theta = \theta_0 \exp\left(-x \sqrt{\frac{\pi n}{k h_0 T}}\right) \quad (2.18)$$

Ne consegue che la stessa risulta tanto più elevata, quanto più sono elevati il periodo della sollecitazione esterna e lo spessore dell'acquifero indisturbato h_0 .

Mediante osservazioni relative alle condizioni al contorno del problema è possibile dimostrare che il termine A_0 della (2.14) deve essere nullo, pertanto la stessa può essere riscritta come segue:

$$h_1 = A_1 x + B \exp(-\mu x) \cos(\omega t - \mu x) \quad (2.19)$$

A questo punto, considerando la posizione $x=0$ è possibile notare che la soluzione si riduce a:

$$h_{0,t} = B \cos(\omega t) \quad (2.20)$$

Questo termine rappresenta la sollecitazione applicata al paramento lato fiume dell'argine e può essere visto come una componente di uno sviluppo in serie di Fourier dell'onda di piena.

Da quest'ultima osservazione deriva il metodo risolutivo adottato da Supino per la determinazione della linea di filtrazione in problemi pratici, infatti, considerando un periodo sufficientemente lungo di tempo in modo da includere almeno una piena e sviluppando i livelli idrici di quest'ultima in serie di Fourier è possibile scrivere la soluzione (2.19) e ottenere quindi i livelli idrici all'interno del rilevato arginale.

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

Nella sua trattazione Supino applica il modello suddetto innanzi tutto su una piena semplificata di forma triangolare da immaginare verificatasi in un sotto periodo dell'anno e avente picco a metà dell'anno stesso, ottenendo le soluzioni per diversi periodi dell'evento di piena e involuppendole allo scopo di ottenere i massimi livelli toccati in ogni punto dell'arginatura. In seguito, esegue gli stessi calcoli considerando però un'onda di piena parabolica.

Da queste considerazioni egli ottiene la seguente equazione generale rappresentate l'involuppo delle soluzioni trovate per differenti valori della permeabilità dal mezzo poroso.

$$h = H \exp(-\alpha x) \quad (2.21)$$

con:

$$\alpha = 4.175 \mu - 0.045$$

$$\mu > 0.0132$$

H rappresenta la massima ampiezza dell'onda di piena considerata.

I limiti di questa trattazione possono essere individuati in quanto segue:

- Le oscillazioni di falda dovute all'onda di filtrazione devono essere piccole rispetto all'altezza dell'acquifero a riposo pena l'impossibilità di linearizzare l'equazione (2.12).
- La soluzione si basa sull'ipotesi di Dupuit di velocità nulle in direzione verticale. Tale ipotesi non è certamente verificata in vicinanza al paramento dell'argine lato fiume.
- La soluzione maggiorante ricavata da Supino è stata ottenuta considerando onde di piena semplificate che poco hanno a che fare con le reali onde sollecitanti ottenibili dall'applicazione di idrogrammi di progetto.
- Il modello utilizzato risulta essere di tipo saturo-asciutto.

2.3.2 Risoluzione analitica dell'equazione linearizzata della filtrazione per onde di piena aperiodiche rettangolari di piccola ampiezza e ipotesi di Dupuit (Marchi, 1957)

Assumendo le medesime ipotesi di partenza di Supino, Marchi parte dall'equazione del moto piano di filtrazione indicando la quota piezometrica come somma di un valore in condizione di riposo (H_0) e di una variazione rispetto a quest'ultimo (h). Egli definisce inoltre con h_0 la massima sopraelevazione della linea di filtrazione rispetto al livello a riposo, ovviamente quest'ultimo valore si verificherà in corrispondenza del corso d'acqua al passaggio del colmo di piena. La porosità dell'ammasso è infine indicata con λ .

L'equazione della filtrazione si scrive quindi come:

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$\frac{K}{2} \frac{\partial^2 (H_0 + h)^2}{\partial x^2} = \lambda \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.22)$$

Linearizzando la (2.22) si ottiene:

$$K H_0 \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \lambda \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.23)$$

La cui forma è analoga alla (2.13) indicata da Supino.

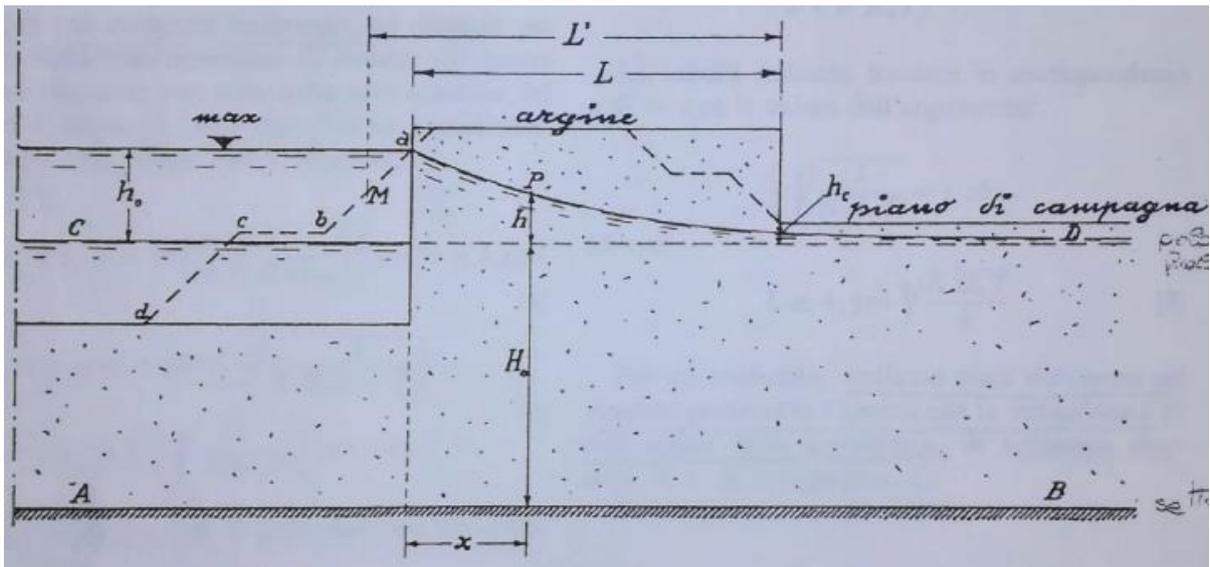


Figura 2.4-Schema di introduzione al modello (Marchi, 1957)

Marchi considera quindi l'applicazione della forzante esterna in corrispondenza del paramento dell'argine imponendo che questa sia corrispondente a una variazione aperiodica rettangolare del livello idrico. Questa assunzione semplificativa è giustificata in quanto un'onda aperiodica rettangolare produce sicuramente effetti maggiori di qualsiasi altra onda di pari ampiezza e durata essendo la stessa in grado di inviluppare tutti gli altri tipi di onda.

Le condizioni iniziali ($t=0$) per l'integrazione della (2.23) sono quindi poste come segue:

- $h=0$ per $x \geq 0$

Questo comporta che la falda in condizioni iniziali sia orizzontale.

Le condizioni al contorno invece sono poste come:

- $h=h_0=\text{cost}$ per $0 < t < T$ nella sezione $x=0$
- $h=0$ per $t > T$ nella sezione $x=0$

Sfruttando le soluzioni di integrazione per mezzo dell'utilizzo della trasformata di Fourier si ottiene la seguente soluzione:

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$h(x, t) = h_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K H_0 t}} \right) \right] \text{ per } 0 < t \leq T \quad (2.24)$$

$$h(x, t) = h_0 \left[\operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K H_0 (t - T)}} \right) - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K H_0 t}} \right) \right] \text{ per } t \geq T \quad (2.25)$$

In fase di dimensionamento dell'arginatura si ha ovviamente interesse a determinare il massimo assoluto della funzione h per una certa x , in modo da ottenere la curva di inviluppo delle altezze nei diversi istanti temporali. Ricordando la forma della funzione errore risulta quindi evidente che si ha interesse nei tempi più lunghi possibili. Tuttavia, visto che dopo il tempo T l'onda di piena si annulla, il massimo valore di h raggiunto per ogni posizione sarà assunto come quello raggiunto per $t=T$. Occorre infatti ricordare che la procedura suggerita da Marchi prevede di involuppare l'idrogramma reale di piena in un'onda aperiodica rettangolare di pari ampiezza.

Il valore massimo di altezza per ogni posizione x sarà quindi dato da:

$$h_{max} = h_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K H_0 T}} \right) \right] \quad (2.26)$$

L'approccio di Marchi presenta il grande vantaggio di permettere di ricavare in modo diretto la lunghezza minima che deve avere l'argine per fare sì che l'altezza della linea di filtrazione all'unghia di valle assuma al massimo un valore prefissato. Questo permette di utilizzare la formulazione suddetta per effettuare direttamente un dimensionamento di massima.

Definito il valore limite dell'altezza della linea di filtrazione nella posizione relativa all'unghia di valle h_c è possibile invertire l'equazione (2.26) scrivendo:

$$\operatorname{erf} \left(\frac{L}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K H_0 T}} \right) \geq 1 - \frac{h_c}{h_0} \quad (2.27)$$

Sfruttando i valori tabellati della funzione errore, oppure un risolutore numerico, è quindi possibile ricavare il valore L della lunghezza minima del rilevato arginale.

Marchi inoltre fece notare che nel caso in cui si consideri un'onda sollecitante sinusoidale la lunghezza minima L risulta circa del 25 % inferiore rispetto a quella ricavata considerando un'onda aperiodica rettangolare di pari ampiezza, questo a ulteriore conferma che l'assunzione di un'onda di piena aperiodica rettangolare rappresenti una condizione sicuramente maggiorante rispetto ad altri tipi di onde.

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

I limiti di questo approccio possono essere sintetizzati come segue:

- Il modello fa riferimento all'ipotesi di Dupuit, per cui valgono le stesse considerazioni fatte per l'approccio di Supino.
- L'ipotesi di poter trascurare i termini non lineari dell'equazione della filtrazione deve essere verificata.
- Il modello, così come proposto da Marchi, ossia involupando l'idrogramma reale con un'onda aperiodica rettangolare, non risulta applicabile nel caso di oscillazioni di falda dovute a variazioni di livello idrico a scala stagionale in quanto in questo caso il moto all'interno dell'argine ha il tempo di assumere un carattere quasi-permanente. Volendo quindi applicare questo approccio, disponendo di serie storiche lunghe nel tempo, è opportuno considerare solamente gli eventi di piena assumendo come pelo libero della falda freatica in condizioni stazionarie (caratterizzato dal parametro H_0) il massimo registrato per la località (livello massimo freatico).
- Occorre porre attenzione sul fatto che si considera la falda freatica orizzontale (Figura 2.4), all'interno del rilevato arginale nel momento in cui ha inizio il fenomeno di piena. Ovviamente questa condizione risulta essere semplificativa rispetto alle condizioni reali in cui può trovarsi la falda.
- Anche in questo modello si fa riferimento a un modello di tipo saturo-asciutto per il terreno.

Il livello della falda prima dell'inizio dell'onda di piena è sempre caratterizzato da un carattere non permanente del moto, pertanto l'individuazione della posizione della linea di filtrazione iniziale va fatta allo stesso modo di quanto scritto in precedenza, prendendo quindi in considerazione non soltanto l'onda di piena vera e propria di altezza massima h_0 e durata T ma anche un periodo precedente caratterizzato da un'altezza massima h_1 e una durata T_0 .

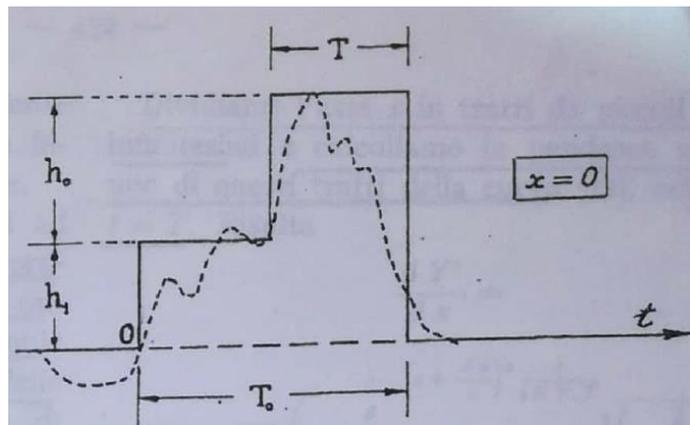


Figura 2.5-Applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti (Marchi, 1957)

Risolvendo l'equazione (2.23) sotto le seguenti condizioni:

- $h(x,t)=0$ per $t=0$;
- $h(0,t)=h_1$ per $0 < t < T_0 - T$

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

- $h(0,t) = h_1 + h_0$ per $T_0 - T < t < T_0$
- $h(0,t) = 0$ per $t > T_0$

si ottiene l'equazione della linea di filtrazione per $t = T_0$ la quale rappresenta la condizione critica per il problema in esame.

$$h(x, t) = h_1 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K H_0 T_0}} \right) \right] + h_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K H_0 T}} \right) \right] \quad (2.28)$$

Quest'ultima equazione ha un'importante valenza per quanto verrà enunciato in seguito riguardo all'applicazione del metodo semi-analitico per l'analisi del problema della filtrazione sotto l'effetto di un idrogramma di piena di forma qualsiasi in quanto essa rappresenta in sostanza l'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti. Questo è possibile grazie alla linearità dell'equazione (2.23).

Nel suo lavoro Marchi analizza infine il caso in cui le sopraelevazioni del pelo libero in vicinanza del paramento lato fiume dell'argine non siano piccole in confronto alla profondità H_0 della falda. In questo caso infatti, non sarebbe a rigore applicabile la linearizzazione dell'equazione (2.22).

Egli individua quindi una soluzione maggiorante che possa risolvere il problema in buona approssimazione.

Ragionando in termini di $Y = H_0 + h(x, t)$ e riscrivendo l'equazione (2.22) dopo aver moltiplicato ambo i membri per Y si ottiene l'equazione:

$$Y \frac{\partial^2 Y^2}{\partial x^2} = \frac{\lambda}{K} \frac{\partial Y^2}{\partial t} \quad (2.29)$$

L'autore a questo punto osserva un'analogia tra l'equazione (2.29) e l'equazione seguente.

$$Y_0 \frac{\partial^2 Y^2}{\partial x^2} = \frac{\lambda}{K} \frac{\partial Y^2}{\partial t} \quad (2.30)$$

Infatti, quest'ultima presenta una soluzione in termini di $Y(x)^2$ che analizzata in termini di pendenza su un intervallo Δx finito permette di sostituire alla (2.29) un'equazione del tipo (2.30) sul medesimo Δx ottenendo la seguente:

$$\bar{Y} \frac{\partial^2 Y^2}{\partial x^2} = \frac{\lambda}{K} \frac{\partial Y^2}{\partial t} \quad (2.31)$$

Dove \bar{Y} è il valore medio di Y sull'intervallo Δx .

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

L'autore a questo punto dimostra che la soluzione ottenuta considerando l'equazione (2.31) per il tempo $t = T$ per tutto il campo $x > 0$ è maggiorante rispetto a quella ottenuta considerando l'equazione (2.29).

La soluzione risulta quindi essere data da:

$$(H_0 + h_{max})^2 = H_0^2 \left\{ 1 + \frac{2 H_0 h_0 + h_0^2}{H_0^2} \left[1 - erf \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K(H_0 + h_0)T}} \right) \right] \right\} \quad (2.32)$$

Da cui è possibile ricavare $h_{max}(x)$ che rappresenta la soluzione maggiorante di interesse.

Inoltre, se $h_0 < \frac{1}{2}H_0$ si può scrivere, con un errore in difetto su h_{max} inferiore al 20 % circa, che:

$$h_{max} > h_0 \left[1 - erf \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\lambda}{K(H_0 + h_0)T}} \right) \right] \quad (2.33)$$

L'autore suggerisce quindi di adottare in ogni caso la stessa soluzione ottenuta per il caso di piccole oscillazioni (2.26) andando però a modificare l'argomento della funzione errore a seconda dei valori che assume h_0 rispetto H_0 secondo la (2.33).

2.3.3 Indagini analitiche basate sulla sola ipotesi di piccole oscillazioni di falda senza ipotesi di Dupuit (Meyer,1956; Marchi, 1957)

Prescindendo dall'ipotesi di Dupuit ma mantenendo l'ipotesi di piccole oscillazioni di falda, assumendo però che la falda abbia spessore infinito, Marchi nel 1957 ottenne la seguente relazione:

$$\frac{h_{max}}{h_0} = \frac{2}{\pi} arctg \left(\frac{k T}{\lambda x} \right) \quad (2.34)$$

La quale può ritenersi in generale valida per $L < H_0$.

Meyer, ottenne invece una soluzione generale del moto di filtrazione in una falda a pelo libero per piccole oscillazioni prescindendo dall'ipotesi di Dupuit. Tale soluzione si basa su sviluppi in serie i quali però poco si prestano ad applicazioni pratiche semplici.

2.3.4 Indagine sperimentale relativa alle onde di piena periodiche di lunga durata e piccola ampiezza (Carravetta, 1957)

Un'apparecchiatura alla Hele-Shaw è un dispositivo in cui il movimento di un fluido avviene tra due lamine piane e parallele poste a breve distanza. Grazie a questa apparecchiatura è possibile eseguire sperimentazioni di laboratorio su fluidi in moto con bassissimo numero di Reynolds e di conseguenza è possibile indagare fenomeni tipici della meccanica dei mezzi porosi. Infatti, l'equazione che regola il moto tra le lastre parallele in funzione delle differenze

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

di pressione risulta essere del tutto analoga a quella che regola il moto nei mezzi porosi saturi, ossia l'equazione di Laplace.

Proprio sfruttando un'apparecchiatura alla Hele-Shaw Carravetta nel 1957 ottenne importanti risultati riguardo alla diffusione di onde di filtrazione in falde a superficie libera.

Dall'analisi delle soluzioni ottenute da Supino Carravetta notò che la soluzione dell'equazione linearizzata della filtrazione era sicuramente valida per bassi valori di variazione della falda rispetto al livello indisturbato, tuttavia, non era all'epoca disponibile un limite che identificasse in qualche modo il campo di validità della suddetta soluzione. Inoltre, le soluzioni semplificate dell'equazione linearizzata di filtrazione erano basate sull'ipotesi di Dupuit e tale ipotesi comportava anch'essa dei limiti sulla validità della soluzione che non erano stati indagati. Solamente la soluzione fornita da Meyer riusciva a fare a meno di questa ipotesi pagando il prezzo di una complicatezza estrema della soluzione, soprattutto per l'epoca, in cui non vi era possibilità di implementare agevolmente equazioni complesse con calcolatori numerici ottimizzati.

Allo scopo di fornire una soluzione all'equazione della filtrazione per via sperimentale, potendo quindi prescindere dalle ipotesi sopra descritte, venne realizzato nel Laboratorio dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche di Napoli un modello alla Hele-Shaw.

Come detto in precedenza il vantaggio di utilizzare un modello alla Hele-Shaw è legato al fatto che il moto che si realizza in quest'ultimo risulta governato da un'equazione del tutto analoga a quella della filtrazione secondo le ipotesi di materiale omogeneo, isotropo e incomprimibile. Tale equazione è quella di Laplace.

$$\Delta_2 h = 0 \quad (2.35)$$

Dalla validità dell'equazione di Laplace consegue che il campo vettoriale di velocità sia un campo a potenziale in cui il moto risulta governato solamente dalle condizioni al contorno che vengono imposte. Ne consegue che le soluzioni ottenute istante per istante non differiscono rispetto a quelle che si sarebbero ottenute mantenendo per tempo infinito la singola condizione al contorno. Questo, come è stato spiegato al paragrafo 2.1 è dovuto all'aver trascurato la comprimibilità del liquido e della matrice solida andando di conseguenza a eliminare la dipendenza diretta dal tempo dall'equazione di filtrazione.

Trattandosi di un modello fisico la prima condizione necessaria affinché i risultati ottenuti siano effettivamente compatibili con il prototipo a cui si fa riferimento è che le equazioni alla base del problema possano essere ritenute valide. Nel caso in esame la validità dell'equazione di Laplace è subordinata al fatto che il numero di Reynolds del fluido in moto risulti essere piccolo. Tale limitazione può essere espressa come:

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$R = \frac{\rho V d}{\mu} \leq 0.1 \quad (2.36)$$

Ne consegue che lo spessore dell'intercapedine tra le lastre del modello, le caratteristiche del liquido utilizzato e i valori dei rapporti di similitudine tra le grandezze geometriche e temporali nella modellazione non possano essere fissate ad arbitrio. Anche l'altezza di risalita capillare tra le lastre dovrà essere controllata.

È interessante notare che anche nel caso del modello alla Hele-Shaw il concetto di porosità efficace o cinematica viene ritrovato. Infatti, occorre tenere presente che durante il moto del fluido tra le lastre parte di esso aderisce alle superfici di queste ultime sottraendosi di fatto alle oscillazioni di falda. Questo fenomeno è del tutto analogo a quello che si verifica quando nel mezzo poroso parte dell'acqua presente nell'ammasso risulta essere sottratta alle oscillazioni di falda perché ritenuta in pori troppo piccoli per consentirne il moto.

Lo schema dell'apparecchiatura utilizzata da Carravetta è riportato in Figura 2.6.

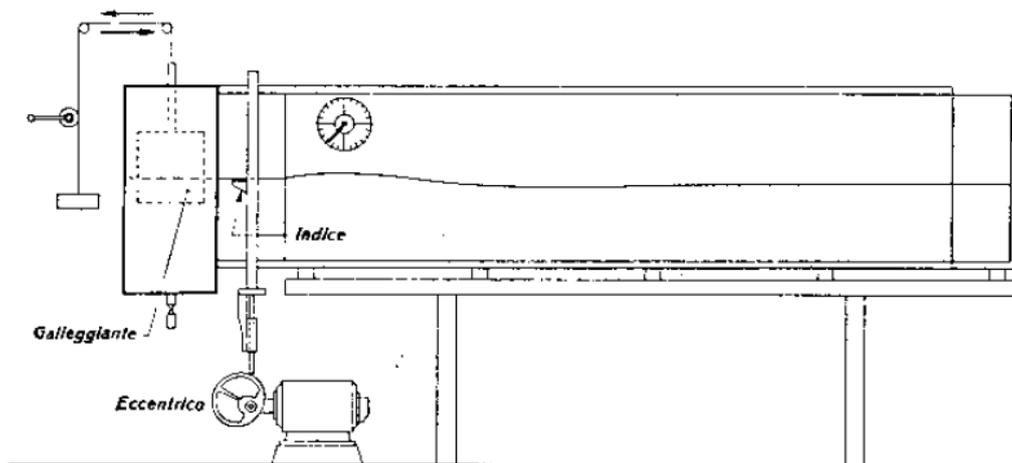


Figura 2.6-Apparecchiatura sperimentale alla Hele-Shaw (Carravetta, 1957)

Definito λ come:

$$\lambda = \frac{2 \pi p H_0}{k T} \quad (2.37)$$

con:

H_0 definito come lo spessore dell'acquifero rispetto al livello indisturbato;

p coincidente con la porosità;

k conducibilità idraulica;

T periodo dell'onda;

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

La sperimentazione avvenne per diversi valori di H_0 e per un'ampiezza dell'oscillazione periodica $2h_0 = \text{cost}$. Furono inoltre variati T e k potendo quindi ottenere valori di λ estremamente variabili. Il riferimento teorico è contenuto nel seguente schema:

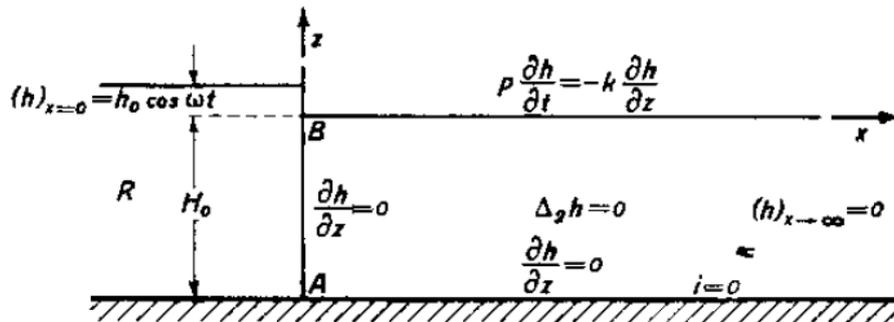


Figura 2.7-Schema teorico di riferimento per l'indagine sperimentale (Carravetta, 1957)

la cui soluzione teorica per piccole oscillazioni, considerando l'ipotesi di Dupuit è data da:

$$h(x, t) = h_0 \exp\left(-\sqrt{0.5 \lambda} \frac{x}{H_0}\right) \cos\left(\omega t - \sqrt{0.5 \lambda} \frac{x}{H_0}\right) \quad (2.38)$$

Un primo risultato ottenuto dall'indagine sperimentale fu dato dall'osservazione che, per periodi dell'onda sufficientemente lunghi, la linea di filtrazione sul fronte AB segue il livello esterno imposto. La stessa cosa invece non avviene per piccoli periodi per qualunque valore di h_0 , H_0 e k .

L'autore decise quindi di suddividere le esperienze a seconda che, per $x \rightarrow 0$ l'equazione della linea di filtrazione potesse assumersi come $h(0, t) = h_0 \cos \omega t$ definendo in questo caso l'oscillazione come lenta oppure, in caso contrario, come rapida.

In base ai risultati sperimentali egli individuò il limite per le oscillazioni lente nella seguente disequazione.

$$\lambda \frac{h_0}{H_0} \leq 0.3 \quad (2.39)$$

Avendo variato i valori di H_0 durante la sperimentazione egli comprese che, pur rimanendo nel campo delle oscillazioni lente, importante influenza sulla soluzione era data dal rapporto $\frac{h_0}{H_0}$. In particolare, egli verificò che se il rapporto suddetto risulta inferiore a un determinato valore, la soluzione lineare può essere considerata valida e quindi le oscillazioni possono essere considerate di piccola ampiezza. Tale valore è indicato dalla seguente disequazione:

$$\frac{h_0}{H_0} \leq 0.25 \quad (2.40)$$

In definitiva egli dimostrò che, nelle condizioni in cui le due disequazioni descritte dalla (2.39) e (2.40) siano verificate, la soluzione lineare dell'equazione della filtrazione con ipotesi di Dupuit può essere considerata valida.

Allo scopo di eliminare queste limitazioni, a partire dai risultati dell'analisi sperimentale, con un processo di interpolazione dei dati su opportuni piani cartesiani egli ottenne la seguente espressione.

$$h(x, t) = h_0 \exp \left(- \sqrt{\left(\frac{\lambda}{x} \frac{x}{H_0} \right)^{1.5} \operatorname{cotgh} \left(\sqrt{\frac{\lambda H_0}{2} \frac{x}{x}} \right)} \right) \times \cos \left(\omega t - \frac{1}{2} \sqrt{\pi \lambda \frac{x}{H_0} \operatorname{cotgh} \frac{\pi H_0}{2} \frac{x}{x}} \right) \quad (2.41)$$

La (2.41) rappresenta una generalizzazione della (2.38) avente validità in ogni istante e per ogni valore di λ .

L'importanza del lavoro di Carravetta è legata principalmente al fatto di poter identificare in modo oggettivo i limiti di applicazione delle soluzioni analitiche ottenute dalla linearizzazione dell'equazione della filtrazione. Tale limitazione sarà utile anche nel presente lavoro di tesi, allo scopo di testare l'applicabilità del metodo semi-analitico basato sull'equazione di Marchi.

2.3.5 Indagine sperimentale relativa alle onde di piena aperiodiche rettangolari di grande ampiezza (Bianco, 1982)

In merito alle oscillazioni di grande ampiezza citate in precedenza è importante ricordare il lavoro sperimentale svolto dal prof. G. Bianco nel 1982.

Nel caso di oscillazioni aperiodiche rettangolari di grande ampiezza, la soluzione analitica maggiorante suggerita da Marchi (2.42) nel suo lavoro del 1957 può essere rielaborata in modo da renderla analoga nella forma a quella valida nel caso di variazioni di piccola ampiezza ottenendo la (2.43).

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$(H_0 + h_{max})^2 = (H_0 + h_0)^2 \left[1 - erf \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{m}{k(H_0 + h_0) T}} \right) \right] \quad (2.42)$$

$$\frac{h_{max}}{h_0} = 1 - erf \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{m}{K (h_0 + H_0) T}} \right) \quad (2.43)$$

dove con m viene indicata la porosità efficace dell'ammasso poroso.

Dalla (2.43) si comprende come la soluzione di involuppo della linea di filtrazione per onde aperiodiche di qualsiasi ampiezza possa essere ottenuta in generale con una funzione del tipo:

$$\frac{h_{max}}{h_0} = 1 - erf(\xi) \quad (2.44)$$

dove l'argomento della funzione errore ξ deve essere cambiato a seconda che ci si trovi in condizioni di piccole o grandi oscillazioni.

Non essendo disponibili soluzioni analitiche per l'equazione della filtrazione non linearizzata Bianco si propose di indagare con apparecchiatura alla Hele-Shaw il comportamento delle falde a pelo libero sottoposte a oscillazioni aperiodiche di grande ampiezza. Il modello sperimentale utilizzato fu simile a quello utilizzato da Carravetta.

In seguito, si riporta uno schema dell'apparecchiatura utilizzata.

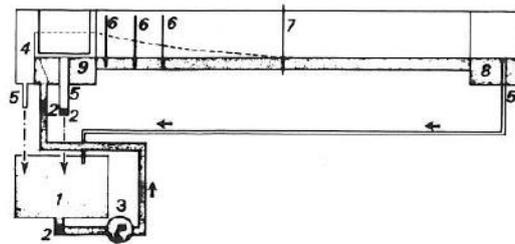


Fig.2 - Schema dell'installazione sperimentale.

- Legenda :
- 1-vasca di deposito.
 - 2-saracinesca.
 - 3-pompa alimentazione.
 - 4-sfiatore.
 - 5-scarico di restituzione.
 - 6-aste graduate.
 - 7-Hele-Shaw.
 - 8-vasca di valle.
 - 9-vasca di monte.

Figura 2.8-Apparecchiatura alla Hele-Shaw (Bianco, 1982)

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

Bianco procedette quindi ad un'analisi dimensionale del problema secondo la seguente relazione.

$$\varphi(h, h_0, H_0, x, t, \rho, k, \mu, m, c) = 0 \quad (2.45)$$

Nella suddetta relazione compaiono tutti i parametri caratterizzanti il moto di filtrazione in falde a superficie libera quali gli incrementi di falda, lo spessore dell'acquifero in condizioni indisturbate, la posizione della sezione di riferimento, il tempo, la densità del liquido, la conducibilità idraulica, la viscosità, la porosità e un coefficiente di forma per l'onda sollecitante.

Da considerazioni di carattere teorico e dimensionale egli ottenne, a partire dalla (2.45) la (2.46) attraverso la quale fu possibile comprendere quali fossero i gruppi dimensionali da fare variare nella sperimentazione.

$$\frac{h}{h_0} = \psi' \left(\frac{h_0}{H_0}, \frac{t k}{m H_0}, \frac{x}{H_0}, c \right) \quad (2.46)$$

La sperimentazione avvenne creando sopraelevazioni di entità pari a $h_0 = 2 H_0$ aventi la forma riportata in Figura 2.9 e durata variabile.

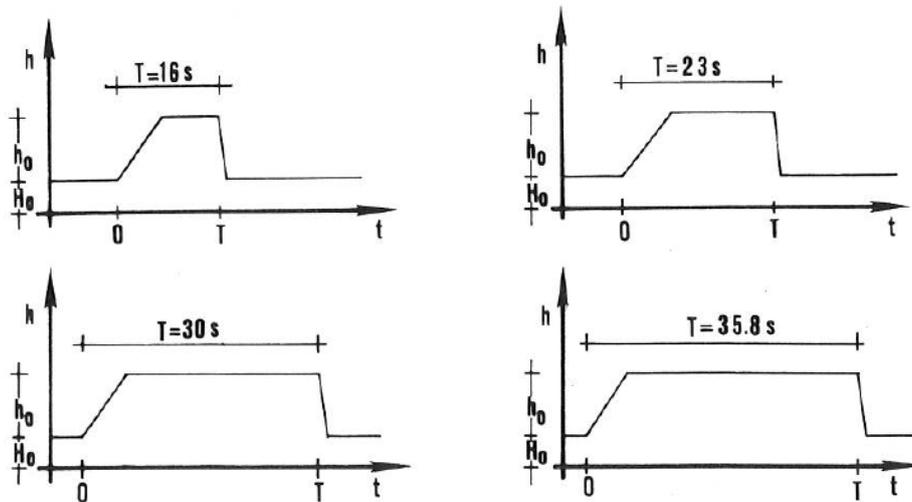


Figura 2.9-forma delle sopraelevazioni imposte al contorno di monte (Bianco, 1982)

Le posizioni delle linee libere corrispondenti alle diverse onde furono quindi ottenute da delle fotografie sfruttando l'utilizzo di un colorante disciolto nel liquido utilizzato.

Fissato un valore di $\frac{h_0}{H_0}$ nella sezione iniziale egli ottenne di conseguenza delle linee libere materializzate nelle diverse sezioni dalle fotografie per onde aperiodiche di durata T variabile. La variazione di durata T delle onde aperiodiche portò a variazioni del rapporto adimensionale $\frac{m H_0}{k T}$ il quale compare nella (2.46) e nella (2.44) come argomento della funzione errore.

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

I risultati ottenuti da Bianco possono essere sintetizzati in quanto segue:

- All'istante $t=T$ la linea libera non raggiunge i valori massimi se non per valori di x/H_0 circa uguali all'unità.
- Nelle generiche sezioni i massimi locali si presentano per tempi maggiori rispetto a quelli di durata dell'onda aperiodica.
- La soluzione maggiorante dell'equazione di Marchi (2.42) mal si adatta alla descrizione della linea libera nell'istante $t=T$. L'imprecisione della soluzione risulta essere crescente al decrescere di T .
- La soluzione maggiorante semplificata (2.43) ha un comportamento migliore della (2.42) tuttavia il grado di approssimazione risulta essere elevato.

Per ottenere un migliore adattamento alla soluzione sperimentale Bianco suggerì l'utilizzo della seguente espressione:

$$\frac{h_{ass}}{h_0} = 1 - erf\left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{m}{k(2H_0)T}}\right) \quad (2.47)$$

la quale per le condizioni seguenti approssima meglio delle (2.42) e (2.43) i risultati sperimentali nelle seguenti condizioni:

$$\frac{h_0}{H_0} = 2$$

$$\frac{x}{H_0} \leq 20$$

$$16 \text{ s} \leq T \leq 35.8 \text{ s}$$

Il proseguo delle analisi sperimentali effettuate dal prof. Bianco fu condotto con sperimentazioni riguardanti valori di $\frac{h_0}{H_0} = 1$ e $\frac{h_0}{H_0} = 3$.

In questo caso, l'autore suggerisce di riscrivere la (2.43) come:

$$\frac{h_{max}}{h_0} \cong 1 - erf\left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{m}{k \alpha H_0 T}}\right) \quad (2.48)$$

In questo modo ponendo $\alpha = 1$ ci si riferisce alla soluzione rigorosa di Marchi per oscillazione di piccola ampiezza.

Tenuto conto della definizione di funzione errore di Gauss è possibile riscrivere la (2.48) come:

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$\frac{h_{max}}{h_0} \cong 1 - \sqrt{1 - \exp\left(-\left(\frac{x}{H_0}\right)^2 \frac{1}{\pi} \frac{m H_0}{k T} \frac{1}{\alpha}\right)} \quad (2.49)$$

Dalla nuova sperimentazione avvenuta sullo stesso modello alla Hele-Shaw egli ottenne le seguenti informazioni aggiuntive:

- L'escursione della falda nella generica sezione è tanto maggiore quanto maggiore è la durata dell'onda aperiodica.
- Tanto maggiore è la durata dell'onda, tanto più grande è la zona dell'ammasso poroso interessata dalle perturbazioni.
- Tanto maggiore è la velocità di risalita all'inizio dell'onda e tanto più grande sarà l'escursione di falda nella generica sezione. Questo conferma il fatto che l'onda aperiodica perfetta, ossia con fronte di risalita verticale produce i maggiori effetti come descritto da Marchi nel suo lavoro.

Dall'analisi dei risultati sperimentali Bianco ottenne inoltre la seguente espressione per il coefficiente α , da inserire nella (2.48), valida quando il tempo di risalita dell'onda indicato come t_r è non nullo.

$$\alpha = a \left(\frac{m H_0}{k T}\right)^b \quad (2.50)$$

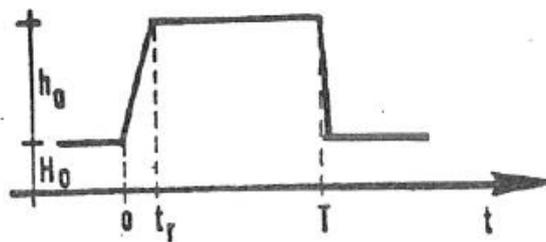


Figura 2.10-Indicazione del tempo di risalita (Bianco, 1982)

dove i coefficienti a e b sono stati ricavati dai risultati sperimentali ottenuti per i diversi valori di h_0/H_0 .

Nei casi in cui t_r tende a zero si ritrova, per $h_0 = H_0$ la soluzione rigorosa per oscillazioni di piccola ampiezza. Nel campo in cui $0 < h_0 < H_0$ la soluzione rigorosa può essere applicata fino a quando il valore di t_r risulta piccolo rispetto T , mentre per valori più grandi gli errori commessi diventano notevoli.

Quando $h_0 = 2 H_0$ e $h_0 = 3 H_0$ ci si ritrova, per t_r piccolo rispetto a T nel caso di validità della soluzione maggiorante suggerita da Marchi, nei casi in cui invece t_r non sia piccolo occorre fare riferimento alla (2.49).

2.3.6 Risoluzione numerica dell'equazione completa della filtrazione per onde aperiodiche rettangolari (Giugni & Fontana, 1999)

Giugni & Fontana, nel 1999 vollero prima di tutto risolvere l'equazione della filtrazione tenendo conto dell'ipotesi di Dupuit, ma senza linearizzare quest'ultima. Questa soluzione infatti risulta essere valida nel caso in cui la massima sopraelevazione della falda rispetto al livello indisturbato risulti essere dello stesso ordine di grandezza rispetto allo spessore dell'acquifero.

L'equazione di riferimento è quindi la seguente:

$$\frac{2 m \partial h}{k \partial t} = \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \quad (2.51)$$

Come detto in precedenza tale equazione non risulta risolvibile analiticamente se non in pochi casi isolati relativi a particolari condizioni al contorno, pertanto si intraprese la strada della risoluzione numerica della stessa. Volendo mantenere generalità alla soluzione Giugni & Fontana ritennero di introdurre le seguenti grandezze adimensionali:

$$u = \frac{h}{h_0 + H_0}$$

$$\eta = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{m}{k t (h_0 + H_0)}}$$

A questo punto la (2.51) può essere riscritta come:

$$\frac{d^2 u^2}{d\eta^2} + 4 \eta \frac{du}{d\eta} = 0 \quad (2.52)$$

Ponendo come condizione al contorno lato fiume l'idrogramma rettangolare e imponendo che dal lato campagna, a distanza infinita il livello risulti indisturbato si ha:

$$u(\eta = 0) = 1$$

$$\text{per } \eta \rightarrow \infty u(\eta) = \frac{H_0}{H_0 + h_0}$$

Essendo possibile dimostrare la dipendenza della soluzione solamente da x/H_0 gli autori procedettero alla risoluzione numerica per diversi valori di questo rapporto, ottenendo le linee di infiltrazione.

La soluzione ottenuta è riportata in Figura 2.11.

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

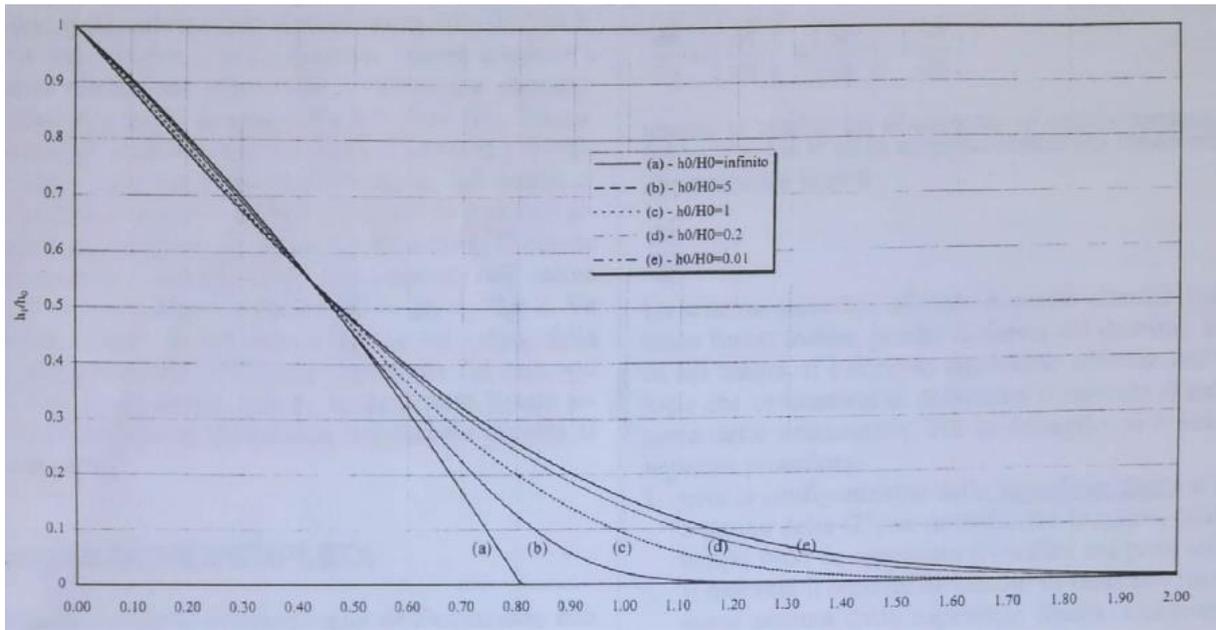


Figura 2.11-Soluzione numerica per onde aperiodiche rettangolari dell'equazione non lineare della filtrazione con ipotesi di Dupuit (Giugni & Fontana, 1999)

Gli autori poterono innanzi tutto confermare l'osservazione sperimentale di Carravetta secondo cui, per valori limitati di h_0/H_0 la soluzione lineare di Marchi risulta essere valida e fissarono il limite di validità della stessa a 0,2.

Da un confronto tra le lunghezze L dell'arginatura necessarie per limitare il sovrizzo della linea di infiltrazione in corrispondenza del piede dell'arginatura a determinate percentuali del sovrizzo presente nel fiume ottenute con la soluzione lineare e con quella non lineare gli autori compresero che:

- L'applicazione dell'equazione lineare conduce sempre a sottostime della lunghezza L .
- Gli scostamenti evidenziati sono piccoli per $\frac{h_0}{H_0} \leq 0.2$
- L'importante influenza data sulla soluzione del rapporto $\frac{h_0}{H_0}$ ne suggerisce la corretta individuazione prima che qualunque tipo di analisi venga effettuata.

Volendo rimuovere l'ipotesi di Dupuit allo scopo di comprenderne l'influenza sulla soluzione, gli autori considerarono quindi l'equazione completa della filtrazione. Tale equazione assume quindi la nota forma:

$$\Delta_2 h = 0 \quad (2.53)$$

Come si è detto più volte nel presente capitolo in tale equazione non compare direttamente il tempo, pertanto, l'influenza temporale può essere vista come relativa alle sole condizioni al contorno le quali risultano variabili.

L'equazione della superficie libera è invece la seguente:

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

$$\frac{m}{k} \frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.54)$$

Come è possibile notare, nella (2.54) il tempo compare direttamente e questo testimonia la dipendenza dal tempo delle condizioni al contorno. Occorre inoltre notare che la posizione della superficie piezometrica risulta direttamente legata al valore del carico piezometrico nei punti interni al dominio, ma proprio quest'ultimo risulta definito dalla posizione della superficie piezometrica. Ne consegue che la soluzione della (2.53) debba per forza essere ricercata con metodo iterativo.

Anche in questo caso gli autori optarono per adimensionalizzare le variabili ottenendo:

$$\bar{h} = \frac{h}{h_0 + H_0}; \quad \bar{x} = \frac{x}{h_0 + H_0}; \quad \bar{z} = \frac{z}{h_0 + H_0}; \quad \bar{\tau} = t \frac{k}{m (h_0 + H_0)}$$

La (2.53) può quindi essere riscritta come:

$$\frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial \bar{x}^2} + \frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial \bar{z}^2} = 0 \quad (2.55)$$

La (2.54) potrà invece essere scritta come:

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{\tau}} = \left(\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \right)^2 + \left(\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{z}} \right)^2 - \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{z}} \quad (2.56)$$

Con una procedura alle differenze finite con deformazione del reticolo di calcolo Giugni & Fontana ottennero quindi la soluzione.

I risultati ottenuti dagli autori per confronto tra la soluzione ottenuta tenendo conto dell'ipotesi di Dupuit e quella ottenuta dall'equazione completa sono in seguito riportati:

- Per valori molto bassi di $\frac{h_0}{H_0}$ la soluzione di Dupuit e quella completa risultano in disaccordo per bassi valori di $\bar{\tau}$, tuttavia, già per modesti valori di $\bar{\tau}$ la soluzione completa risulta in accordo con quella di Marchi per falda infinitamente spessa. In ogni caso, al crescere di $\bar{\tau}$ gli scostamenti tra la soluzione di Dupuit e quella completa risultano trascurabili.
- Al crescere di $\frac{h_0}{H_0}$ gli scarti tra la soluzione completa e quella di Dupuit tendono a ridursi, fino a diventare trascurabili per $\frac{h_0}{H_0} = 1$.
- Al crescere ulteriore di $\frac{h_0}{H_0}$ la soluzione di Dupuit fornisce una linea di saturazione costantemente inferiore a quella del modello completo con scarti crescenti al ridursi di $\bar{\tau}$.

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

- Occorre osservare che gli scarti tra le due soluzioni tendono a diventare accettabili per valori di $\bar{\tau}$ sufficientemente elevati e che la maggiore influenza su $\bar{\tau}$ è data dalla permeabilità e dalla durata dell'idrogramma.
- Nel caso in cui i valori di $\bar{\tau}$ siano moderati si osservano scarti in eccesso per valori di $\frac{h_0}{H_0}$ ridotti e al contrario scarti in difetto per $\frac{h_0}{H_0}$ elevati.

2.3.7 Modello semi-analitico per onde di piena di forma e durata qualsiasi e piccola ampiezza
Riprendendo la soluzione derivata da Marchi trattata al paragrafo 2.3.2 si era detto che la soluzione si prestasse all'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti essendo il modello matematico alla base del problema lineare.

Proprio l'utilizzo di questo principio è alla base di un metodo di risoluzione del problema della filtrazione basato sull'approssimazione dell'idrogramma di piena di forma qualsiasi con una funzione a gradini formata da una serie di incrementi e decrementi della funzione $h(t, x = 0)$ di durata nota.

Il principio si basa sulla possibilità di poter ricostruire in ogni istante temporale l'altezza idrometrica presente nel fiume attraverso la somma e sottrazione di incrementi costanti nel tempo di livello. In sostanza, l'algoritmo si basa innanzi tutto nella discretizzazione dell'idrogramma di piena, il quale deve risultare definito da una serie di punti nel diagramma (t, h) . In seguito, è possibile valutare la funzione a gradini secondo lo schema riportato in Figura 2.12. Il livello idrometrico nel fiume sarà infatti descritto dalla somma degli incrementi positivi e negativi rappresentati.

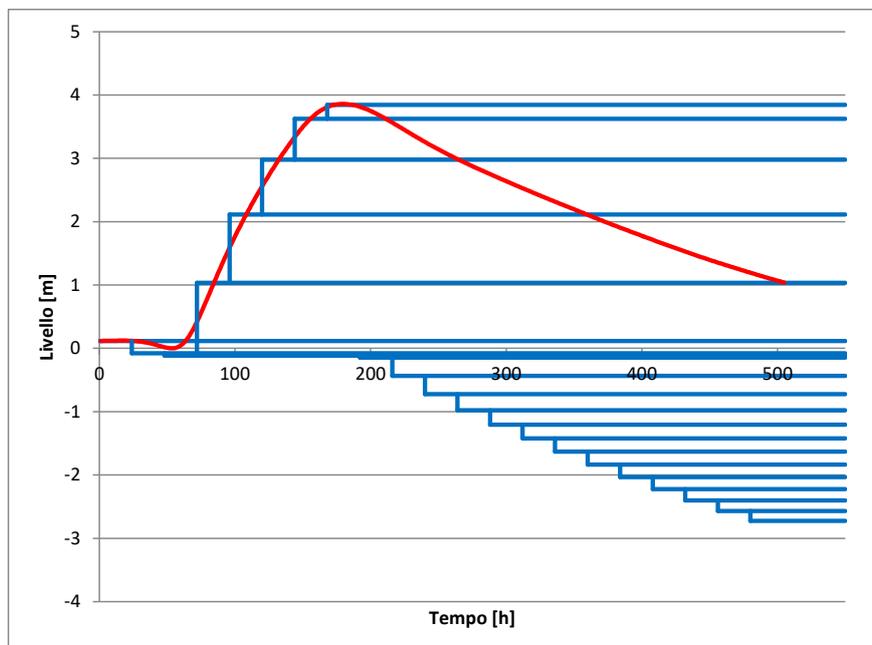


Figura 2.12-discretizzazione dell'idrogramma di piena e rappresentazione della funzione a gradini

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

La soluzione del problema della filtrazione sarà quindi ottenuta semplicemente sommando le soluzioni date dall'equazione di Marchi per le diverse onde aperiodiche rettangolari così ricostruite. L'equazione risolutiva risulterà quindi essere la seguente:

$$h(x, t) = \sum_{i=1}^N h_i \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{n}{k H_0 (t - t_{0,i})}} \right) \right] \quad (2.57)$$

dove:

h_i rappresenta il singolo incremento o decremento di livello dato dalla funzione a gradini.

n è la porosità cinematica o efficace del materiale costituente l'arginatura.

k è la conducibilità idraulica satura del materiale costituente l'arginatura.

x è la distanza della sezione dal paramento lato fiume (considerato verticale)

H_0 è lo spessore dell'acquifero in condizioni indisturbate, ossia prima che l'onda di piena cominci a far risentire il proprio effetto.

$t_{0,i}$ rappresenta l'istante temporale al quale si colloca l'inizio del gradino di livello i -esimo.

t rappresenta il tempo trascorso dall'inizio dell'onda di piena.

N rappresenta il numero di intervalli temporali in cui è stato discretizzato l'idrogramma di piena.

Dalla modalità di costruzione della funzione a gradini risulta evidente che l'accuratezza con cui essa approssima la reale onda di piena deriva dalla risoluzione con cui quest'ultima viene discretizzata e quindi dal numero di step della funzione a gradini. Più quest'ultimo risulterà elevato e più la funzione a gradini approssimerà in modo migliore il reale andamento dell'idrogramma di piena con la conseguenza di ottenere una soluzione più vicina a quella reale.

Essendo il metodo descritto basato sull'equazione di Marchi descritta al paragrafo 2.3.2 l'applicazione di quest'ultimo comporta le seguenti assunzioni:

- **Onda di filtrazione di piccola ampiezza:** la variazione di quota piezometrica rispetto al livello indisturbato dovrà risultare piccola rispetto allo spessore dell'acquifero nelle condizioni iniziali. Questo permette di poter trascurare l'influenza dei termini non lineari dell'equazione della filtrazione.
- **Validità dell'ipotesi di Dupuit.**
- **Condizione iniziale indisturbata posta con un livello piezometrico orizzontale.**
- **Limite inferiore dell'acquifero piano e orizzontale.**
- **Paramento dell'arginatura lato fiume piano e verticale.**

- **Materiale costituente l'ammasso poroso omogeneo e isotropo.**
- **Assunzione di un andamento di tipo saturo-asciutto per il terreno trascurando l'influenza del moto che avviene nella fascia insatura del terreno.**

La prima delle assunzioni riportate comporta la necessità di limitare le proporzioni tra il massimo incremento di quota piezometrica nell'arginatura rispetto allo spessore dell'acquifero indisturbato. Ne consegue che, in generale, l'applicazione del metodo semi-analitico è possibile per acquiferi molto spessi oppure qualora l'incremento di livello che si verifica a seguito dell'onda di piena rispetto al livello indisturbato sia piccolo.

La validità dell'ipotesi di Dupuit comporta il trascurare le componenti di velocità in direzione verticale. Tuttavia, è evidente che, almeno in vicinanza del paramento lato fiume, tali componenti avranno sicuramente un'incidenza non trascurabile vista la curvatura elevata dalla linea piezometrica e l'influenza delle rapide variazioni di livello idrometrico che si registrano nel fiume.

Nei casi in cui l'applicazione del metodo semi-analitico risulti possibile, quest'ultima comporta una serie di vantaggi pratici rispetto alla risoluzione numerica mediante software agli elementi finiti (FEM) i cui principi verranno esposti al capitolo 4, la quale risulta al giorno d'oggi la via più seguita per la risoluzione del problema della filtrazione nelle arginature fluviali. I vantaggi suddetti sono i seguenti:

- **Semplicità di implementazione.** Il modello è fondato su una semplice equazione (2.57), la cui risoluzione può essere facilmente implementata in ambienti di programmazione come Matlab, nei quali la funzione errore è definita numericamente.
- **Stabilità delle soluzioni vista la base teorica e la possibilità di evitare approcci numerici iterativi.** Con l'applicazione del metodo semi-analitico si ha un migliore controllo sulla soluzione essendo evitabili cicli iterativi che possono portare a problemi di instabilità numerica e di mancata convergenza tipici dei codici FEM.
- **Possibilità di controllo teorico della soluzione ottenuta mediante intervento sui parametri.** Essendo l'approccio alla base del metodo di tipo analitico è possibile analizzare in modo semplice l'influenza dei parametri anche dal punto di vista teorico. In sostanza è possibile prevedere teoricamente l'effetto sulla soluzione della modifica di un determinato parametro. La stessa cosa è spesso complicata nei modelli di risoluzione numerica agli elementi finiti, i quali rischiano di fornire soluzioni che vengono prese a "scatola chiusa" dal progettista, con scarso controllo dei risultati ottenuti.
- **Rapidità di esecuzione:** la risoluzione di simulazioni di piene aventi durata pari a qualche migliaio di ore avviene in pochissimi secondi, a fronte di svariati minuti (o addirittura ore) necessari per la simulazione mediante software FEM.
- **Possibile applicazione a serie storiche di lunga durata.** A differenza di altri modelli semplificati basati sull'equazione linearizzata della filtrazione, il modello semi-

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

analitico risulta applicabile nel caso in cui l'onda sollecitante imposta sul paramento dell'arginatura sia molto lunga e complessa. Questo permette di effettuare simulazioni del comportamento dell'arginatura in condizioni vicine a quelle del reale funzionamento della stessa in condizioni operative, potendo utilizzare idrogrammi reali come condizione al contorno lato fiume. Occorre inoltre tenere presente che l'applicazione del metodo su serie di lunga durata non pregiudica di molto la rapidità di esecuzione che rimane, per serie di durata attorno ai 50 anni a risoluzione giornaliera, dell'ordine di una mezz'ora. La medesima simulazione mediante software FEM richiederebbe tempi di esecuzione di svariate ore.

Ovviamente la presenza delle ipotesi semplificative descritte in precedenza pregiudica sicuramente in qualche misura la bontà della soluzione.

L'efficacia del metodo semi-analitico verrà testata in seguito nello sviluppo del caso studio ponendo a confronto le soluzioni derivanti dall'applicazione di quest'ultimo con quelle ottenibili dalla risoluzione di un modello numerico agli elementi finiti.

2.3.8 Conclusioni

La descrizione del moto vario di filtrazione nei rilevati arginali rappresenta un problema articolato a causa della complessità delle equazioni differenziali non lineari da cui esso si trova a dipendere.

Nel tempo si sono succeduti una serie di studi la cui impostazione è stata inizialmente basata sulla semplificazione del problema mediante ipotesi più o meno restrittive. A partire dagli anni '50 si cercarono soluzioni analitiche mediante l'imposizione dell'ipotesi di Dupuit di isopiezometriche piane e verticali e linearizzando l'equazione della filtrazione. In questo modo fu possibile sfruttare l'analogia tra l'equazione ottenuta e quella di diffusione del calore per ottenere soluzioni analitiche di semplice applicazione. In questo senso operarono Supino e Marchi i quali ottennero soluzioni analitiche basate su idrogrammi di piena semplificati triangolari, parabolici e rettangolari aperiodici. In particolare, la soluzione di Marchi permise l'individuazione di una metodologia di studio del problema della filtrazione basata sul principio di sovrapposizione degli effetti che permette di ottenere soluzioni dotate di valenza analitica relativamente ad arginature sollecitate con un'onda di piena di forma qualsiasi. Lo stesso Marchi indicò una soluzione maggiorante per l'onda di filtrazione nel caso in cui questa non potesse essere considerata di piccola entità rispetto allo spessore della falda indisturbata.

Allo scopo di comprendere quali fossero i limiti entro cui potesse essere considerata piccola l'oscillazione di falda e di analizzare il problema senza porre l'ipotesi di Dupuit e senza linearizzare l'equazione della filtrazione Carravetta eseguì un'importante analisi sperimentale su modello alla Hele-Shaw. Egli fu in grado di individuare dei limiti entro cui il modello rispondeva in modo approssimabile a quanto previsto dalla soluzione lineare. Egli distinse dunque tra oscillazioni di falda di grande e piccola ampiezza, ma individuò anche dei limiti in

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

termini di durata delle onde sollecitanti distinguendo tra oscillazioni lente e rapide, per le quali le soluzioni risultarono essere differenti. I limiti necessari per distinguere tra le diverse situazioni possibili furono quindi individuati in funzione delle caratteristiche dell'onda di oscillazione e del mezzo poroso in cui avviene il moto sulla base dei risultati della sperimentazione. Egli indicò inoltre una soluzione sperimentale per l'onda di filtrazione nel caso di oscillazioni periodiche lente e di piccola ampiezza.

Nello stesso periodo altri autori e lo stesso Marchi tentarono di rimuovere l'ipotesi di Dupuit. Marchi ottenne in questo modo una soluzione valida per falde di spessore infinito, mentre Meyer ottenne una soluzione di validità generale ma di scarsa utilità pratica vista la complessità degli sviluppi in serie da cui si trova a dipendere. Rimaneva comunque la limitazione relativa alla necessità di linearizzare l'equazione della filtrazione.

Altre sperimentazioni in laboratorio vennero eseguite dal prof. Bianco, il quale ottenne importanti risultati relativi alle onde di filtrazione con forzante aperiodica nel caso in cui esse non possano essere considerate di piccola ampiezza, per le quali indicò una soluzione maggiorante basata su quella ottenuta da Marchi nel 1957.

Nel 1999 Giugni & Fontana procedettero alla risoluzione per via numerica prima dell'equazione della filtrazione con ipotesi di Dupuit non linearizzata e successivamente dell'equazione completa della filtrazione per mezzo poroso saturo imponendo come condizione al contorno onde aperiodiche rettangolari. Dal confronto con i risultati ottenibili dai metodi descritti in precedenza essi ottennero importanti indicazioni riguardo la validità delle stesse non soltanto nei confronti dell'ipotesi di piccole oscillazioni, ma anche nei confronti dell'ipotesi di Dupuit confermando e raffinando le osservazioni di Carravetta.

Dall'analisi dell'evoluzione storica del problema della filtrazione nelle arginature fluviali permangono tuttavia una serie di ipotesi semplificative e di incertezze:

- Il mezzo poroso viene considerato omogeneo e isotropo, ma tale condizione risulta alquanto poco probabile nelle applicazioni pratiche.
- Anche ammettendo che le arginature possano essere considerate come costituite da materiali omogenei e isotropi i parametri caratterizzanti gli stessi sono spesso difficilmente stimabili o misurabili.
- Tutti i metodi considerati finora considerano solamente il moto nella parte di ammasso poroso saturo. Tuttavia, specialmente per alcuni tipi di materiali il moto che avviene nella zona insatura risulta tutt'altro che trascurabile e può influire pesantemente sulla posizione della superficie piezometrica.

In tempi recenti, grazie al grande sviluppo che hanno avuto i calcolatori, per i quali la potenza di calcolo è cresciuta esponenzialmente, è stato possibile porre rimedio a parte delle incertezze descritte in precedenza. È oggi possibile implementare modelli di calcolo agli elementi agli elementi finiti (FEM) in grado di risolvere le complicate equazioni differenziali

2. Moto di filtrazione nei mezzi porosi saturi

della filtrazione tenendo conto sia delle eterogeneità e anisotropie dei materiali, così come del moto che caratterizza la fascia insatura del mezzo poroso.

In seguito, si introducono le basi della meccanica dei fluidi nei mezzi porosi insaturi, con particolare attenzione ai parametri necessari per la modellazione FEM dei problemi di filtrazione con integrazione delle informazioni relative alla fascia insatura del materiale.

3 Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

Volendo tenere conto della parziale saturazione che si verifica in determinate zone dell'ammasso poroso, e di conseguenza del moto di filtrazione che le riguarda, l'equazione di Darcy può essere riscritta come:

$$v = -K(\psi) \text{ grad}(h) \quad (3.1)$$

La (3.1), la cui forma è dovuta a Fredlund e Rahardjo (1993) differisce dall'equazione di Darcy solamente per il fatto che il coefficiente di permeabilità K risulta dipendere da ψ che è detta **suzione** e risulta essere definita come la differenza tra la pressione atmosferica (p_a) e la pressione dell'acqua nel mezzo poroso (p_w). Il carico piezometrico h assume invece il medesimo significato di quello descritto per la zona satura dell'ammasso poroso.

$$\psi = p_a - p_w \quad (3.2)$$

Occorre considerare che il mezzo poroso insaturo può essere visto come un mezzo trifasico formato da aria, acqua e materiale solido. La presenza di aria insieme all'acqua nei pori della matrice solida fa sì che, a causa della tensione superficiale dell'acqua, la superficie libera di quest'ultima assuma una curvatura che risulta essere tanto maggiore quanto più piccola è la dimensione dei pori. Tale curvatura provoca una tensione negativa sulla superficie solida che può essere definita come suzione e risulta essere proporzionale alla curvatura stessa e pertanto inversamente proporzionale alla dimensione dei pori. I materiali che presentano pori di dimensioni molto ridotte, come quelli a grana fine (limi, argille) potranno quindi sviluppare elevati valori di suzione per bassi contenuti idrici.

La suzione per alcuni materiali (alcune argille) è incrementata da un contributo osmotico dovuto alla differenza di concentrazione di ioni tra acqua e materiale poroso tuttavia, in genere questo contributo può essere trascurato nei problemi relativi alle verifiche idrauliche di dighe e argini.

La suzione è legata al contenuto di aria presente nei pori della matrice solida e quindi al contenuto d'acqua volumetrico che viene definito come segue:

$$\vartheta_w = \frac{V_w}{V_{tot}} \quad (3.3)$$

Dalla (3.3) risulta che il **contenuto d'acqua** potrà variare tra 0 e n dove n rappresenta la porosità della matrice solida. La condizione di saturazione si avrà quando $\vartheta_w = n$.

Definendo infine il grado di saturazione come segue:

$$S_w = \frac{\vartheta_w}{n} \quad (3.4)$$

la condizione di saturazione sarà espressa da $S_w = 1$.

In sintesi, il movimento dell'acqua nella zona insatura del mezzo poroso continua ad essere governato dalle differenze di carico piezometrico presenti, tuttavia, il coefficiente di permeabilità subirà nel tempo delle variazioni a causa dei cambiamenti di contenuto d'acqua dovuti al bagnamento o all'asciugatura del mezzo poroso.

La caratterizzazione del fenomeno sarà quindi possibile solamente una volta nota la funzione $K(\vartheta_w)$ detta **funzione di conducibilità idraulica (o di permeabilità)** la quale risulta direttamente dipendente dalla funzione $\vartheta_w(\psi)$ detta **curva caratteristica del contenuto d'acqua o curva di ritenzione**. Sfruttando la dipendenza del contenuto idrico volumetrico dalla suzione, la funzione di conducibilità idraulica può essere scritta come direttamente dipendente da quest'ultima assumendo la forma $K(\psi)$.

La valutazione del moto di filtrazione nel mezzo poroso insaturo non può pertanto prescindere dalla conoscenza delle funzioni $\vartheta_w(\psi)$ e $K(\psi)$ le quali risultano essere funzioni non lineari il cui valore può essere ottenuto per indagine diretta dei suoli mediante prove di laboratorio, oppure attraverso la stima teorica a partire dal valore di altri parametri caratterizzanti il terreno mediante relazioni empiriche.

3.1 Equazione completa della filtrazione

L'equazione fondamentale per la risoluzione del problema del moto di filtrazione nel mezzo poroso insaturo può essere ottenuta in modo analogo a quanto fatto nel caso di mezzo saturo. Si considera quindi l'equazione (3.1) in aggiunta all'equazione di conservazione della massa (equazione di continuità) ottenendo la seguente equazione differenziale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho K_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho K_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\rho K_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta(\psi) \rho}{\partial t} \quad (3.5)$$

Nella (3.5) si è considerato un materiale eterogeneo e anisotropo e si sono trascurate eventuali sorgenti o prelievi interni al volume di materiale poroso considerato.

È importante notare che in questo caso il valore del contenuto idrico volumetrico θ risulterà in generale variabile nel tempo e, nel caso generale di liquido comprimibile, anche la densità ρ sarà variabile nel tempo. Ne consegue che:

$$\frac{\partial \theta \rho}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} \theta \quad (3.6)$$

Ricordando che $\theta = n S_w$ il secondo membro della (3.6) può essere riscritto come:

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

$$\frac{\partial \theta \rho}{\partial t} = \frac{\partial n S_w}{\partial t} \rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} \theta \quad (3.7)$$

La (3.7) ha quindi il vantaggio di fare comparire la porosità n all'interno della prima derivata e di poter quindi scrivere:

$$\frac{\partial \theta \rho}{\partial t} = \frac{\partial n}{\partial t} \rho S_w + \frac{\partial S_w}{\partial t} n \rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} \theta \quad (3.8)$$

Ricordando che:

$$h = h(x, y, z, t)$$

e che la porosità n , il grado di saturazione S_w e la densità dell'acqua ρ risultano in generale dipendenti da h si può scrivere la (3.8) come:

$$\frac{\partial \theta \rho}{\partial t} = \frac{\partial n}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} \rho \frac{\theta}{n} + \frac{\partial S_w}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} n \rho + \frac{\partial \rho}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} \theta$$

e quindi ottenere:

$$\frac{\partial \theta \rho}{\partial t} = \left(\frac{\partial n}{\partial h} \rho \frac{\theta}{n} + \frac{\partial S_w}{\partial h} n \rho + \frac{\partial \rho}{\partial h} \theta \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.9)$$

Introducendo quindi la comprimibilità del terreno α , quella del liquido β e ricordando che il carico piezometrico totale può essere espresso come $h = z + \frac{\psi}{\gamma}$ si ottiene:

$$\frac{\partial \theta \rho}{\partial t} = \gamma \left(\alpha \frac{\theta}{n} + n \frac{dS_w}{d\psi} + \beta \theta \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.10)$$

L'equazione generale della filtrazione (3.5) può quindi essere riscritta come:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ = \gamma \left(\alpha \frac{\theta}{n} + n \frac{dS_w}{d\psi} + \beta \theta \right) \frac{\partial h}{\partial t} \end{aligned} \quad (3.11)$$

La (3.11) rappresenta l'equazione più generale del problema della filtrazione

Si noti inoltre che, ponendo $\theta = n$, ossia condizioni di saturazione del materiale, si ottiene la (3.12), la quale risulta analoga alla (2.8).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \gamma (\alpha + \beta n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.12)$$

Nel caso in cui si considerino il liquido e la matrice solida come incomprimibili l'equazione completa della filtrazione assume la forma seguente.

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \gamma \frac{d\theta}{d\psi} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.13)$$

Dove si può notare che $\frac{d\theta}{d\psi}$ rappresenta la pendenza della curva caratteristica del materiale sul piano (ψ, θ) , essa è anche chiamata “water capacity curve” in alcuni codici di calcolo agli elementi finiti come quello che sarà utilizzato nel prosieguo del lavoro di tesi.

L’equazione differenziale ottenuta risulta essere non lineare, inoltre, anche i parametri K_i e θ risultano essere fortemente non lineari in funzione del carico h . Ne consegue che l’equazione suddetta non risulta risolvibile analiticamente e l’unico approccio plausibile alla sua risoluzione risulta essere quello numerico. Occorre infatti tenere presente che durante il moto vario di filtrazione la posizione della linea di filtrazione varia nel tempo. Tale variazione induce cambiamenti sul contenuto d’acqua del terreno con conseguente modifica del valore di conducibilità idraulica. Ne consegue che la posizione della superficie freatica risulterà influenzata dalle curve di permeabilità e di ritenzione del materiale poroso.

Si è visto in precedenza che, allo scopo di caratterizzare il moto vario di filtrazione in un mezzo poroso insaturo è necessario conoscere la curva caratteristica del contenuto idrico e la funzione di conducibilità idraulica. Questa necessità rappresenta uno dei problemi principali della modellazione numerica del moto di filtrazione, in quanto tali curve non sono semplicemente misurabili e non risulta nemmeno semplice la loro estrapolazione mediante relazioni analitiche.

Occorre quindi trovare delle relazioni che colleghino tra loro i valori delle seguenti grandezze:

- **Suzione**
- **Contenuto d’acqua volumetrico**
- **Conducibilità idraulica**

Viste le difficoltà e le incertezze che si hanno nella determinazione sperimentale dei valori delle funzioni descritte, spesso sono utilizzate delle stime piuttosto che misurazioni puntuali delle stesse.

Le tecniche applicabili per la determinazione delle due curve descritte in precedenza e del valore di conducibilità idraulica in condizioni sature sono riassunte in Tabella 3.1 (Sleep, 2011).

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

Property	Methods for obtaining:
Saturated hydraulic conductivity	<ul style="list-style-type: none"> - Estimate based on visual description - Estimate based on grain size or grain size distribution - Measure in the laboratory - Measure in the field
Soil-water characteristic curve (variation of degree of saturation with soil suction)	<ul style="list-style-type: none"> - Estimate based on visual description (SEEP/W) - Estimate based on grain size or grain size distribution (SEEP/W) - Estimate based on similar soils - Measure in the lab
Hydraulic conductivity function (variation of conductivity with soil suction)	<ul style="list-style-type: none"> - Estimate based on the soil-water characteristic curve and the saturated hydraulic conductivity (SEEP/W) - Measure in the laboratory

Tabella 3.1-Tecniche per la stima o la misurazione delle curve caratterizzanti il comportamento del materiale insaturo (Sleep, 2011)

In generale quindi le caratteristiche del materiale possono essere stimate in funzione della granulometria, in funzione di quelle note di materiali aventi caratteristiche simili oppure misurate in laboratorio.

3.2 Determinazione della curva di ritenzione

Prima di indicare alcune possibili procedure di determinazione della curva di ritenzione, occorre soffermarsi su di una importante caratteristica di quest'ultima. La curva di ritenzione risulta infatti essere isteretica, ossia immaginando di procedere alla bagnatura del materiale poroso e andando a misurare il valore di contenuto idrico in funzione di diversi valori di suzione si troverà una certa curva di ritenzione. Immaginando in seguito di misurare il contenuto idrico in corrispondenza degli stessi valori di suzione, ma procedendo all'asciugatura del materiale poroso, i valori di contenuto idrico trovati non corrisponderanno con quelli ottenuti in precedenza. Questo fatto comporta un'ulteriore difficoltà nella misura o nella stima della curva di ritenzione, inoltre, in fase di applicazione della stessa durante il moto vario di filtrazione nell'arginatura, sarebbe a rigore necessario sapere se il materiale si sta bagnando oppure si sta asciugando per applicare il ramo della curva corretto.

Un'ulteriore complicazione deriva dal fatto che tale istereticità comporta che, immaginando di compiere infiniti cicli di asciugatura e bagnatura del materiale, si otterranno sempre curve differenti, le quali però risultano limitate sul piano (ψ, θ_w) da due curve: quella di prima bagnatura e asciugatura.

Da quanto detto risulta evidente che la conoscenza precisa della curva di ritenzione in ogni istante all'interno di un'arginatura, specialmente se si considerano lunghi periodi di tempo per la variazione di livello idrico nel fiume, come nel caso in cui si voglia valutare l'effetto di serie storiche pluriennali diventa fondamentalmente impossibile. Sarà quindi necessario fare

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone saturate e insature

apposite assunzioni ritenute cautelative al fine di determinare delle condizioni limite per superficie freatica.

Volendo trarre delle conclusioni generali riguardo alla quantificazione dell'isteresi delle curve di ritenzione è possibile assumere che, a parità di contenuto idrico volumetrico, la differenza di suzione tra la fase di asciugatura e quella di bagnatura è in genere limitata a un ordine di grandezza (Sleep, 2011).

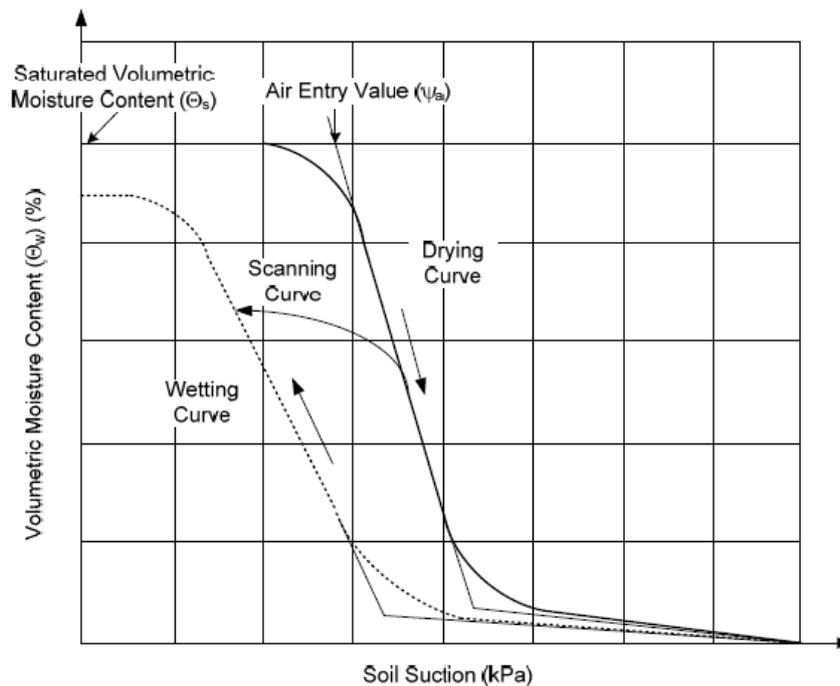


Figura 3.1-esempio di curva di ritenzione idealizzata con evidenziazione del ciclo di isteresi (Sleep, 2011)

La curva di ritenzione risulta influenzata da:

- **Tipo di terreno:** influenza la forma della curva, in particolare terreni argillosi o comunque a grana fine sono caratterizzati da curve di ritenzione allungate, mentre quelli a grana grossa da curve aventi pendenze piuttosto elevate di decrescita a partire dall'entrata dell'aria nell'ammasso.
- **Storia tensionale del terreno.**
- **Cambiamenti di volume.**
- **Rimaneggiamento dei campioni estratti.**

Viste le ultime tre dipendenze evidenziate occorre tenere presente che l'individuazione della curva di ritenzione per punti mediante misure di laboratorio risulta inevitabilmente affetta da incertezze elevate legate alla manipolazione dei campioni durante la fase di estrazione e preparazione dei provini.

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

3.2.1 Misurazione in laboratorio

I metodi di misura della curva caratteristica sono molteplici, tuttavia questo tipo di analisi sono ancora poco diffuse nella maggior parte dei laboratori geotecnici. Inoltre, le misurazioni sono lunghe e costose e la dipendenza delle stesse dalla storia tensionale del provino sembra inficiare inevitabilmente la loro affidabilità. Particolarmente problematica risulta la misurazione del contenuto idrico per elevati valori di suzione.

Una volta eseguite le misure e ricavati i valori di contenuto idrico volumetrico per prefissati valori di suzione si avranno a disposizione dei punti sul piano (ψ, θ_w) . Per l'applicazione di modelli di filtrazione è però necessario che le curve di ritenzione siano continue, pertanto è consigliabile interpolare tali punti con una curva.

Molti studi si sono susseguiti nel tempo allo scopo di individuare la forma migliore della curva interpolante e i parametri che più spesso sono stati utilizzati per la taratura di tali curve sono i seguenti:

- **Contenuto idrico volumetrico in condizioni di saturazione ϑ_s**
- **Valore di suzione per cui si osserva l'entrata di aria nell'ammasso ψ_a**
- **Contenuto idrico volumetrico residuo ϑ_r**

Importanti contributi furono dati da Gardner (1958), Brooks & Corey (1964), Brutsaert (1967), Laliberte (1969), Farrel & Larson (1972), Van Genuchten (1980), McKee & Bumb (1987) e Fredlung & Xing (1994) i quali ricavarono diverse forme interpolanti per i valori di contenuto idrico misurati.

Essendo il comportamento reale del terreno estremamente complicato risulta difficile affermare se qualcuna delle diverse forme interpolanti proposte nel tempo sia effettivamente migliore delle altre (Sleep, 2011). Se si considera inoltre che spesso risulta difficile effettuare analisi di laboratorio visto il costo delle stesse e la scarsa disponibilità di laboratori geotecnici attrezzati, la scelta delle curve interpolanti fra quelle proposte passa in secondo piano.

3.2.2 Metodi empirici

Questi ultimi sono a tutti gli effetti i metodi più utilizzati per l'individuazione dei parametri necessari alla modellazione della filtrazione nelle arginature. Infatti, occorre considerare che in questa situazione, vista l'estensione spesso ragguardevole degli argini, risulterebbe estremamente complicato e costoso eseguire prove di laboratorio in quantità sufficiente per la caratterizzazione del materiale.

Un primo modo di operare è quello di correlare i valori di contenuto idrico per diversi valori di suzione ad alcune proprietà del terreno. In questi termini operano una serie di metodi che correlano il contenuto idrico per determinati valori di suzione con caratteristiche del terreno quali le percentuali di sabbia, limo e argilla, la densità e il contenuto di materia organica. Alcuni esempi di applicazione di questo tipo di approccio sono i metodi proposti da Gupta & Larson (1979) e da Rawls et al. (1982).

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

La principale difficoltà nell'applicazione di questi metodi deriva dalla mancata conoscenza della percentuale di materia organica dei terreni, la quale difficilmente viene determinata nelle indagini geognostiche tipiche dell'ingegneria geotecnica e idraulica. Inoltre, spesso le classificazioni dei terreni eseguite nei laboratori geotecnici sono basate su principi differenti rispetto a quelle utilizzate nelle scienze dei suoli e dell'agricoltura, a cui fanno spesso riferimento le tipologie di metodi citati.

Un secondo approccio alla stima della curva caratteristica dei suoli è basato invece sul correlare i coefficienti di apposite curve interpolanti con determinate caratteristiche dei suoli. Questo approccio si distingue quindi dal precedente perché permette di stimare la curva caratteristica nel suo intero, grazie a una serie di coefficienti di interpolazione. In questi termini operarono ad esempio Saxton (1986), Zapata et al. (2000), Vanapalli & Catana (2005), Perera et al. (2005) e Chin (2010).

È stato inoltre proposto un metodo da Wosten, Lilly, Nemes e Le Bas basato su un database europeo di caratteristiche dei suoli chiamato HYPRES (Hydraulic Properties of European Soils) che attraverso la classificazione FAO (Food and Agriculture Organization) dei terreni permette di ricavare delle funzioni dipendenti dalle percentuali di argilla, limo, materia organica e dalla densità del materiale, le quali esprimono i valori dei parametri delle equazioni di Mualem-Van Genuchten e della conducibilità satura dei terreni europei. L'applicazione di tale metodo è stata tentata per il caso studio in esame che verrà descritto nel prosieguo dell'elaborato. Ci si è però dovuti arrendere di fronte alla difficoltà di reperire dati accurati riguardo al contenuto di materia organica dei terreni costituenti le arginature fluviali, necessari per l'applicazione del metodo.

I metodi descritti si basano quindi sulla stima di parametri come ad esempio quelli delle curve di Van Genuchten (1980) o di Fredlung & Xing (1994) sulla base di determinate caratteristiche dei suoli che possono essere dei passanti a un determinato setaccio, i limiti liquido e plastico o altre proprietà dei terreni.

Il vantaggio di questi metodi è quello di ottenere una curva caratteristica regolare essendo basata su forme interpolanti ben definite.

Esistono inoltre dei modelli fisicamente basati i quali tentano di stimare la curva di ritenzione in modo teorico a partire da determinate caratteristiche dei terreni quali la curva granulometrica. Alcuni esempi di metodi fisicamente basati sono quello di Arya & Paris (1981), Fredlung (1997) e Tomasella & Hodnett (1998).

Esistono infine metodi basati sui database. Questi metodi spesso si basano su database come UNSODA il quale risulta essere un database contenente misure di curve di ritenzione per diversi terreni costruito dal United States Department of Agriculture (USDA). Questo database contiene, oltre ai dati delle curve di ritenzione misurate di più di 790 campioni di terreni americani, anche altre caratteristiche dei terreni, quali le curve granulometriche, la densità e il contenuto di materia organica. Questi dati secondari permettono di ricercare correlazioni

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

tra terreni di cui si vuole ricavare la curva di ritenzione e i suoli contenuti nel database. Alcuni esempi sono i metodi proposti da Pachepsky (1996), Schaap & Leij (1998), Nemes et al. (2001), Schaap et al. (2001).

Il problema principale dei metodi basati sui database è quello di trovare una o più caratteristiche del terreno che siano effettivamente rappresentative delle caratteristiche idrauliche di quest'ultimo. Spesso tali caratteristiche sono rappresentate dal trattenuto relativo a determinate classi granulometriche e dal contenuto di materia organica, tuttavia, come è stato detto in precedenza, questi parametri spesso non sono utilizzati dai laboratori geotecnici per caratterizzare il terreno.

Allo scopo di correlare le curve di ritenzione dei suoli tra di loro in funzione della permeabilità satura degli stessi, Sleep (2011) propose il metodo che viene descritto in seguito e che sarà utilizzato per la stima della curva di ritenzione del terreno costituente l'arginatura nel caso studio trattato nel presente lavoro di tesi.

3.2.3 Stima della curva di ritenzione in funzione della permeabilità satura (Sleep,2011)

Matthew David Sleep nel 2011 propose un metodo innovativo per la stima della curva di ritenzione dei terreni basato sull'utilizzo di dati estratti dal database UNSODA e correlabili ai terreni di cui si vuole ricostruire la curva di ritenzione attraverso il coefficiente di permeabilità in condizioni sature (k_s). Quest'ultimo infatti è misurato piuttosto frequentemente nei laboratori geotecnici e può inoltre essere stimato efficacemente grazie alla moltitudine di valori misurati e raccolti per diverse tipologie di terreno.

Come detto in precedenza UNSODA è un database che raccoglie al proprio interno i dati relativi alle curve caratteristiche di 790 terreni. La particolarità di questo database è quella di contenere anche informazioni relative alla permeabilità satura dei terreni e proprio questa caratteristica è stata sfruttata da Sleep per lo sviluppo del suo metodo.

Sleep notò che il coefficiente di permeabilità in condizioni sature riveste particolare influenza sui risultati ottenibili per il moto vario di filtrazione nelle arginature. Decise pertanto di utilizzare quest'ultimo valore come parametro da porre alla base per la stima della curva caratteristica del terreno. Egli propose quindi di classificare i terreni del database UNSODA in base a k_s seguendo l'approccio proposto da Terzaghi et al. (1996). I terreni furono quindi suddivisi in cinque gruppi i cui estremi dei valori di permeabilità sono riportati nella Tabella 3.2.

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

Soil Category	Saturated Hydraulic Conductivity (cm/sec)
Coarse Sand	$> 10^{-1}$
Fine Sand	10^{-1} to 10^{-3}
Silty Sand	10^{-3} to 10^{-5}
Silt	10^{-5} to 10^{-7}
Clay	$< 10^{-7}$

Tabella 3.2-classificazione dei suoli del database UNSODA (Sleep, 2011)

Una volta suddivisi i materiali del database UNSODA nei cinque gruppi indicati egli procedette a ricavare i valori delle curve di ritenzione misurate in fase di asciugatura per i diversi terreni componenti i gruppi. I valori di contenuto volumetrico d'acqua furono convertiti in gradi di saturazione, in questo modo anche l'informazione relativa alla porosità del terreno venne mantenuta.

A questo punto, i valori di grado di saturazione in funzione della suzione furono riportati in un diagramma semi-logaritmico e vennero calcolate le rette interpolanti i dati secondo il metodo dei minimi quadrati.

Una volta ottenute le rette interpolanti per la fase di asciugatura, quelle in fase di bagnatura vennero ricostruite a partire da queste ultime facendo riferimento a quanto ritrovato da Yang (2004), ossia che l'isteresi tra le curve di asciugatura e bagnatura è variabile, ma è approssimativamente pari a un ordine di grandezza.

Ottenute le due curve di ritenzione medie per ogni gruppo di terreni relative alla fase di bagnatura e asciugatura egli calcolò un limite superiore e uno inferiore per le stesse sulla base di un intervallo di confidenza del 90 %, corrispondente a 1,28 volte la deviazione standard dei dati utilizzati.

Per ogni categoria di terreni considerata egli ottenne un grafico come quello riportato in Figura 3.2. Tale grafico può essere utilizzato per la stima della curva di ritenzione dei terreni in esame.

Nota la conducibilità idraulica del terreno in esame è possibile individuare il gruppo di terreni a cui esso appartiene. Al suddetto gruppo farà riferimento un grafico come quello riportato in Figura 3.2 da cui è possibile ricavare i valori della curva (ψ, S_w). Noto il valore della porosità del terreno di cui si vuole stimare la curva caratteristica è quindi possibile ricavare il contenuto d'acqua volumetrico.

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

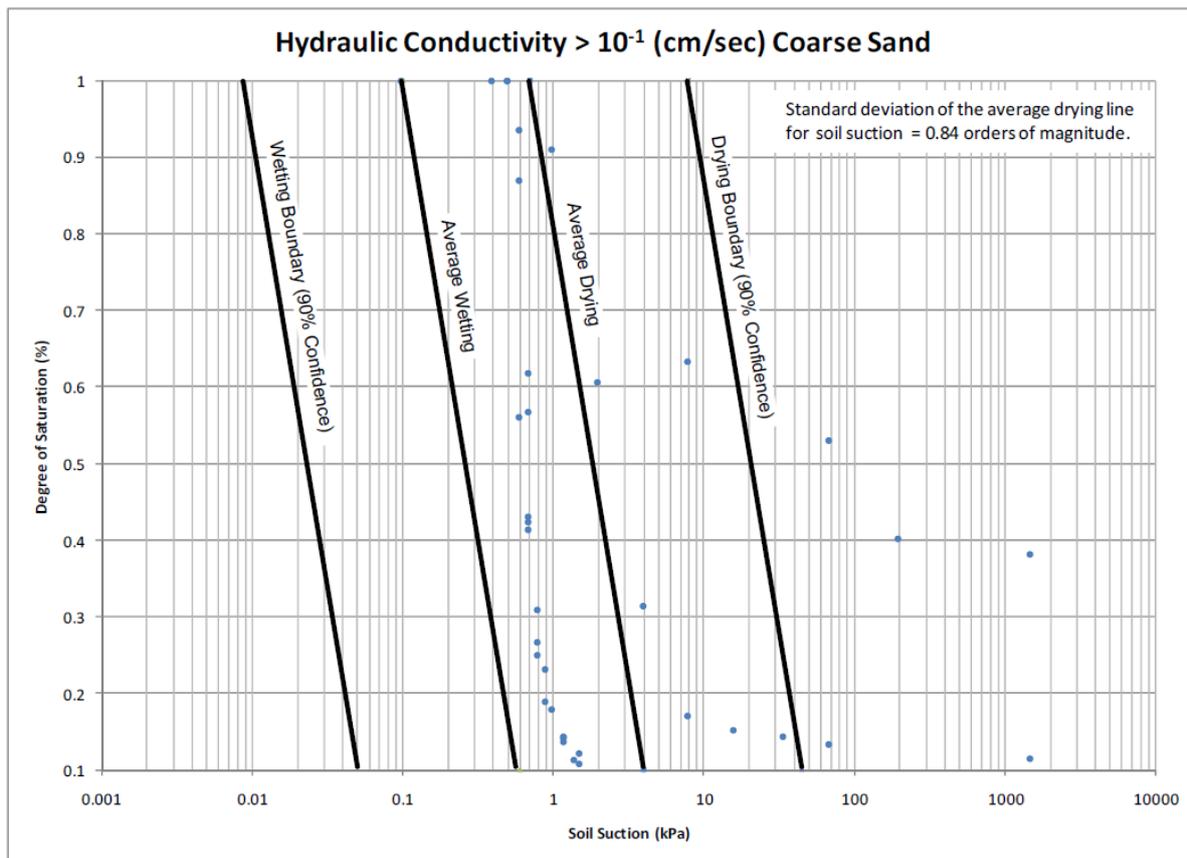


Figura 3.2-Esempio di abaco per la ricostruzione delle curve caratteristiche (Sleep, 2011)

3.3 Determinazione della funzione di permeabilità

La funzione di permeabilità rappresenta la relazione esistente tra i valori di contenuto idrico o di suzione del terreno e quelli di permeabilità. In generale, si osserva che la permeabilità del materiale decresce al diminuire del contenuto idrico volumetrico e questo può essere facilmente compreso dal fatto che, sottraendo acqua al materiale poroso, quella residua finirà per essere disposta nei pori più piccoli e meno trasmissivi dello stesso con conseguente decrescita della propria capacità di muoversi a parità di gradiente di carico piezometrico.

La forma della curva di permeabilità ha importanti effetti sul moto di filtrazione in quanto si possono verificare situazioni in cui materiali dotati di grande permeabilità nel mezzo poroso saturo come le sabbie possano trovarsi ad avere bassissima permeabilità nel mezzo poroso insaturo. Questo è dovuto alla brusca decrescita che si osserva per il contenuto idrico nei materiali a grana grossa non appena inizia a entrare aria nell'ammasso poroso.

Anche nel caso della curva di permeabilità si osserva un comportamento isteretico e questo è comprensibile vista la stretta correlazione che esiste tra la suddetta curva e quella di ritenzione.

In precedenza, è stata descritta l'importanza di conoscere la curva di permeabilità nel caso in cui si voglia eseguire una simulazione del moto di filtrazione in una situazione in cui il materiale

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

possa trovarsi in condizioni insature. In seguito, si riportano alcune considerazioni relative alla misura e alla stima della curva suddetta, inoltre, viene descritta nel dettaglio la procedura di Van Genuchten (1980) per la stima della conducibilità idraulica a partire dalla curva di ritenzione del materiale.

3.3.1 Misurazione in laboratorio

Esistono diverse metodologie comprovate di misurazione dei valori di permeabilità in laboratorio per diversi valori di suzione. Tali procedure risultano però tuttora poco diffuse nella maggior parte dei laboratori geotecnici e sono inevitabilmente affette da incertezze piuttosto elevate. Sono inoltre caratterizzate da misurazioni lunghe e costose che spesso diventano inammissibili qualora il materiale da caratterizzare debba prevedere la realizzazione di numerosi provini. Ne consegue che le misurazioni in laboratorio della permeabilità in condizioni insature risultano ad oggi poco utilizzate per scopi ingegneristici.

Nel caso in cui i valori di conducibilità idraulica siano stati misurati in laboratorio in corrispondenza di ben precisati valori di suzione sarà necessario procedere all'interpolazione per ottenere una curva continua utilizzabile nei modelli di filtrazione. Anche in questo caso le forme interpolanti proposte sono diverse, ad esempio è possibile citare quelle di: Averjanov (1950), Davidson (1969), Campbell (1973), Gardner (1958), Richards (1931). I parametri di taratura su cui si basano le curve sono sempre ottenuti in funzione delle grandezze elencate al paragrafo 3.2.

3.3.2 Metodi empirici

Un metodo comunemente utilizzato e per il quale esistono diverse procedure comprovate, per stimare la funzione di permeabilità è quello di misurare o stimare la permeabilità del materiale saturo, successivamente misurare o stimare la curva di ritenzione e in seguito da quest'ultima ottenere la funzione di permeabilità. In questo modo operano le procedure proposte da Van Genuchten (1980) e Fredlung & Xing (1994) le quali risultano ad oggi le più utilizzate per la caratterizzazione idraulica dei materiali per scopi ingegneristici. Spesso queste procedure sono direttamente implementate nei software commerciali di calcolo secondo la procedura FEA (Finite Element Analysis).

È importante precisare che la funzione di permeabilità deve risultare compatibile con la curva di ritenzione in quanto il valore di suzione a cui corrisponde l'entrata di aria all'interno dell'ammasso poroso deve corrispondere con l'inizio del ramo decrescente della permeabilità. L'utilizzo dei metodi empirici citati garantisce tale caratteristica delle curve.

3.3.2.1 La procedura di Van Genuchten (1980)

Van Genuchten nel 1980 sviluppò una metodologia per la stima della curva di permeabilità dei terreni in condizioni insature che risulta ancora oggi una delle più utilizzate ed affidabili. Tale procedura è spesso implementata nei codici di calcolo agli elementi finiti per la risoluzione dell'equazione della filtrazione e sarà utilizzata anche nel caso studio del presente lavoro di tesi.

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

Il metodo prevede di ricavare un'equazione analitica per la curva di permeabilità a partire da una curva di ritenzione descritta da una funzione continua, con derivata prima continua basata sul modello di Mualem (1976).

Mualem nel 1976 derivò la seguente equazione per la curva di permeabilità:

$$K_r(h) = \theta^{\frac{1}{2}} \left[\frac{\int_0^\theta \frac{1}{h(x)} dx}{\int_0^1 \frac{1}{h(x)} dx} \right]^2 \quad (3.14)$$

dove:

$$K_r = \frac{K(h)}{K_s} \quad (3.15)$$

K_r è detta conducibilità relativa,

$$\theta = \frac{\vartheta - \vartheta_r}{\vartheta_s - \vartheta_r} \quad (3.16)$$

θ è detto contenuto d'acqua adimensionale e risulta dipendente dai valori di ϑ_r e ϑ_s che risultano essere rispettivamente il contenuto d'acqua residuo e quello saturo.

h rappresenta il carico di suzione, quindi negativo, inteso però in valore assoluto.

L'equazione (3.14) risulta quindi essere un'equazione integrale che in linea generale, per una curva caratteristica $\vartheta(h)$ qualsiasi risulta risolvibile solamente per via numerica.

Van Genuchten, propose di ricavare una funzione $K_r(h)$ descrivibile con un'equazione analitica inserendo nell'equazione (3.14) la seguente equazione per il contenuto d'acqua adimensionale.

$$\theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (3.17)$$

Sostituendo la (3.16) nella (3.17) e ricavando il contenuto idrico volumetrico si ottiene:

$$\vartheta = \vartheta_r + \frac{\vartheta_s - \vartheta_r}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \quad (3.18)$$

dove:

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (3.19)$$

La classe di funzioni descritta dalla (3.18) risulta compatibile fisicamente con la forma delle curve di ritenzione sperimentali in quanto è caratterizzata da una forma a S e da dei valori di $\frac{d\vartheta}{dh}$ che tendono a zero per valori di contenuto idrico tendenti ai contenuti idrici saturo e residuo.

Dalla risoluzione analitica della (3.14) in abbinamento alla (3.17) si ottiene:

$$K_r(\theta) = \theta^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(1 - \theta^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (3.20)$$

Quest'ultima equazione rappresenta una soluzione in forma chiusa per l'integrale di Mualem.

Le curve di ritenzione e di permeabilità del terreno sono quindi univocamente definite qualora siano noti i valori di ϑ_s , ϑ_r , n e α .

Il valore di ϑ_s (contenuto idrico volumetrico in condizioni sature) può essere individuato da indagini geotecniche su campioni di terreno e può essere considerato coincidente con la porosità del terreno.

ϑ_r andrebbe a rigore determinato misurando quel contenuto idrico che risulta impossibile ridurre ulteriormente per ulteriori incrementi della suzione. Tale valore risulta difficilmente misurabile in laboratorio per materiali a grana fine in quanto i metodi di misura del contenuto idrico volumetrico non permettono di arrivare a valori di suzione sufficientemente elevati. Nel suo lavoro Van Genuchten assume che ϑ_r possa corrispondere al contenuto idrico misurato per elevati valori di suzione suggerendo il valore di -15000 cm.

Restano da determinare i parametri α e n per i quali Van Genuchten propose la seguente procedura basata sulla conoscenza di una curva di ritenzione misurata o stimata.

La stima di n può essere effettuata determinando il valore di m dalla seguente equazione:

$$S_p = 1,151 \frac{m}{1-m} \left(1 - 2^{-\frac{1}{m}} \right) \quad (3.21)$$

dove:

$$S_p = \frac{1}{\vartheta_s - \vartheta_r} \left| \frac{d\vartheta}{d(\log h)} \right|_{\vartheta=\vartheta_p} \quad (3.22)$$

$$\vartheta_p = \frac{\vartheta_s + \vartheta_r}{2} \quad (3.23)$$

$\frac{d\vartheta}{d(\log h)}$ rappresenta la pendenza su piano semi-logaritmico della curva caratteristica misurata.

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

m può quindi essere determinato dalla (3.21) mediante un risolutore numerico. In seguito, è possibile invertire la (3.19) per ricavare il valore di n . Ne consegue che il parametro n risulterà caratterizzato dalla pendenza su piano logaritmico della curva caratteristica e dai valori di contenuto idrico saturo e residuo.

È infine possibile ricavare il valore di α invertendo la seguente equazione:

$$h_p = \frac{1}{\alpha} \left(2^{\frac{1}{m}} - 1 \right)^{1-m} \quad (3.24)$$

dove h_p rappresenta la suzione in corrispondenza del valore ϑ_p del contenuto idrico per la curva caratteristica misurata.

In conclusione, il valore del parametro n determina la pendenza della curva di ritenzione di Van Genuchten sul piano semilogaritmico mentre il parametro α determina il valore di suzione per cui avviene l'entrata di aria all'interno dell'ammasso poroso che in precedenza si trovava in condizioni di saturazione.

3.4 Schema di sintesi per la modellazione del problema della filtrazione in ambito arginale.

Si riporta in seguito uno schema di sintesi in cui si riassumono le principali metodologie di risoluzione del problema della filtrazione utilizzate fino a oggi e descritte nel presente lavoro.

3. Moto di filtrazione nei mezzi porosi caratterizzati da zone sature e insature

SCHEMA DI SINTESI PER LA MODELLAZIONE MATEMATICA DEL PROBLEMA DELLA FILTRAZIONE IN AMBITO ARGINALE

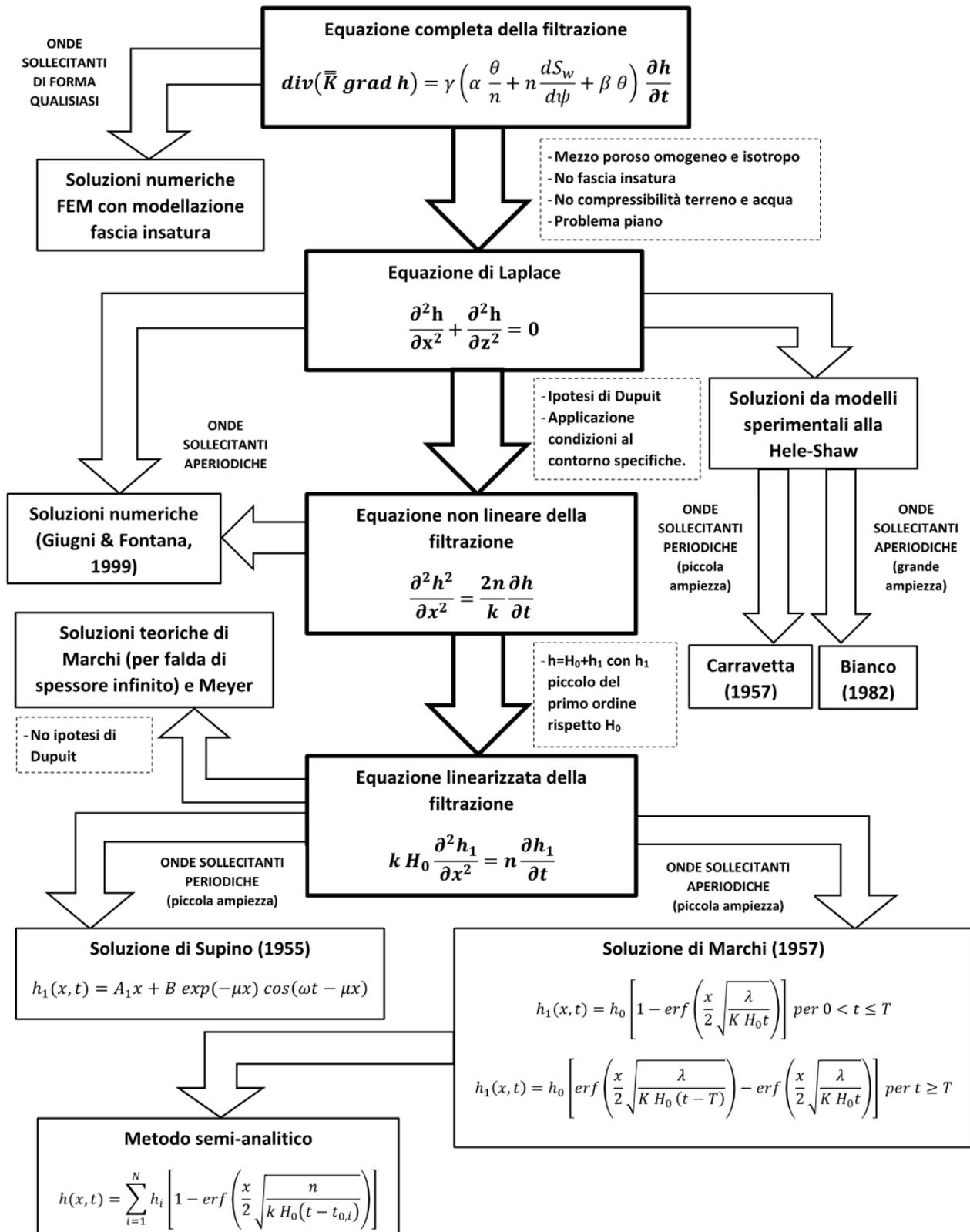


Figura 3.3-Schema di sintesi per la modellazione matematica del problema della filtrazione in ambito arginale

4 Il metodo degli elementi finiti per il problema della filtrazione

4.1 Principi generali

Il metodo degli elementi finiti, spesso indicato con la sigla FEM (Finite Element Method) o FEA (Finite Element Analysis) è un metodo di risoluzione numerica di equazioni e sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali. Il metodo si basa sulla possibilità di ricondurre queste ultime a un sistema di equazioni algebriche risolvibile attraverso l'inversione di una matrice potendo quindi sfruttare le numerose metodologie di calcolo numerico adatte a questo scopo.

La metodologia si basa sulla discretizzazione di un sistema continuo in una serie di elementi di forma semplice e dimensione ridotta, detti appunto elementi finiti, sui quali la soluzione possa essere efficacemente approssimata con delle combinazioni lineari di funzioni semplici (spesso polinomi). Il reticolo di elementi finiti che compone il sistema di partenza viene quindi chiamato mesh. Proprio da questa combinazione lineare di funzioni il metodo permette la trasformazione del sistema di equazioni differenziali in un sistema algebrico di equazioni che può essere risolto con tecniche di calcolo numerico (es. Gauss-Seidel).

Anche il riferimento temporale, qualora il tempo sia variabile integrante del problema viene discretizzato in una serie di intervalli temporali (time steps).

La soluzione al problema viene ricercata con un metodo iterativo che prevede una continua rifinitura della soluzione fino ad arrivare a uno scarto ritenuto accettabile tra due iterazioni successive, potendo quindi dichiarare la condizione di avvenuta convergenza.

Dalla breve introduzione al metodo riportata è possibile comprendere quali siano le due caratteristiche principali di un modello agli elementi finiti, ossia la forma e la dimensione degli elementi che compongono la mesh e l'entità e durata degli intervalli temporali considerati.

Essendo il metodo FEM basato sul calcolo numerico è importante introdurre due concetti fondamentali per la verifica della validità della soluzione ottenuta. Occorre infatti parlare di convergenza della soluzione e dei problemi di instabilità numerica. Tali concetti verranno descritti per il caso specifico del problema della filtrazione nei mezzi porosi saturi insaturi.

La **convergenza** della soluzione si verifica quando la differenza nella variabile di interesse (carico piezometrico, velocità ecc.) per due successive iterazioni del metodo risolutivo risulta essere inferiore a una prefissata soglia, la quale risulta in genere definibile da parte dell'utente. In generale la convergenza deve essere verificata per ogni nodo del modello ma ovviamente risulta di particolare interesse per quei nodi laddove ci si aspetta possano sorgere problemi legati alla variabile oggetto di valutazione. Occorre inoltre tenere presente che la mancata convergenza in un determinato istante temporale di un problema di moto vario condiziona la soluzione anche per gli istanti successivi.

4. Il metodo degli elementi finiti per il problema della filtrazione

Alcuni criteri che possono aiutare la convergenza per analisi di arginature in moto vario di filtrazione sono elencati in seguito (Tracy et al,2016):

- Incrementare il numero di nodi del modello;
- Diminuire la durata degli intervalli temporali;
- Usare elementi di ordine inferiore (esempio triangolari invece che rettangolari in un problema 2D);
- Usare curve caratteristiche e di permeabilità smussate e semplici;
- Usare un criterio meno stringente di convergenza;

L'ultimo punto è riferito al fatto che risulta maggiormente consigliabile ottenere la convergenza di tutti i nodi di interesse della mesh con un criterio di convergenza più "lasco" piuttosto che non ottenere la convergenza di alcuni nodi con un criterio più restrittivo.

Purtroppo, i criteri più facilmente applicabili ossia l'incremento del numero dei nodi e la riduzione della durata degli intervalli temporali possono implicare un notevole allungamento dei tempi di esecuzione della simulazione.

Il fenomeno dell'**instabilità numerica** della soluzione si verifica qualora quest'ultima si trovi ad oscillare attorno al valore corretto della variabile di interesse (ad esempio del carico piezometrico) per successive iterazioni. L'instabilità numerica della soluzione è stata dimostrata essere correlata alla relazione esistente tra l'intervallo temporale e la dimensione degli elementi finiti (Karthikeyan, 2001). In particolare, per elementi con quattro nodi è stata dimostrata la seguente relazione:

$$\Delta t \geq \frac{L^2 \lambda}{2 K_s} \quad (4.1)$$

dove L è la dimensione degli elementi della mesh, misurata nel senso del flusso e λ è la pendenza della curva caratteristica moltiplicata per l'unità di peso dell'acqua. Dalla (4.1) si osserva che l'intervallo minimo temporale necessario per evitare l'instabilità numerica cresce con il crescere delle dimensioni degli elementi e della pendenza della curva caratteristica e al decrescere della conducibilità idraulica satura.

Tenuto presente quanto discusso riguardo i metodi di risoluzione agli elementi finiti, si introducono in seguito le caratteristiche principali del modello FEMWATER® il quale sarà utilizzato per le simulazioni relative al caso studio esaminato in seguito.

4.2 Il modello FEMWATER®

FEMWATER® è un modello tridimensionale agli elementi finiti per la valutazione del moto di filtrazione negli ammassi porosi del sottosuolo. Il modello è inoltre capace di risolvere le condizioni di moto legate alla densità dei soluti disciolti nei liquidi, come il caso dell'infiltrazione salina che si verifica negli acquiferi in corrispondenza delle coste.

4.2.1 Modello matematico di riferimento

Limitandosi a considerare il modello di filtrazione dovuto alle differenze di carico piezometrico che si instaurano nell'ammasso, cioè trascurando i fenomeni guidati dalla densità dei soluti disciolti, il programma si basa sulla seguente equazione:

$$F \frac{\partial h}{\partial t} = \text{div} (\overline{K} \text{grad } h) \quad (4.2)$$

dove F è definito come:

$$F = \alpha' \frac{\theta}{n} + \beta' \theta + n \frac{dS}{dh} \quad (4.3)$$

α' è la comprimibilità modificata della matrice solida, θ è il contenuto d'acqua volumetrico, n è la porosità dell'ammasso, β' è la comprimibilità modificata dell'acqua e S è il grado di saturazione. Si noti che la (4.2) risulta del tutto analoga alla (3.11), solamente i valori di comprimibilità α e β vengono sostituiti da quelli modificati α' e β' definiti come $\alpha' = \gamma \alpha$ e $\beta' = \gamma \beta$.

Le condizioni iniziali per la risoluzione della (4.2) sono date dall'imposizione di un certo valore di carico piezometrico in una regione di interesse del volume di ammasso considerato. Tali valori di carico possono derivare da ipotesi semplificative, da misure in sito oppure dalla risoluzione della (4.2) in condizioni di moto permanente.

Le condizioni al contorno possono essere di svariati tipi. È possibile imporre un valore del carico piezometrico sulla superficie B (boundary) assumendo quindi una condizione al contorno alla Dirichlet oppure possono riguardare condizioni relative al flusso o al gradiente del flusso.

4.2.2 Impostazione generale del modello

Il modello è organizzato in modo da ricevere in input una serie di file e da rilasciare in output altri file in cui sono contenuti i risultati della simulazione. La compilazione dei file di input e la lettura dei file di output è oggi semplificata dall'integrazione del modello nell'interfaccia GMS (Groundwater Modelling System) che verrà descritta in seguito.

Volendo riassumere rapidamente l'impostazione del modello è possibile notare che la struttura del programma per quanto riguarda l'input dei dati si basa innanzi tutto sulla predisposizione di un cosiddetto "super file". Il super file è in sostanza un file guida per il risolutore FEM in quanto in esso sono contenuti i nomi dei file che verranno utilizzati nella simulazione e che quindi dovranno essere richiamati dal programma per l'esecuzione dei calcoli.

I veri e propri file di input sono invece caratterizzati da una serie di file ben strutturati contenenti le seguenti informazioni:

4. Il metodo degli elementi finiti per il problema della filtrazione

- **Geometry file:** contenente la descrizione della mesh, delle coordinate nodali e del tipo di elementi da cui è costituito il modello FEM.
- **Model file:** contenente le proprietà dei materiali, le condizioni al contorno e le condizioni iniziali per la simulazione.
- **Altri file riguardanti i problemi di simulazione del trasporto (non di interesse nel problema in esame).**

I risultati della simulazione vengono quindi riprodotti in una serie di informazioni visualizzate a video e in una serie di file di output contenenti:

- **Carichi idraulici:** utilizzabili come parametri in ingresso per eventuali post-processor o come condizioni iniziali per successive simulazioni;
- **Contenuti idrici volumetrici;**
- **Velocità di Darcy;**
- **Altri file riguardanti i problemi di trasporto (non di interesse nel problema in esame);**

Si procede in seguito a una descrizione sommaria delle impostazioni utilizzabili per la risoluzione del modello FEM.

4.2.3 Mesh

La discretizzazione computazionale utilizzata in FEMWATER® è caratterizzata da una mesh tridimensionale di elementi finiti. Gli elementi possono essere esaedrici, prismatici o tetraedrici. A ogni elemento può essere assegnato un certo materiale caratterizzato da un codice identificativo.

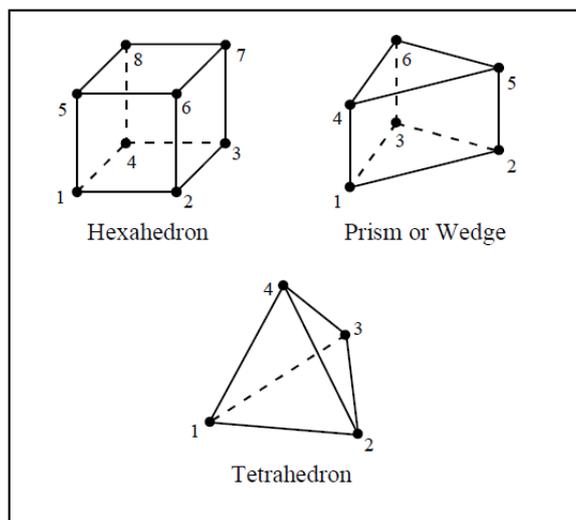


Figura 4.1-Forma degli elementi finiti (FEMWATER® manual)

Come per tutti i modelli FEM la realizzazione della mesh richiede particolare attenzione in quanto da quest'ultima dipendono la stabilità dell'algoritmo di calcolo, l'accuratezza dei risultati ottenibili e l'efficienza computazionale del modello.

4. Il metodo degli elementi finiti per il problema della filtrazione

In generale si dovrà procedere a un raffittimento della mesh nelle zone in cui ci si aspettano i gradienti maggiori di carico piezometrico ricordando però sempre che la variazione di dimensione della mesh deve essere graduale per evitare problemi di instabilità in fase di calcolo.

È importante notare che dal punto di vista computazionale non sempre una mesh meno fitta comporta minori tempi di esecuzione in quanto la presenza di un minor numero di elementi può comportare la necessità di un maggior numero di iterazioni per raggiungere la convergenza.

4.2.4 Tipi di analisi

Il tipo di analisi che si vuole venga effettuato nella simulazione in FEMWATER® può essere settato attraverso delle schede, ossia delle parti del file di input aventi formato specifico, contenenti una serie di variabili il cui valore corrisponde a differenti impostazioni del programma. In particolare, nel caso di analisi di arginature fluviali si avrà interesse in analisi di sola filtrazione, prescindendo quindi dal problema di trasporto e tale impostazione può essere assunta nella scheda denominata "OP1" del model file settando la variabile KMOD al valore 10.

Nella scheda denominata "OP2" è invece possibile scegliere tra una simulazione in moto permanente e una in moto vario anche in questo caso settando il valore di una specifica variabile.

È inoltre possibile gestire una serie di opzioni relative al metodo FEM di risoluzione allo scopo di migliorare l'efficienza di calcolo e selezionare diversi solutori numerici per il sistema algebrico lineare basati su metodi differenti.

Le impostazioni consigliate dal manuale per analisi saturo/insaturo sono le seguenti, tra parentesi quadre sono indicati i valori da assegnare alle variabili di sistema:

- Analisi con "mass lumping" [ILUMP=1]
- Metodo delle "mid-difference" disattivato [IMID=0]
- Il solutore predefinito deve essere quello denominato "pointwise iterative matrix solver" basato sul metodo di Gauss-Seidel, tuttavia, nel caso in cui la convergenza del metodo risulti troppo lenta è possibile effettuare tentativi con gli altri due solutori previsti dal programma.
- Il metodo di quadratura per l'integrazione numerica consigliato risulta essere quello "gaussian/gaussian" tuttavia potrebbe comportare problemi di divergenza o oscillazione per problemi fortemente non lineari come quelli di filtrazione saturo/insaturo. Nel caso in cui questo si verifichi è consigliato l'uso del metodo di quadratura "nodal/nodal".

Segue la descrizione di una serie di impostazioni che è possibile settare per la risoluzione.

4. Il metodo degli elementi finiti per il problema della filtrazione

Nella scheda denominata "OP3" del model file è possibile selezionare una serie di opzioni relative ai valori stimati di carico piezometrico imposti all'inizio della procedura iterativa di risoluzione. La modifica di tali parametri è consigliabile, seguendo le indicazioni del manuale del software, nel caso in cui si verificano problemi di mancata convergenza o di oscillazione dei risultati.

La scheda "IP1" relativa all'analisi di filtrazione permette di indicare una serie di parametri relativi al controllo della convergenza e del numero massimo di iterazioni. Tali parametri possono essere settati dall'utente in adattamento a quanto richiesto dal modello di interesse e secondo i criteri che sono stati descritti al paragrafo 4.1.

La scheda "TC1" permette di indicare il tempo massimo di simulazione per analisi in moto vario.

La scheda "TC2" permette il controllo degli intervalli temporali per cui avviene la simulazione. Tali intervalli possono essere costanti o variabili, nel caso in cui essi siano variabili il programma permette di indicare entro quali istanti della simulazione devono essere utilizzati i relativi intervalli di tempo.

Vi sono poi le schede di controllo dei parametri di output.

La scheda "OC1" permette la gestione della frequenza con cui i dati vengono trascritti nei file di output.

La scheda "OC2" permette di indicare quali risultati si vuole vengano trascritti nel file di output.

La scheda "OC3" permette di indicare la frequenza con cui la soluzione viene scritta nel file di output (ad esempio imponendo che questa coincida con gli intervalli temporali di risoluzione del modello). La stessa scheda permette di indicare il tipo di file di output che si intende ottenere, se in formato binario o in formato di file di testo.

La scheda "OC4" permette di indicare quali informazioni si intende salvare allo scopo di utilizzarle per il post-processamento o come condizione iniziale per altre simulazioni. È possibile salvare i carichi idraulici, i valori di flusso in corrispondenza dei nodi del contorno, i contenuti d'acqua ai nodi e le velocità di Darcy.

4.2.5 Proprietà dei materiali

4.2.5.1 Proprietà del liquido

Nel file di input relativo ai materiali è possibile indicare una serie di proprietà del fluido utilizzato per la simulazione. In particolare, è possibile indicare la densità, la viscosità e la comprimibilità dello stesso.

4.2.5.2 Proprietà della matrice solida

Le proprietà dei suoli necessarie per le simulazioni di moto vario saturo/insaturo sono le seguenti:

4. Il metodo degli elementi finiti per il problema della filtrazione

- Conducibilità idraulica satura;
- Comprimibilità;
- Curva di ritenzione (o caratteristica);
- Curva di conducibilità nel campo insaturo;
- Water capacity curve;
- Porosità totale;

Per quanto riguarda le proprietà dei suoli nel campo insaturo il programma permette di utilizzare le equazioni di Van Genuchten. Le equazioni vengono in seguito riprese secondo la notazione utilizzata dal software.

La curva di conducibilità idraulica relativa viene indicata come:

$$K_r = \theta_e^{0.5} \left[1 - \left(\theta_e^{\frac{1}{\gamma}} \right)^\gamma \right]^2 \quad (4.4)$$

La curva di ritenzione (caratteristica) presenta invece la seguente equazione:

$$\theta_e = [1 + (|\alpha h|)^\beta]^{-\gamma} \quad (4.5)$$

$$\gamma = 1 - \frac{1}{\beta} \quad (4.6)$$

Il contenuto idrico volumetrico è quindi espresso da:

$$\theta_w = \theta_r + \theta_e(\theta_s - \theta_r) \quad (4.7)$$

La water capacity curve viene determinata automaticamente dal programma nel caso si utilizzi il modello di Van Genuchten mediante l'espressione analitica della derivata della (4.5).

Particolare attenzione va tenuta per il coefficiente α la cui unità di misura deve essere consistente con quella delle lunghezze utilizzata nella modellazione.

È altresì possibile inserire per punti le curve sopra descritte, tuttavia occorre prestare particolare attenzione a eventuali discontinuità in quanto potrebbero avere effetto negativo sulla convergenza del modello.

4.2.6 Condizioni al contorno

FEMWATER® permette l'assegnazione di diversi tipi di condizioni al contorno. Volendo utilizzare il modello per la simulazione di un moto vario di filtrazione la tipologia di condizione al contorno che andrà utilizzata nella maggior parte dei casi consiste nella condizione di Dirichlet, ossia di carico piezometrico noto in determinati nodi del modello.

Il problema in esame infatti permette di conoscere il carico agente sul paramento lato fiume dell'arginatura, il quale coincide con il livello idrometrico del fiume stesso. Dal lato opposto,

4. Il metodo degli elementi finiti per il problema della filtrazione

ossia dal lato campagna dell'arginatura si potranno ipotizzare determinate condizioni per il carico oppure si potranno utilizzare informazioni note o misurate quali l'altezza di falda.

La condizione al contorno di Dirichlet fa riferimento ai nodi della mesh costituenti la regione B (Boundary) del sistema e può quindi essere espressa come:

$$h = h(x_b, y_b, z_b, t) \quad (4.8)$$

Dove h rappresenta il carico totale assegnato ai nodi suddetti.

Come si evince dalla (4.8) il carico assegnato ai nodi può essere dipendente dal tempo e questa è la condizione in cui ci si trova nelle analisi in moto vario delle arginature.

4.2.7 Condizioni iniziali

FEMWATER® permette l'indicazione di tre differenti tipi di condizioni iniziali per le simulazioni. Le diverse tipologie di condizioni vengono indicate come "cold starts", "hot starts" e "flow solutions". Quest'ultima fa riferimento a simulazioni di solo trasporto pertanto non verrà approfondita in seguito.

Le condizioni "cold start" sono utilizzate per indicare dei valori iniziali per una simulazione in moto permanente o in moto vario e consistono in un valore di carico piezometrico noto e da assegnare ai nodi del modello. Le condizioni hot start invece permettono di continuare una simulazione precedente senza dover imporre nuovamente delle condizioni di tipo cold start utilizzando i risultati della prima simulazione come condizioni iniziali per la seconda. In definitiva, l'utilizzo di una cold start consiste nella stima della condizione presente all'inizio della simulazione indicando i valori di carico presenti mentre l'utilizzo di una condizione di tipo hot start consiste nell'utilizzare i valori di carico piezometrico precedentemente calcolati come condizione iniziale per una simulazione successiva.

Le condizioni di tipo cold starts vanno indicate sia nei casi di analisi in moto permanente che in caso di moto vario. Soprattutto nel caso di moto permanente particolare attenzione andrà fatta al tipo di condizione da imporre e alla vicinanza della stessa alla soluzione reale prevedibile. In questo caso infatti la condizione iniziale non ha significato fisico ma costituisce solamente il valore di carico iniziale da cui il programma parte con i cicli iterativi di risoluzione. Ne consegue che più la condizione iniziale sarà vicina alla soluzione ragionevolmente prevedibile e meno cicli iterativi saranno necessari per ottenerla.

Nel caso di una simulazione in moto vario la condizione di cold start assume un significato ben preciso. Essa rappresenta la condizione iniziale alla quale si trova il sistema nel momento di inizio della simulazione. In queste condizioni è importante che la condizione iniziale imposta risulti compatibile con tutte le condizioni al contorno.

La condizione di hot start può essere utile in situazioni in cui si verifichi un degrado della soluzione in moto vario a partire da un certo intervallo temporale. Infatti, può succedere che vista l'elevata non linearità delle equazioni costituenti il modello ci si ritrovi ad avere una

soluzione non convergente a partire da un determinato istante temporale. Tale situazione può essere risolta riducendo il passo di integrazione nel tempo oppure fermando la simulazione e riprendendola da un istante di tempo precedente mediante una hot start. La medesima impostazione può inoltre essere utilizzata per proseguire simulazioni molto lunghe le quali superano il limite di punti inseribili come condizioni al contorno del problema come ad esempio nel caso in cui si intenda simulare l'effetto di serie storiche molto lunghe. Una hot start coincide in sostanza con una serie di valori di carico piezometrico variabili nel tempo ottenuti in una precedente simulazione che viene utilizzata nella simulazione successiva come condizione iniziale, permettendo di fatto di ottenere una soluzione coincidente con quella che si sarebbe ottenuta da un'unica simulazione.

4.2.8 Integrazione di FEMWATER® nell'interfaccia di GMS (Groundwater Modelling System)

GMS (Groundwater Modelling System) è un'interfaccia grafica dedicata per lo sviluppo dei file di input e l'elaborazione dei file di output di una serie di modelli numerici legati ai sistemi idrici sotterranei e alla meccanica dei terreni. Tra i diversi modelli numerici con cui GMS risulta essere compatibile compare FEMWATER®.

Lo scopo principale di GMS è quello di semplificare la produzione degli input necessari alla compilazione dei modelli numerici e di permettere la semplice visualizzazione dei risultati ottenuti da questi ultimi. L'interfaccia permette inoltre la condivisione dei risultati tra i diversi modelli in modo da poter effettuare analisi complementari.

GMS risulta quindi essere in grado di generare le meshes e settare tutti i parametri e le impostazioni viste in precedenza per FEMWATER®. La risoluzione del modello avverrà quindi da parte del software FEMWATER®, ma i risultati saranno rielaborati e visualizzati su interfaccia GMS semplificando notevolmente la lettura degli stessi.

L'utilizzo di GMS sarà quindi diviso in due macro-operazioni principali ossia la fase di pre-processing in cui si procede alla creazione del modello FEMWATER®, al settaggio di tutti gli input e al salvataggio della simulazione e una seconda fase di post-processing in cui vengono mostrati i risultati ottenuti dall'esecuzione di FEMWATER®.

La descrizione delle modalità con cui è possibile utilizzare GMS per la creazione di un modello FEMWATER® seguirà al capitolo 9 attraverso un'applicazione pratica della metodologia in cui, su un caso studio reale, saranno mostrati tutti i passi necessari per la modellazione.

5 Introduzione al caso studio

Dopo aver sintetizzato l'evoluzione degli studi relativi al moto vario di filtrazione allo scopo della verifica idraulica delle arginature fluviali e introdotto i modelli di calcolo agli elementi finiti, si intende predisporre un caso studio su cui applicare due diversi modelli risolutivi dell'equazione della filtrazione. Il primo è il modello semi-analitico, descritto al paragrafo 2.3.7 e basato sulla soluzione dell'equazione linearizzata della filtrazione con ipotesi di Dupuit di Marchi. Il secondo metodo risolutivo è invece il modello numerico FEMWATER® in grado di risolvere l'equazione completa della filtrazione comprensiva del comportamento del terreno nella fascia insatura, i cui principi base sono stati descritti in precedenza. In particolare, si intende procedere alla simulazione dell'effetto di una serie storica di lunga durata allo scopo di sviluppare un'analisi statistica dei livelli freatici raggiunti dalle soluzioni sviluppate con i due metodi in una serie di sezioni di riferimento. I risultati ottenuti dall'analisi statistica delle soluzioni ottenute dai modelli relativi alla serie storica saranno quindi utilizzati per testare l'efficacia dello strumento dell'idrogramma sintetico di progetto (SDH), costruito secondo la procedura individuata da Maione et al. (2000) nell'applicazione come condizione al contorno lato fiume dei modelli di filtrazione descritti.

Il sito geografico individuato dovrà quindi avere le seguenti caratteristiche:

- 1. Presenza di stazioni idrometriche di misura in funzione da almeno 50 anni in modo da avere un'ampia base statistica, dotata di buona continuità temporale delle misurazioni e di scale numeriche delle portate in grado di agevolare le conversioni dei livelli idrometrici in portate e viceversa.**
- 2. Corso d'acqua arginato con continuità.**
- 3. Possibilità di reperire informazioni relative alle caratteristiche geo-meccaniche delle arginature e dei terreni su cui esse si appoggiano.**

Il sito individuato soddisfa tutti questi requisiti ed è sito nel comune di Ferrara, in particolare è stata individuata la sezione di Pontelagoscuro.

5.1 Inquadramento geografico del sito e caratteristiche della stazione idrometrica

La sezione in esame fa parte del tratto di fiume Po compreso tra la confluenza del Mincio e l'incile del Delta. Il Po in questa zona è caratterizzato dall'essere tendenzialmente unicursuale con arginature parallele che limitano l'estensione delle golene. Nella zona di Pontelagoscuro il fiume risulta caratterizzato da arginature parallele relative alle due sponde poste tra loro a breve distanza, le quali hanno l'effetto di canalizzare il corso d'acqua. Il corso d'acqua arginato è spesso caratterizzato da bruschi restringimenti e cambiamenti di direzione i quali comportano variazioni di velocità di deflusso evidenziando spesso criticità locali per problemi di stabilità di sponda.

5. Introduzione al caso studio



Figura 5.1-Planimetria di inquadramento della zona relativa al caso studio (Google Maps)

Il tratto del Po in esame nel periodo compreso tra il 1954 e il 1991 è stato caratterizzato da un rilevante abbassamento del fondo. Tale situazione comportò problemi di stabilità delle sponde e delle arginature fluviali e come si vedrà in seguito è stata responsabile della modifica dello zero idrometrico di riferimento per la sezione analizzata.

In seguito, si riportano alcune caratteristiche, aggiornate al 2016 della stazione idrometrica di Pontelagoscuro.

Bacino di dominio	70091 km ²
Altitudine massima	4807 m.s.l.m. (Monte Bianco)
Distanza dalla foce in mare	91 km
Inizio osservazioni	1807
Inizio misure	1922
Quota zero idrometrico	8,12 m.s.l.m. (2016)
Portata massima	10300 m ³ /s (14 novembre 1951)
Portata minima	156 m ³ /s (21 luglio 2006)
Portata media	1500 m ³ /s

Tabella 5.1-Caratteristiche della sezione di Pontelagoscuro (annali idrologici,2016)

5.2 Definizione dei dati idrologici reperiti

5.2.1 Introduzione

Volendo applicare i modelli di filtrazione descritti in precedenza sia su serie storiche di lunga durata di livelli idrometrici che su idrogrammi sintetici di progetto si è manifestata la necessità di reperire tali dati per la sezione individuata. In particolare, si è stati in grado di reperire dati relativi a letture giornaliere di altezze idrometriche dalla consultazione degli Annali Idrologici e di integrare queste ultime con letture avvenute a intervalli temporali inferiori in corrispondenza degli eventi di piena storici, reperiti dal lavoro di tesi di Mozzoni (2011). Si è quindi proceduto a trasformare le letture di altezze idrometriche in valori di livelli idrometrici

assoluti, ossia riferiti al livello medio del mare, potendo quindi individuare in modo certo la posizione del pelo libero nel fiume per una serie storica di 66 anni prescindendo da eventuali variazioni dello zero idrometrico. Tali valori di livello idrometrico sono quindi stati trasformati in portate attraverso l'utilizzo di scale di deflusso annuali, anch'esse riferite al livello medio del mare. In questo modo è stato possibile eliminare la dipendenza della serie storica dalle condizioni idrauliche e morfologiche del fiume le quali condizionano invece i livelli idrometrici.

L'ottenimento della serie storica di valori di portata permetterà in seguito di immaginare che quest'ultima possa trovarsi idealmente a transitare nel fiume in un ben precisato istante temporale mediante la riconversione in valori di livelli idrometrici per mezzo dell'utilizzo di un'unica scala di deflusso. Tale condizione permetterà infatti di porsi in un'ottica progettuale in cui si immagini di cimentare una data sezione con tutte le portate transitate nel fiume in 66 anni.

La conoscenza della serie storica di portate si rivelerà inoltre fondamentale per ricavare gli idrogrammi sintetici di progetto i quali saranno utilizzati per l'applicazione dei modelli di filtrazione descritti in precedenza.

In seguito, si descrivono i dati che è stato possibile reperire per la serie storica individuata.

5.2.2 Annali Idrologici (1951-2016)

Allo scopo di ricostruire la serie temporale storica di livelli idrometrici del fiume Po a Pontelagoscuro per l'applicazione dei modelli di filtrazione si è proceduto innanzi tutto a reperire una serie di Annali Idrologici. Questi ultimi sono dei documenti, raccolti e pubblicati annualmente dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) fino al 2002 e in seguito da enti regionali, in cui vengono pubblicati sistematicamente i principali parametri idrologici osservati e rielaborati per l'anno a cui l'annale fa riferimento.

Gli Annali Idrologici sono suddivisi in due parti, parte I e parte II e le tipologie di dati che vi sono contenuti, seppur leggermente variabili in base agli anni sono numerose e possono comprendere la temperatura dell'aria, la quantità di precipitazioni, le altezze idrometriche, le portate liquide e altre variabili idrologiche.

I dati relativi alle stazioni idrometriche e pluviometriche vengono riportati in tabelle mensili in cui le diverse stazioni di misura vengono ordinate secondo le progressive che caratterizzano il bacino idrografico di riferimento e sono suddivisi in diverse sezioni che possono essere leggermente differenti per i diversi anni in cui è stato realizzato l'annale.

Per quanto riguarda la parte II che è quella di interesse per questo studio le prime tre sezioni degli Annali Idrologici risultano essere comuni per i diversi anni e riguardano:

- **Sezione A:** afflussi meteorici.
- **Sezione B:** idrometria.
- **Sezione C:** portate e bilanci idrologici.

5. Introduzione al caso studio

La scelta della sezione di Pontelagoscuro è stata legata al fatto che quest'ultima presenta un gran numero di osservazioni e una serie storica delle altezze idrometriche piuttosto completa per gli anni dal 1951 al 2016, questo permette di ottenere un campione sufficientemente ampio per l'applicazione delle tecniche statistiche che saranno utilizzate in seguito per il calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto e per l'analisi statistica dei livelli di filtrazione nell'arginatura di riferimento.

I dati riportati negli annali idrologici per cui si ha particolare interesse nel presente lavoro risultano essere quelli della sezione B, ossia le altezze idrometriche registrate ogni giorno per la sezione in esame.

Della sezione suddetta degli annali idrologici si ha interesse per le tabelle delle altezze idrometriche di cui in seguito si riporta un esempio.

Giorno	PO A PONTELAGOSCURO											
	(8.11 m. s.m.)											
	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D
1	-516	-502	-462	-425	185	-67	-386	-586	-458	-484	-547	-564
2	-506	-434	-472	-425	184	-92	-402	-580	-452	-486	-548	-572
3	-520	-361	-482	-417	134	-148	-420	-576	-463	-488	-546	-575
4	-527	-346	-476	-417	82	-193	-438	-566	-482	-488	-538	-576
5	-518	-360	-434	-425	45	-218	-450	-560	-497	-494	-525	-574
6	-520	-386	-420	-434	20	-230	-460	-566	-512	-499	-538	-574
7	-530	-424	-423	-424	10	-238	-464	-568	-518	-500	-546	-575
8	-522	-449	-422	-411	32	-266	-467	-556	-526	-502	-548	-577
9	-514	-462	-392	-389	30	-291	-450	-549	-526	-510	-553	-581
10	-523	-480	-376	-196	-5	-313	-406	-546	-526	-511	-568	-583
11	-522	-494	-392	-62	-30	-351	-419	-518	-504	-517	-563	-585
12	-515	-506	-400	-7	-55	-385	-443	-496	-468	-513	-566	-582
13	-528	-524	-382	-60	-82	-392	-466	-506	-460	-515	-570	-577
14	-535	-530	-357	-142	-102	-378	-469	-516	-470	-523	-568	-575
15	-540	-518	-292	-175	-113	-375	-386	-510	-478	-527	-566	-571
16	-535	-522	-253	-211	-112	-386	-359	-498	-483	-525	-563	-564
17	-523	-523	-288	-245	-105	-385	-403	-506	-492	-526	-546	-560
18	-524	-524	-328	-263	-102	-302	-442	-516	-496	-528	-545	-560
19	-532	-524	-352	-213	-113	-218	-467	-521	-500	-519	-548	-562
20	-542	-508	-365	-176	-116	-210	-475	-528	-492	-528	-553	-570
21	-546	-481	-375	-214	-120	-227	-450	-525	-475	-532	-556	-568
22	-530	-445	-378	-265	-116	-248	-438	-516	-460	-532	-555	-572
23	-530	-435	-343	-306	-115	-265	-458	-508	-468	-535	-545	-578
24	-536	-434	-365	-323	-106	-288	-480	-508	-480	-535	-536	-574
25	-526	-443	-382	-284	-87	-315	-496	-512	-484	-542	-526	-593
26	-513	-433	-386	-155	-88	-320	-510	-496	-488	-540	-530	-584
27	-526	-435	-355	-42	-96	-312	-518	-492	-490	-535	-545	-586
28	-543	-447	-376	33	-114	-335	-526	-496	-490	-530	-551	-591
29	-550		-395	100	-136	-353	-545	-500	-480	-532	-555	-593
30	-546		-402	159	-140	-368	-560	-493	-481	-539	-560	-595
31	-538		-413		-115		-569	-478		-545		-598
Medie	-528	-462	-385	-227	-47	-282	-459	-526	-487	-519	-550	-577

Media annua: -421 cm

Tabella 5.2-Altezze idrometriche relative all'anno 1986 (Annali Idrologici)

Come si evince dalla Tabella 5.2 le altezze idrometriche sono riportate giornalmente in centimetri con riferimento allo zero idrometrico, indicato tra parentesi in alto a destra per ogni tabella.

5. Introduzione al caso studio

Nel caso della sezione di Pontelagoscuro il valore dello zero idrometrico assume particolare interesse in quanto, tutta la zona del Delta Padano ha subito, a partire dal 1950 circa, un pesante fenomeno di subsidenza che ha portato di fatto a rendere inconsistenti tra di loro le misure riferite allo zero idrometrico per anni differenti. Come suggerito nelle annotazioni agli Annali Idrologici questo problema può essere risolto riferendo le misure stesse, anno per anno, alla quota assoluta in metri sul livello del mare dello zero idrometrico.

Le altezze idrometriche riportate negli annali sono quelle relative alla lettura alle ore 12 da parte di un operatore incaricato, oppure, nel caso in cui fosse presente un misuratore automatico, queste ultime derivano della ricostruzione del livello misurato sempre alla stessa ora.

Nel presente lavoro si ha inoltre avuto interesse per i dati riportati nella sezione C dei diversi annali, in cui vengono riportate le portate, ma soprattutto le scale numeriche delle portate, le quali permettono la trasformazione delle altezze idrometriche registrate nei rispettivi valori di portata.

Nella sezione C degli Annali Idrologici, per ogni stazione idrometrica vengono innanzi tutto riportate le caratteristiche della stazione in termini di: bacino idrografico sotteso, distanza dalla foce della stazione, data d'inizio delle osservazioni, quota dello zero idrometrico, altezze idrometriche minime e massime registrate e portate minime e massime corrispondenti.

In seguito, è riportata una tabella del tutto analoga alla Tabella 5.2 in cui sono indicate le portate corrispondenti alle letture di altezze idrometriche della sezione B.

PORTATE MEDIE GIORNALIERE in m ³ /s												
Giorno	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
1	903	970	1190	1400	6810	4010	1630	607	1210	1170	852	779
2	951	1350	1130	1400	6790	3780	1540	630	1250	1160	847	746
3	885	1790	1080	1450	6130	3310	1430	646	1180	1140	856	733
4	853	1880	1110	1450	5510	2950	1330	686	1080	1140	892	729
5	894	1790	1350	1400	5100	2760	1260	711	995	1110	952	737
6	885	1630	1430	1350	4840	2680	1200	686	922	1080	892	737
7	839	1410	1410	1410	4740	2620	1180	678	894	1080	856	733
8	875	1260	1420	1490	4970	2420	1160	727	857	1070	847	725
9	912	1190	1600	1620	4950	2240	1260	757	857	1030	826	709
10	871	1090	1700	2930	4590	2090	1510	769	857	1020	762	701
11	875	1010	1600	4050	4350	1850	1440	894	960	990	783	693
12	908	951	1550	4570	4120	1640	1300	1000	1150	1010	771	705
13	848	866	1660	4070	3870	1600	1170	951	1310	1000	754	725
14	817	839	1810	3360	3700	1680	1150	903	1250	961	762	733
15	795	894	2230	3090	3600	1700	1630	931	1200	942	771	750
16	817	875	2510	2820	3610	1630	1800	990	1170	952	783	779
17	871	871	2260	2570	3670	1640	1530	951	1120	947	856	796
18	866	866	2000	2440	3700	2170	1300	903	1100	938	861	796
19	830	866	1840	2800	3600	2760	1160	880	1080	980	847	787
20	787	941	1760	3090	3580	2820	1110	848	1120	938	826	754
21	769	1080	1700	2790	3550	2700	1260	862	1220	919	813	762
22	839	1290	1680	2420	3580	2540	1330	903	1310	919	817	746
23	839	1350	1900	2140	3590	2420	1210	941	1260	905	861	721
24	813	1350	1760	2030	3660	2260	1090	941	1190	905	901	737
25	857	1300	1660	2290	3830	2080	1000	922	1170	874	947	662
26	917	1360	1630	3260	3820	2050	931	1000	1140	883	928	697
27	857	1350	1830	4240	3750	2100	894	1020	1130	905	861	689
28	782	1280	1700	4980	3600	1950	857	1000	1130	928	834	669
29	752		1580	5720	3410	1840	774	980	1190	919	817	662
30	769		1540	6460	3380	1740	711	1020	1190	887	796	654
31	804		1470		3590		674	1100		867		643

Tabella 5.3-Portate giornaliere relative all'anno 1986

5. Introduzione al caso studio

È importante notare che le portate indicate negli Annali come medie giornaliere non assumono in realtà il significato matematico di media delle portate sul giorno, ma sono semplicemente la relativa trasformazione in portata, per mezzo della scala numerica delle portate di riferimento, della lettura giornaliera di altezza idrometrica (dato delle ore 12:00).

Un'altra importante considerazione riguarda il fatto che i valori di portata derivano da una misura indiretta di livelli idrometrici e una successiva trasformazione in portate mediante la scala numerica delle portate. Quest'ultima è ricavata da determinazioni sperimentali basate sulla misura diretta delle altezze idrometriche e delle relative portate. Viste le grandi incertezze insite nei metodi di misurazione delle portate occorre tenere presente che le coppie di punti che costituiscono le scale numeriche risultano inevitabilmente affette da errori che possono condizionare anche pesantemente il loro utilizzo per la determinazione delle portate a partire dalle altezze idrometriche.

Nella sezione C degli Annali Idrologici sono presenti delle statistiche elaborate a partire dai dati idrologici misurati ed elementi relativi al bilancio idrologico nella sezione in esame di cui un esempio è riportato in Tabella 5.4.

ELEMENTI CARATTERISTICI PER L'ANNO 1986													
	ANNO	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
Q max (m^3/s)	6810	951	1880	2510	6460	6810	4010	1800	1100	1310	1170	952	796
Q media (m^3/s)	1570	848	1200	1650	2840	4260	2340	1220	866	1120	986	839	726
Q minima (m^3/s)	607	752	839	1080	1350	3380	1600	674	607	857	861	754	643
Q media ($l/s Km^2$)	22.5	12.1	17.2	23.5	40.5	60.7	33.3	17.4	12.3	15.9	14.1	12.0	10.4
Deflusso (mm)	708.3	32.4	41.5	63.0	104.9	162.7	86.4	46.6	33.1	41.3	37.7	31.0	27.7
Afflusso meteorico (mm)	1028.4	113.0	110.2	96.9	151.6	52.2	119.2	96.8	47.2	77.9	41.6	80.9	40.9
Coefficiente di deflusso	0.69	0.29	0.38	0.65	0.69	3.12	0.72	0.48	0.70	0.53	0.91	0.38	0.68
ELEMENTI CARATTERISTICI PER IL PERIODO 1923 - 1985													
Q max (m^3/s)	9780	5010	5810	5940	5630	9780	6990	4150	5100	7340	8010	8940	7730
Q media (m^3/s)	1520	1220	1320	1620	1580	1990	1890	1200	977	1340	1690	1930	1460
Q minima (m^3/s)	275	573	507	539	275	312	306	307	293	320	446	540	551
Q media ($l/s Km^2$)	21.7	17.4	18.9	23.2	22.6	28.4	26.9	17.1	13.9	19.1	24.1	27.5	20.8
Deflusso (mm)	683	47	46	62	58	76	70	46	37	49	64	71	56
Afflusso meteorico (mm)	1120	60	63	86	100	127	97	75	92	100	124	122	75
Coefficiente di deflusso	0.61	0.78	0.72	0.72	0.58	0.60	0.72	0.61	0.41	0.49	0.52	0.59	0.74

Tabella 5.4-Statistiche relative alle portate (anno 1986)

Viene inoltre riportata una tabella relativa alle durate per cui le portate sono state, durante l'anno in esame, maggiori o uguali ai valori indicati (Tabella 5.5).

5. Introduzione al caso studio

DURATA DELLE PORTATE		
Giorni	1986	1923-1985
	m ³ /s	m ³ /s
10	4950	4200
30	3610	2930
60	2440	2260
91	1700	1860
135	1350	1490
182	1110	1210
274	861	872
355	686	476

Tabella 5.5-durata delle portate (anno 1986)

Infine, è riportata la scala numerica delle portate (Tabella 5.6) necessaria per la conversione dei livelli idrici osservati nelle relative portate.

SCALA NUMERICA DELLE PORTATE							
Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s	Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s	Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s	Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s
-5.98	643	-5.60	802	-5.20	983	-4.80	1180
-5.95	655	-5.55	824	-5.15	1010	-4.75	1210
-5.90	675	-5.50	846	-5.10	1030	-4.70	1240
-5.85	696	-5.45	868	-5.05	1050	-4.65	1270
-5.80	717	-5.40	891	-5.00	1080	-4.60	1310
-5.75	738	-5.35	914	-4.95	1100	-4.60	1310
-5.70	759	-5.30	936	-4.90	1130		
-5.65	780	-5.25	959	-4.85	1150		

Tabella 5.6-Esempio di scala numerica delle portate (Annali Idrologici)

È importante notare che la scala numerica delle portate è fornita in termini di coppie di valori di altezze idrometriche e portate e, per la sezione analizzata, non vengono fornite relazioni analitiche interpolanti i punti.

I dati presenti negli annali idrologici sono completi a meno di saltuarie interruzioni giornaliere per gli anni dal 1951 al 2016, soltanto nel 1991 risultano assenti le misure relative al mese di agosto e di alcuni giorni del mese di settembre.

5.2.3 Idrogrammi di piena storici (1951-2000)

Durante gli eventi di piena le misure idrometriche venivano infittite per ricostruire con maggiore dettaglio l'andamento dell'evento idrologico allo scopo di individuarne le principali caratteristiche.

Sono state reperite 52 registrazioni di eventi di piena storici dal 1951 al 2000 (Mozzoni, 2011), per cui le rispettive letture rispetto allo zero idrometrico sono avvenute a intervalli temporali piuttosto variabili ma sempre inferiori al giorno.

5. Introduzione al caso studio

In seguito, si riporta a titolo d'esempio il grafico relativo all'idrogramma dell'evento di piena avente inizio il 7/11/1994 (Figura 5.2).

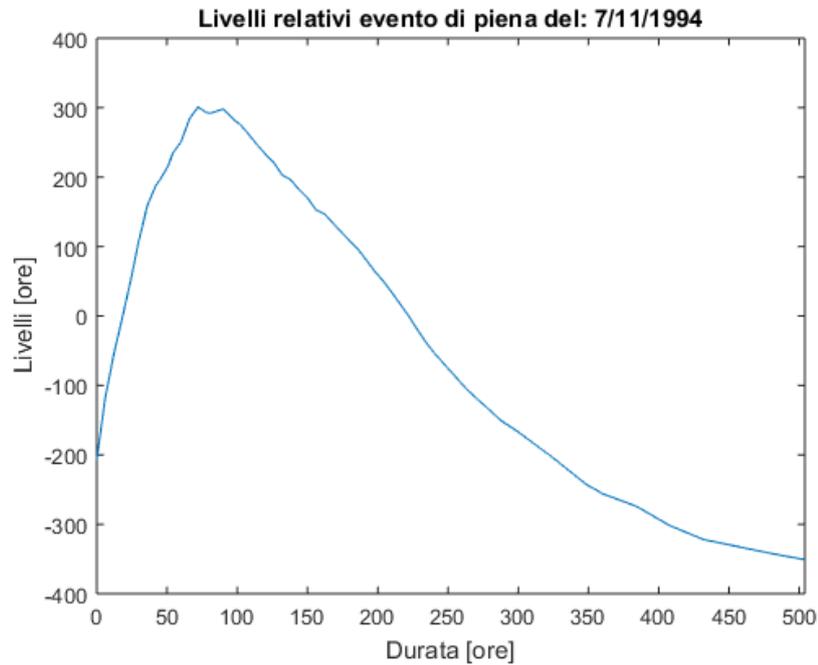


Figura 5.2-Idrogramma di piena novembre 1994

5.2.4 Misure di altezza idrometrica a scansione semi-oraria (2006-2016)

Attraverso l'utilizzo della banca dati relativa alle grandezze idrologiche e naturali dell'Arpa Emilia-Romagna, per mezzo dell'utilizzo della web-app "Dext3r" è stato possibile reperire i dati delle letture automatiche intervallate di 30 minuti relative alle altezze idrometriche dal 2006 al 2016 per la sezione di Pontelagoscuro.

I dati vengono forniti in formato "xls" di Microsoft Excel. In Figura 5.3 è riportato un esempio dei dati riportati per le prime misure dell'anno 2006.

5. Introduzione al caso studio

4	Pontelagoscuro		
5			
6	Inizio validità (UTC)	Fine validità (UTC)	Livello idrometrico (M)
7			
8	01/01/2016 00:00:00	01/01/2016 00:00:00	-5,73
9	01/01/2016 00:30:00	01/01/2016 00:30:00	-5,73
10	01/01/2016 01:00:00	01/01/2016 01:00:00	-5,75
11	01/01/2016 01:30:00	01/01/2016 01:30:00	-5,74
12	01/01/2016 02:00:00	01/01/2016 02:00:00	-5,74
13	01/01/2016 02:30:00	01/01/2016 02:30:00	-5,74
14	01/01/2016 03:00:00	01/01/2016 03:00:00	-5,74
15	01/01/2016 03:30:00	01/01/2016 03:30:00	-5,74
16	01/01/2016 04:00:00	01/01/2016 04:00:00	-5,73
17	01/01/2016 04:30:00	01/01/2016 04:30:00	-5,75
18	01/01/2016 05:00:00	01/01/2016 05:00:00	-5,74
19	01/01/2016 05:30:00	01/01/2016 05:30:00	-5,75
20	01/01/2016 06:00:00	01/01/2016 06:00:00	-5,74

Figura 5.3-Esempio di letture idrometriche semi-orarie

È possibile notare che, per ogni misura sono indicate la data e ora di inizio e fine validità della stessa.

Dall'analisi dei dati è possibile osservare che questi ultimi coprono buona parte del periodo tra il 2006 e il 2016 a meno di saltuarie interruzioni che non superano in genere qualche ora consecutiva.

6 Trattamento dei dati idrologici reperiti

In seguito, si descrive la metodologia adottata per il trattamento dei dati idrologici reperiti descritti al capitolo precedente. A questo scopo si è utilizzato il software Matlab il quale è un ambiente di lavoro sviluppato dalla MathWorks che si presta particolarmente bene al trattamento sistematico di grandi quantità di dati come nel caso in esame.

6.1 Trattamento delle misure giornaliere di altezza idrometrica (1951-2016)

I dati riportati negli annali idrologici reperiti tra il 1951 e il 2016 sono stati trattati allo scopo di ottenere delle serie di altezze idrometriche annuali. A questo scopo si è proceduto come segue.

Le tabelle del tipo riportato in Tabella 5.2 sono state trattate a mezzo di software OCR (Optical Character Recognition) online allo scopo di ottenere dei file “xls” del tipo riportato in Figura 6.1 a partire dai file pdf degli annali idrologici reperiti sul sito dell’Arpa Emilia-Romagna.

STAZIONE DI PONTELAGOSCURO													m s.m.	8,11
ANNO	2002												Media annua (cm)	
gg	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D		
1	-593	-595	-524	-573	-583	-273	-494	-572	-385	-467	-475	212		
2	-598	-598	-524	-580	-581	-310	-517	-571	-411	-476	-479	178		
3	-603	-599	-526	-585	-578	-335	-545	-561	-427	-482	-484	138		
4	-607	-600	-511	-590	-545	-353	-566	-542	-402	-486	-489	108		
5	-609	-598	-467	-600	-137	-360	-573	-534	-298	-492	-496	89		
6	-609	-595	-468	-606	10	-359	-571	-523	-238	-493	-499	71		
7	-610	-591	-480	-610	60	-227	-576	-510	-236	-498	-498	52		
8	-613	-503	-443	-618	21	-45	-559	-476	-252	-502	-498	24		
9	-612	-425	-360	-606	-53	-9	-503	-465	-278	-506	-501	-14		
10	-613	-431	-386	-593	-59	-80	-503	-470	-304	-505	-504	-67		
11	-610	-480	-431	-594	26	-127	-533	-451	-312	-482	-509	-117		
12	-610	-508	-455	-572	113	-184	-550	-377	-273	-441	-513	-155		
13	-610	-520	-471	-521	135	-242	-568	-226	-289	-321	-514	-195		
14	-614	-536	-480	-469	67	-289	-574	-239	-330	-327	-508	-222		
15	-614	»	-486	-439	-29	-324	-510	-314	-348	-370	-495	-248		
16	-615	»	-490	-432	-108	-354	-385	-377	-368	-413	-417	-278		
17	-614	-321	-495	-449	-180	-375	-272	-418	-398	-439	-119	-297		
18	-615	-241	-499	-479	-231	-401	-153	-446	-418	-445	28	-291		
19	-612	-305	-508	-507	-264	-421	-159	-473	-427	-427	119	-248		
20	-614	-384	-514	-527	-287	-435	-231	-491	-435	-435	148	-275		
21	-616	-430	-523	-529	-295	-449	-301	-501	-438	-448	130	-305		
22	-618	-451	-526	-511	-313	-458	-361	-495	-441	-449	83	-324		
23	-618	-470	-524	-521	-335	-466	-407	-485	-428	-332	53	-340		
24	-609	-485	-522	-546	-336	-484	-443	-482	-391	-362	66	-359		
25	-599	-501	-527	-560	-287	-503	-453	-463	-388	-394	81	-368		
26	-569	-515	-535	-572	-173	-509	-467	-438	-392	-419	121	-371		
27	-562	-523	-544	-581	-165	-509	-484	-435	-404	-436	193	-373		
28	-576	-527	-552	-582	-192	-505	-504	-401	-425	-452	243	-372		
29	-585		-556	-586	-211	-501	-525	-289	-443	-463	259	-270		
30	-587		-563	-584	-176	-494	-547	-287	-456	-470	241	-246		
31	-595		-566		-218		-564	-345		-473		-250		

Figura 6.1-Estratto del file Excel contenente le misure di altezza idrometrica giornaliera reperite dagli Annali Idrologici

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

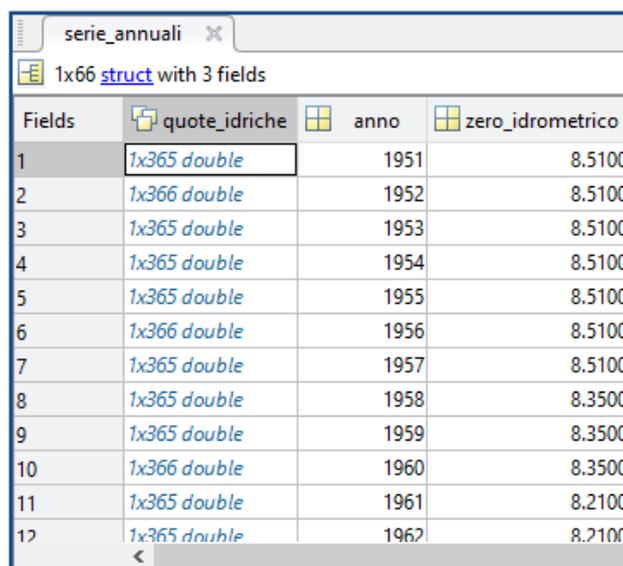
I dati così ottenuti sono stati inseriti in un unico file “xls” che li riporta su una serie di fogli pari al numero di anni analizzati, in questo modo è stato possibile identificare in modo rapido per ogni anno la relativa tabella delle misure.

A questo punto il file Excel così ottenuto è stato importato nell’ambiente di lavoro di Matlab per l’elaborazione e l’estrazione dei dati.

Sfruttando la struttura delle tabelle del tipo riportato in Figura 6.1 si è impostato uno script Matlab per il salvataggio dei dati basato sulla lettura in successione dei valori contenuti sulle righe (riferite ognuna a un giorno del mese) spostandosi in seguito sulle diverse colonne (mesi). In questo modo si sono ottenute delle serie annuali di altezze idrometriche che sono state trasformate in metri e a cui sono stati sommati i relativi valori della quota dello zero idrometrico ottenendo i rispettivi livelli idrometrici assoluti giornalieri riferiti al livello medio del mare. Queste serie storiche sono quindi state salvate in una struttura dati di Matlab. Sono inoltre stati salvati, nella stessa struttura, l’anno a cui le misure fanno riferimento e la rispettiva quota dello zero idrometrico.

In Figura 6.2 si riporta quanto è stato ottenuto. È possibile notare che si sono ottenuti 66 campi (pari al numero di anni analizzati) e che ogni campo della struttura dati ottenuta contiene 365 o 366 valori di altezza idrometrica (a seconda che l’anno sia o no bisestile), l’anno a cui si fa riferimento e la relativa quota dello zero idrometrico.

Sfruttando inoltre il fatto che i valori assenti nelle misure vengano indicati sugli annali idrologici con dei “»” i quali vengono letti da Matlab come dei “Nan (Not a number)” è stato possibile identificare ed escludere quelle date per cui non fossero presenti misure.



Fields	quote_idriche	anno	zero_idrometrico
1	1x365 double	1951	8.5100
2	1x366 double	1952	8.5100
3	1x365 double	1953	8.5100
4	1x365 double	1954	8.5100
5	1x365 double	1955	8.5100
6	1x366 double	1956	8.5100
7	1x365 double	1957	8.5100
8	1x365 double	1958	8.3500
9	1x365 double	1959	8.3500
10	1x366 double	1960	8.3500
11	1x365 double	1961	8.2100
12	1x365 double	1962	8.2100

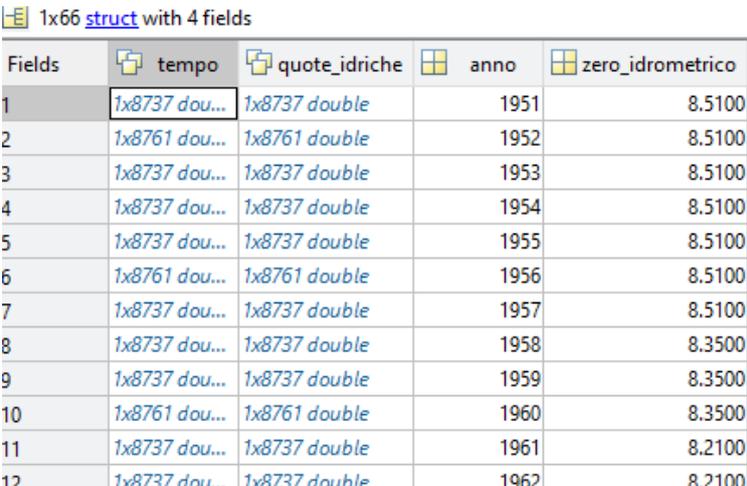
Figura 6.2-Struttura dati di Matlab per il salvataggio dei livelli idrometrici assoluti

Allo scopo di facilitare le successive operazioni di inserimento degli idrogrammi di piena storici e dei dati a scansione semi-oraria nelle rispettive serie annuali si è deciso di interpolare

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

linearmente i livelli idrometrici misurati per ottenere dei dati a scansione oraria. Per fare questo si è usata la funzione “interp1” di Matlab ottenendo una nuova struttura dati contenente questa volta valori a scansione oraria dei livelli idrometrici. In questo caso si è inoltre definito il vettore “tempo” che rappresenta l’andamento progressivo delle ore a partire dalle 12 (ora della prima misura) del 1 gennaio fino alle ore 12 del 31 dicembre di ogni anno. Si noti che in tale vettore risultano mancanti le 12 ore comprese tra la mezzanotte del 01/01 e le 12:00 dello stesso giorno e le 12 ore comprese tra le 12:00 del 31/12 e la mezzanotte, per tutti gli anni analizzati.

Parte della struttura dati ottenuta è riportata in Figura 6.3.



1x66 struct with 4 fields

Fields	tempo	quote_idriche	anno	zero_idrometrico
1	1x8737 dou...	1x8737 double	1951	8.5100
2	1x8761 dou...	1x8761 double	1952	8.5100
3	1x8737 dou...	1x8737 double	1953	8.5100
4	1x8737 dou...	1x8737 double	1954	8.5100
5	1x8737 dou...	1x8737 double	1955	8.5100
6	1x8761 dou...	1x8761 double	1956	8.5100
7	1x8737 dou...	1x8737 double	1957	8.5100
8	1x8737 dou...	1x8737 double	1958	8.3500
9	1x8737 dou...	1x8737 double	1959	8.3500
10	1x8761 dou...	1x8761 double	1960	8.3500
11	1x8737 dou...	1x8737 double	1961	8.2100
12	1x8737 dou...	1x8737 double	1962	8.2100

Figura 6.3-Struttura dati Matlab contenente i livelli idrometrici orari annuali

6.2 Trattamento delle misure di altezza idrometrica relative agli eventi di piena storici (1951-2000)

L’intenzione è quella di inserire all’interno della serie storica di letture giornaliere di livello idrometrico i livelli letti con maggiore frequenza in corrispondenza degli eventi di piena storici allo scopo di migliorare il dettaglio e ottenere dei dati maggiormente significativi per le analisi successive.

Gli eventi di piena storici sono stati ricavati da un file “xls” (Mozzoni, 2011). La struttura del file è riportata nella Figura 6.4, è possibile notare come nella prima riga di ogni evento è indicata la data e l’ora d’inizio dello stesso. In seguito, sono indicate nella prima colonna le durate a partire dall’ora suddetta e a fianco le rispettive altezze idrometriche in centimetri rispetto allo zero idrometrico. I diversi eventi di piena si susseguono nelle righe del file.

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

2	08/11/1951 12:00	
3	0	-247
4	6	-244
5	12	-231
6	18	-206
7	24	-153
8	30	-100
9	36	-38
10	42	10
11	48	56
12	54	90
13	60	131
14	72	194
15	84	247
16	90	269
17	96	290
18	102	313
19	108	328
20	114	331

Figura 6.4-Struttura del file Excel contenente gli idrogrammi storici di piena

I dati sono stati importati in Matlab andando a leggere il file suddetto mediante la funzione “xlsread”, si è quindi sfruttata la conoscenza della struttura del file “xls” per separare le parti dei dati relative ai diversi eventi di piena e salvarle in una struttura dati di Matlab. Preliminarmente le misure sono state trasformate in metri e sono state riferite al livello medio del mare.

La struttura dati risultante è composta come indicato nella Figura 6.5, per ognuno dei 52 eventi di piena si avrà quindi un vettore delle durate, un vettore dei livelli idrometrici assoluti e le indicazioni relative a mese, giorno, ora e anno di inizio dell’evento. Proprio queste ultime informazioni permetteranno l’inserimento degli eventi storici nella serie temporale annuale di riferimento.

1x52 struct with 6 fields						
	durate	livelli	qq	mese	anno	ora
1	1x637 double	1x637 double	8	11	1951	12
2	1x751 double	1x751 double	15	10	1953	12
3	1x439 double	1x439 double	14	5	1954	12
4	1x385 double	1x385 double	6	6	1955	12
5	1x745 double	1x745 double	10	6	1957	12
6	1x637 double	1x637 double	13	4	1958	12
7	1x427 double	1x427 double	24	11	1958	12
8	1x529 double	1x529 double	30	11	1959	12
9	1x436 double	1x436 double	25	10	1960	18
10	1x601 double	1x601 double	23	4	1961	12
11	1x607 double	1x607 double	7	11	1962	6
12	1x598 double	1x598 double	2	11	1963	6
13	1x604 double	1x604 double	27	3	1964	12

Figura 6.5-Struttura dati di Matlab contenente gli idrogrammi storici di piena

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

L'inserimento dei dati relativi agli idrogrammi storici all'interno delle serie storiche dei diversi anni è avvenuto definendo una funzione in Matlab che permettesse di calcolare, una volta forniti i valori di giorno, mese, anno e ora, la relativa ora progressiva a partire dalle 12 del 1 gennaio di ogni anno, in questo modo, utilizzando i dati ricavati dagli idrogrammi di piena storici indicati come esempio nella Figura 6.5 è stato possibile individuare, per ogni evento, l'ora progressiva di inizio dello stesso all'interno dell'anno in cui esso si è verificato.

In seguito, si riporta un confronto tra i valori ottenuti per interpolazione oraria dei dati riportati negli Annali Idrologici e quelli ottenuti invece inserendo gli eventi di piena suddetti per alcuni degli anni della serie storica.

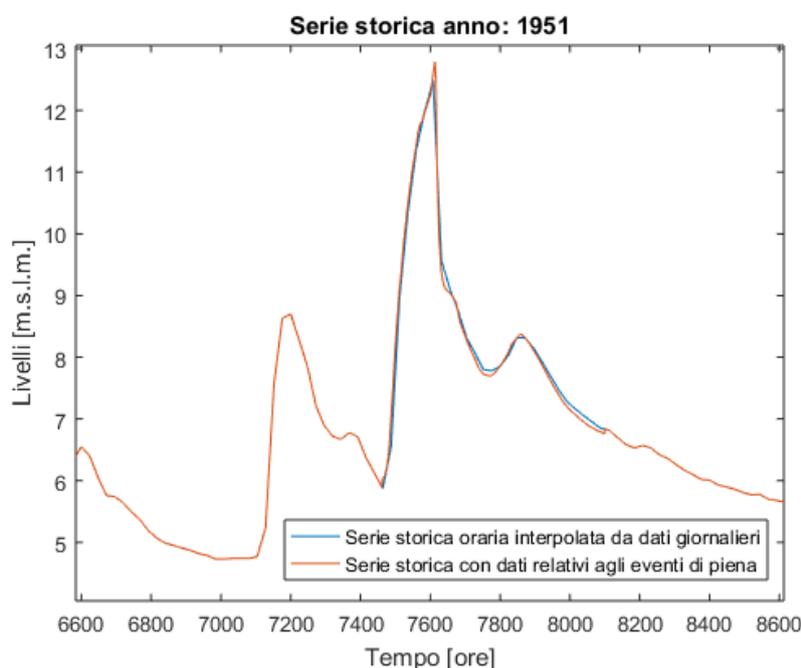


Figura 6.6-Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture relative agli eventi storici di piena: anno 1951

In Figura 6.6 è possibile notare che l'inserimento delle letture a intervalli ravvicinati ha portato a un aumento del colmo di piena raggiunto. Si può inoltre notare la forma estremamente appuntita dell'idrogramma di piena la cui responsabilità è dovuta alla rotta arginale registratasi a Occhiobello la quale ha provocato un rapido decremento dei livelli idrometrici a Pontelagoscuro.

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

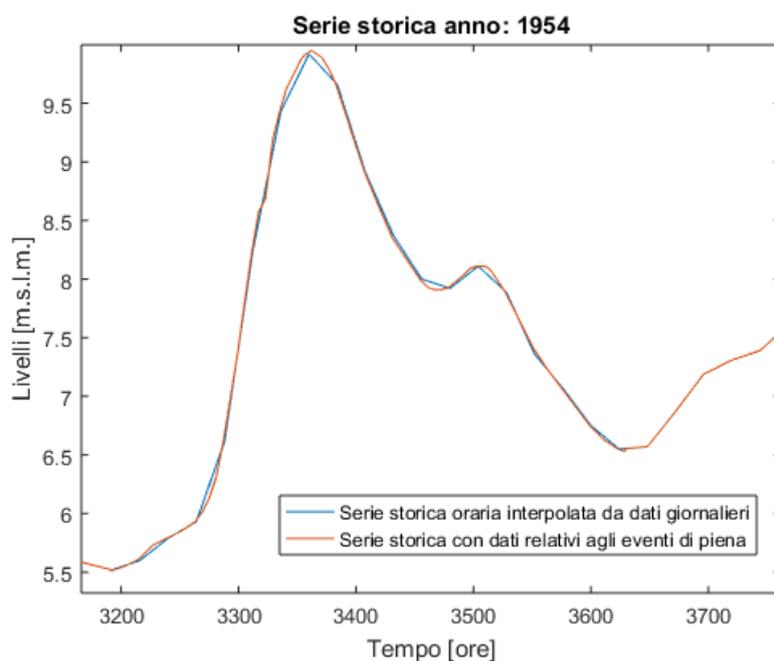


Figura 6.7-Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture relative agli eventi storici di piena: anno 1954

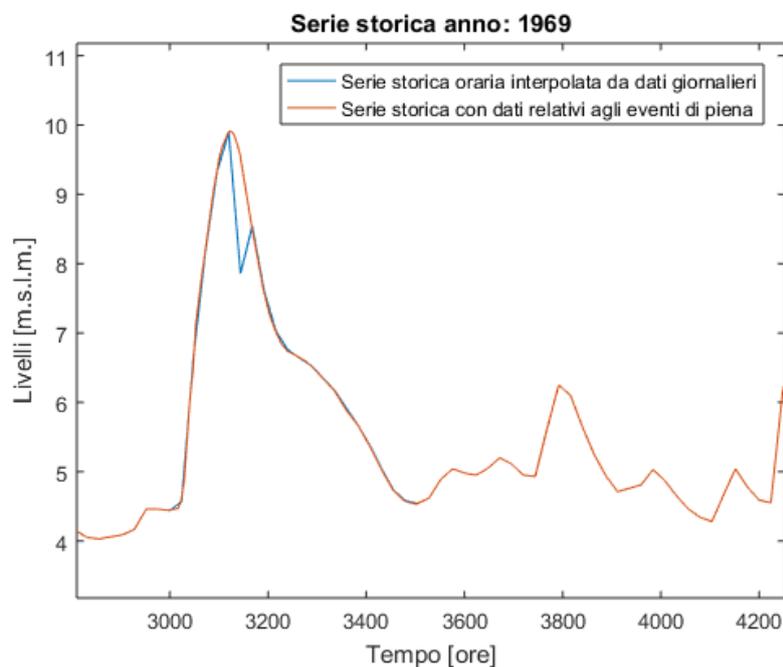


Figura 6.8-Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture relative agli eventi storici di piena: anno 1969

In Figura 6.8 si può notare che l'inserimento dei dati a lettura ravvicinata permette la correzione di un probabile errore di lettura dell'altezza idrometrica riportata negli Annali Idrologici.

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

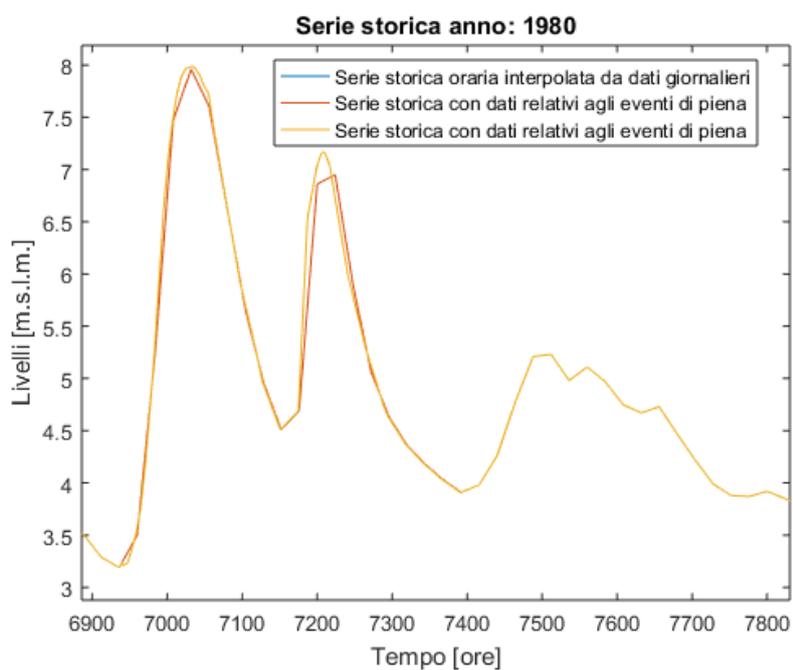


Figura 6.9-Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture relative agli eventi storici di piena: anno 1980

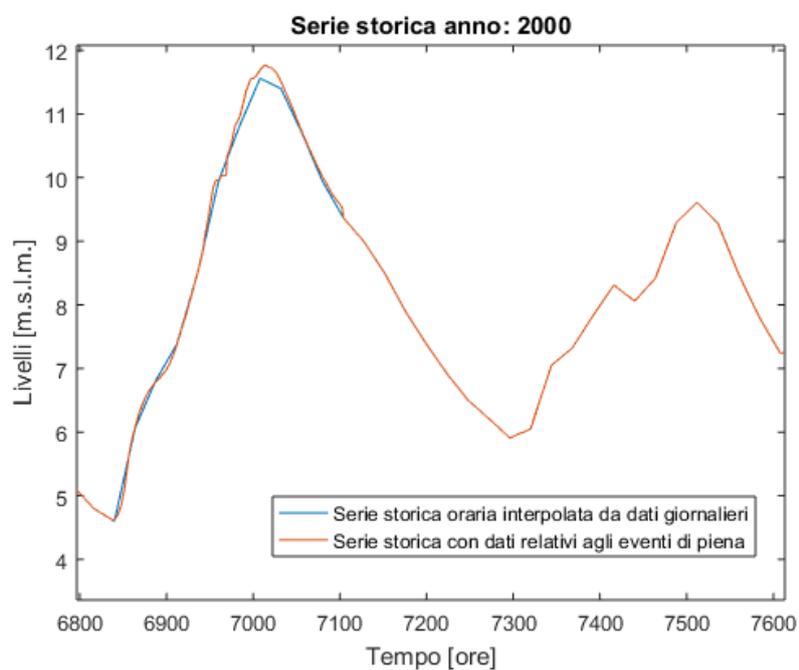


Figura 6.10-Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture relative agli eventi storici di piena: anno 2000

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

6.3 Trattamento delle misure di altezza idrometrica a scansione semi-oraria (2006-2016)

I dati a scansione semi-oraria reperiti sul portale dell'Arpa Emilia-Romagna di cui si è parlato al paragrafo 5.2.4 sono stati trattati in Matlab allo scopo di inserire anche questi ultimi nelle diverse serie storiche annuali.

Anche in questo caso si è sviluppato uno script Matlab che procede innanzi tutto alla lettura dell'intera serie storica dal file ".xls" in cui sono stati salvati i dati ottenuti dal portale di Arpa sui diversi fogli.

Il file presenta la forma indicata nella Figura 6.11 e l'importazione dello stesso in Matlab permette di individuare per ogni misura il relativo periodo di validità espresso dalle colonne giorno, mese, anno, ora e minuti presenti nel file stesso.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	anno								
2	2006		Arpae-SIMC						
3									
4		Pontelagoscuro							
5									
6	Inizio validità (UTC)	Fine validità (UTC)	Livello idrometrico (M)	Test	giorno	mese	anno	ora	minuti
7				3					
8	01/01/2006 00:00:00	01/01/2006 00:00:00	-5,57	0	1	1	2006	0	0
9	01/01/2006 00:30:00	01/01/2006 00:30:00	-5,57	0	1	1	2006	0	30
10	01/01/2006 01:00:00	01/01/2006 01:00:00	-5,59	0	1	1	2006	1	0
11	01/01/2006 01:30:00	01/01/2006 01:30:00	-5,57	0	1	1	2006	1	30
12	01/01/2006 02:00:00	01/01/2006 02:00:00	-5,58	0	1	1	2006	2	0
13	01/01/2006 02:30:00	01/01/2006 02:30:00	-5,59	0	1	1	2006	2	30
14	01/01/2006 03:00:00	01/01/2006 03:00:00	-5,58	0	1	1	2006	3	0
15	01/01/2006 03:30:00	01/01/2006 03:30:00	-5,58	0	1	1	2006	3	30
16	01/01/2006 04:00:00	01/01/2006 04:00:00	-5,58	0	1	1	2006	4	0
17	01/01/2006 04:30:00	01/01/2006 04:30:00	-5,57	0	1	1	2006	4	30
18	01/01/2006 05:00:00	01/01/2006 05:00:00	-5,57	0	1	1	2006	5	0
19	01/01/2006 05:30:00	01/01/2006 05:30:00	-5,56	0	1	1	2006	5	30
20	01/01/2006 06:00:00	01/01/2006 06:00:00	-5,56	0	1	1	2006	6	0
21	01/01/2006 06:30:00	01/01/2006 06:30:00	-5,57	0	1	1	2006	6	30
22	01/01/2006 07:00:00	01/01/2006 07:00:00	-5,59	0	1	1	2006	7	0
23	01/01/2006 07:30:00	01/01/2006 07:30:00	-5,57	0	1	1	2006	7	30
24	01/01/2006 08:00:00	01/01/2006 08:00:00	-5,57	0	1	1	2006	8	0
25	01/01/2006 08:30:00	01/01/2006 08:30:00	-5,57	0	1	1	2006	8	30
26	01/01/2006 09:00:00	01/01/2006 09:00:00	-5,57	0	1	1	2006	9	0
27	01/01/2006 09:30:00	01/01/2006 09:30:00	-5,58	0	1	1	2006	9	30
28	01/01/2006 10:00:00	01/01/2006 10:00:00	-5,58	0	1	1	2006	10	0
29	01/01/2006 10:30:00	01/01/2006 10:30:00	-5,56	0	1	1	2006	10	30
30	01/01/2006 11:00:00	01/01/2006 11:00:00	-5,56	0	1	1	2006	11	0
31	01/01/2006 11:30:00	01/01/2006 11:30:00	-5,57	0	1	1	2006	11	30
32	01/01/2006 12:00:00	01/01/2006 12:00:00	-5,57	0	1	1	2006	12	0
33	01/01/2006 12:30:00	01/01/2006 12:30:00	-5,56	0	1	1	2006	12	30
34	01/01/2006 13:00:00	01/01/2006 13:00:00	-5,56	0	1	1	2006	13	0

Figura 6.11-Struttura del file .xls relativo alla serie di altezze idrometriche a scansione semi-oraria

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

Una volta importato il file .xls in Matlab è stato possibile procedere ad una scansione dei dati relativi ai diversi anni e, tenendo conto che i dati relativi alle misure mancanti vengono letti da Matlab come dei “Nan (Not a number)” è stato possibile procedere alla suddivisione dei dati in serie di misure consecutive aventi ognuna una data e ora di inizio.

Allo scopo di uniformare i dati in modo da avere anche in questo caso una scansione oraria come per le serie trattate in precedenza si è proceduto ad un’interpolazione lineare degli stessi per mezzo della funzione “interp1” su base oraria.

A questo punto l’inserimento all’interno delle serie annuali è stato possibile procedendo in modo analogo a quanto fatto in precedenza per gli idrogrammi di piena storici.

Si riportano in seguito alcune porzioni dei grafici annuali ricavati dal confronto tra i valori ottenuti dalle serie ricavate dagli annali idrologici e quelle ottenute dai valori semi-orari suddetti.

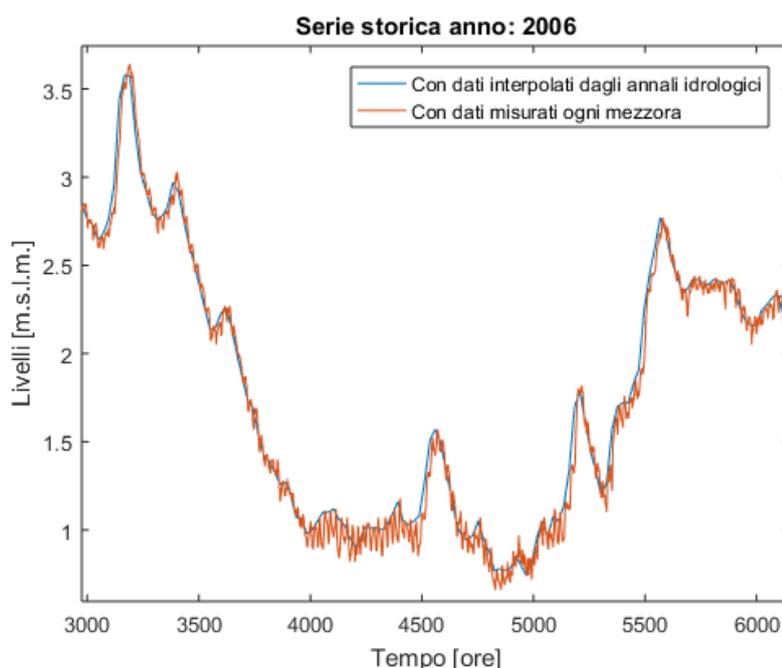


Figura 6.12- Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture semi-orarie: anno 2006

In Figura 6.12 è possibile notare una grande variabilità dei livelli probabilmente dovuta a probabili errori strumentali di misura.

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

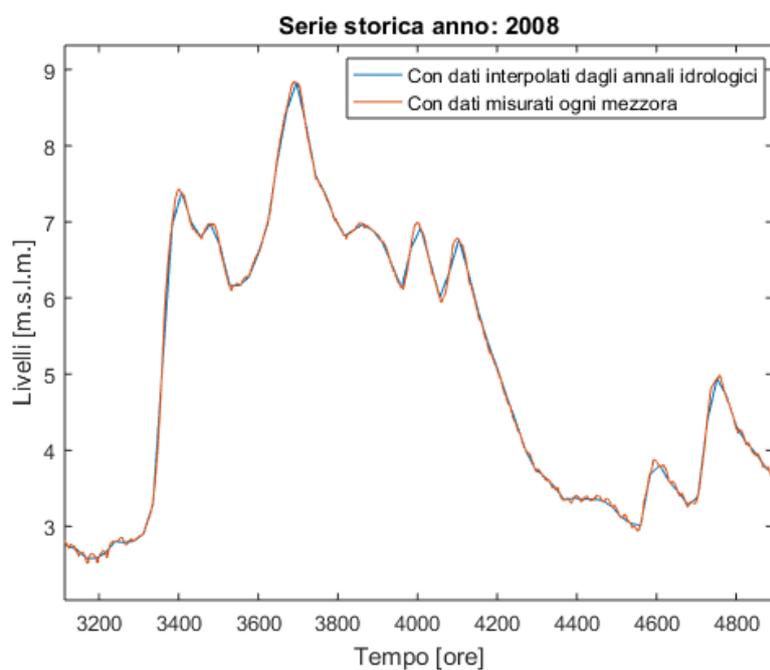


Figura 6.13- Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture semi-orarie: anno 2008

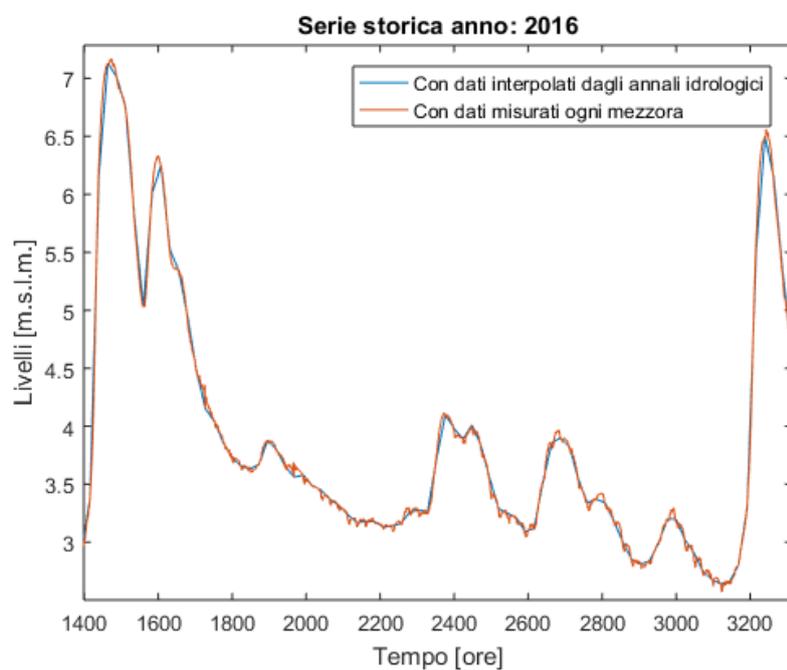


Figura 6.14- Confronto dei livelli idrometrici assoluti ricavati dagli annali idrologici e quelli comprensivi delle letture semi-orarie: anno 2016

Volendo utilizzare i dati trattati come parametri in ingresso di modelli numerici si è ritenuto di non inserire le letture semi-orarie nelle serie storiche annuali in quanto potrebbero

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

comportare instabilità nei modelli stessi senza tra l'altro portare significativi miglioramenti relativamente all'informazione relativa agli eventi idrologici descritti.

6.4 Trattamento dei dati relativi alle scale numeriche delle portate

Allo scopo di calcolare i valori di portata a partire dalle letture di altezze idrometriche trattate in precedenza si è proceduto a leggere dagli annali idrologici i valori della scala numerica delle portate nella sezione C degli annali stessi.

Si è deciso di procedere in questo modo (piuttosto che leggere i valori giornalieri di portata riportati nella sezione C degli annali) in quanto così facendo è possibile trasformare direttamente le serie annuali dei livelli idrometrici in serie storiche di portate tenendo inoltre conto dei valori relativi agli eventi storici di piena inseriti i quali non sarebbero presenti negli Annali Idrologici.

Dall'osservazione dei dati contenuti negli annali si è visto che spesso le scale numeriche delle portate possono variare anche più volte all'anno, pertanto è necessario importare non soltanto le coppie di valori di altezza idrometrica e portata che costituiscono le scale numeriche, ma anche i dati relativi ai periodi di validità sull'anno della scala stessa.

A questo scopo si è proceduto alla costruzione del file "SCALE DEFLUSSO.xls" la cui forma è riportata nella Figura 6.15, in cui la prima data rappresenta l'inizio e la seconda la fine della validità della scala numerica delle portate per l'anno di riferimento.

	A	B	C	D	E	F	G
1	Altezza idrometrica	Portata	gg	mese	gg	mese	Anno
2	-3,39	1150	1	1	21	2	1951
3	-3	1350					
4	-2	1980					
5	-1	2530					
6	0	3300					
7	1	4250					
8	3,22	5810					
9	Altezza idrometrica	Portata	gg	mese	gg	mese	Anno
10	-3,78	830	22	2	31	12	1951
11	-2	1760					
12	0	3290					
13	1	4250					
14	3	7180					
15	4,28	10300					
16	Altezza idrometrica	Portata	gg	mese	gg	mese	Anno

Figura 6.15-Struttura del file .xls contenente i dati relativi alle scale numeriche delle portate dedotti dagli annali

In seguito, si è importato il file .xls descritto in Matlab e successivamente si è proceduto alla trattazione dello stesso allo scopo di ottenere, per ogni anno, le relative scale numeriche delle portate.

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

In totale sono state ottenute 96 scale numeriche delle portate relative ai 66 anni analizzati. In particolare, si è notato che negli anni più recenti la prassi sia diventata quella di riportare una sola scala numerica delle portate relativa a tutto l'anno, mentre nei primi anni della serie analizzata si possono trovare anche quattro o più scale numeriche delle portate nello stesso anno.

La variabilità delle scale estratte dagli annali è molto ampia e questo testimonia da un lato l'evoluzione morfologica del fiume e la modifica continua delle sezioni di deflusso e delle variabili idrauliche che caratterizzano il fenomeno, dall'altro lato l'evoluzione delle tecniche con cui queste scale sono state ricavate. Occorre inoltre tenere conto del sistematico abbassamento del fondo alveo dovuto ai fenomeni di subsidenza a cui è stata soggetta la sezione in esame.

In seguito, si riporta l'evoluzione temporale delle scale numeriche delle portate ottenute per la serie storica in esame dagli Annali Idrologici.

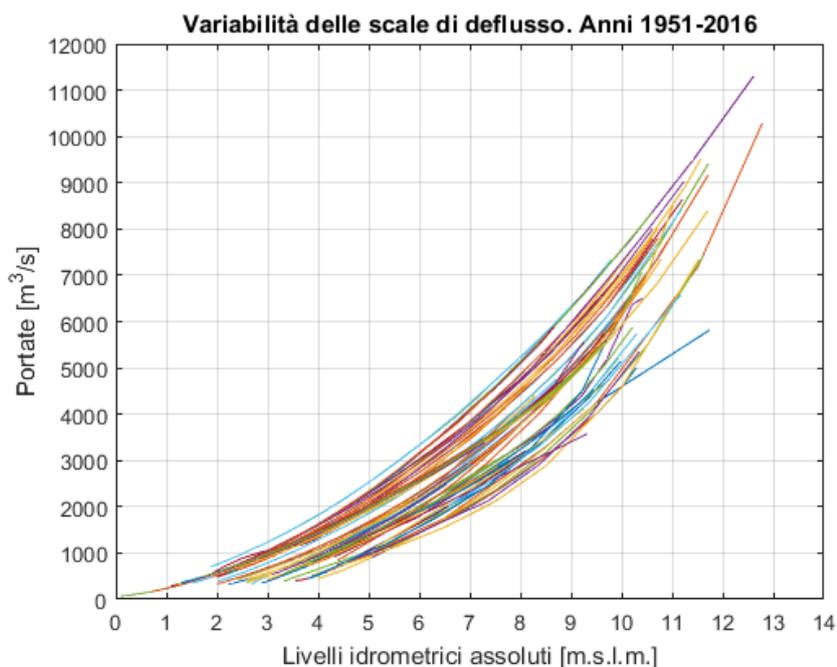


Figura 6.16-Variazione temporale delle scale di deflusso per la serie storica 1951-2016

Una volta ottenuti i valori relativi alla scala numerica delle portate ci si è posti il problema di individuare delle relazioni analitiche che permettano di ottenere in modo semplice i valori di portata a partire da un valore qualsiasi di livello idrometrico.

Si è quindi cercato di individuare un metodo di interpolazione dei punti sul diagramma livelli idrometrici-portate che permettesse l'individuazione di una relazione analitica definita scala di deflusso.

Un primo tentativo di interpolazione è stato effettuato basandosi sulla seguente relazione.

$$q = a h^b \quad (6.1)$$

Questa legge di potenza risulta indicata da Herschy nel 1985 come una possibile equazione che interpoli in modo efficace i punti della scala numerica delle portate. Infatti, dal punto di vista idraulico, una relazione di questo tipo risulta di forma analoga a quelle ricavabili dalle leggi di Chezy e Gauckler-Strickler con l'unica differenza che in queste due relazioni il valore del coefficiente b risulta essere fissato pari a $3/2$ e $5/3$ rispettivamente. Si è quindi proceduto a un'interpolazione basata sul metodo dei minimi quadrati dei valori delle scale numeriche delle portate per i diversi anni utilizzando la funzione "fit" del toolbox di "curve fitting" di Matlab con riferimento alla (6.1).

Dal confronto tra i valori derivanti dalla legge di regressione suddetta e quelli delle scale numeriche delle portate si è tuttavia notato che l'adattamento dei dati a questa legge fosse piuttosto buono per alcuni anni (Figura 6.17), ma altresì scarso in altri, specialmente per i valori alti di portata per cui si rischiano importanti errori (Figura 6.18).

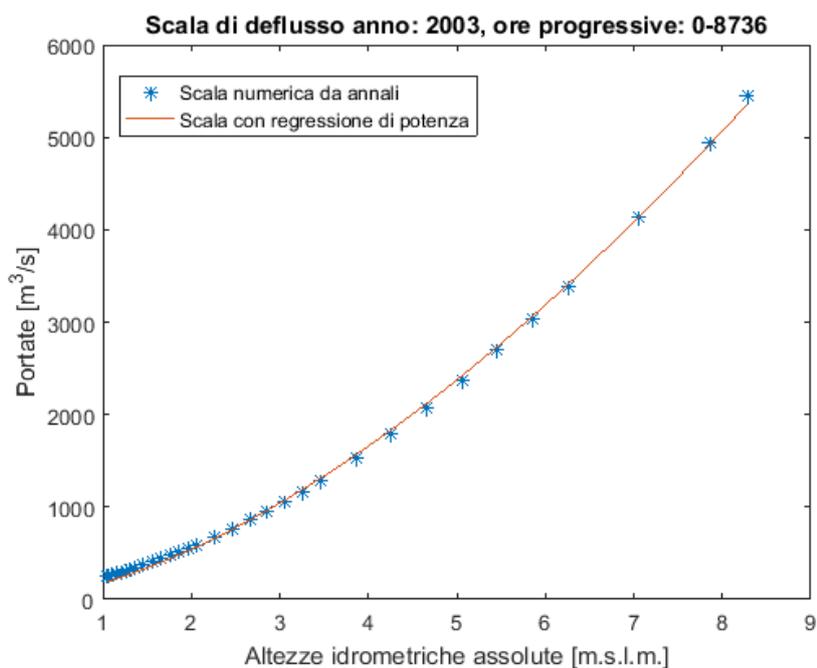


Figura 6.17-Verifica di adattamento della relazione di Herschy all'interpolazione delle scale numeriche delle portate

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

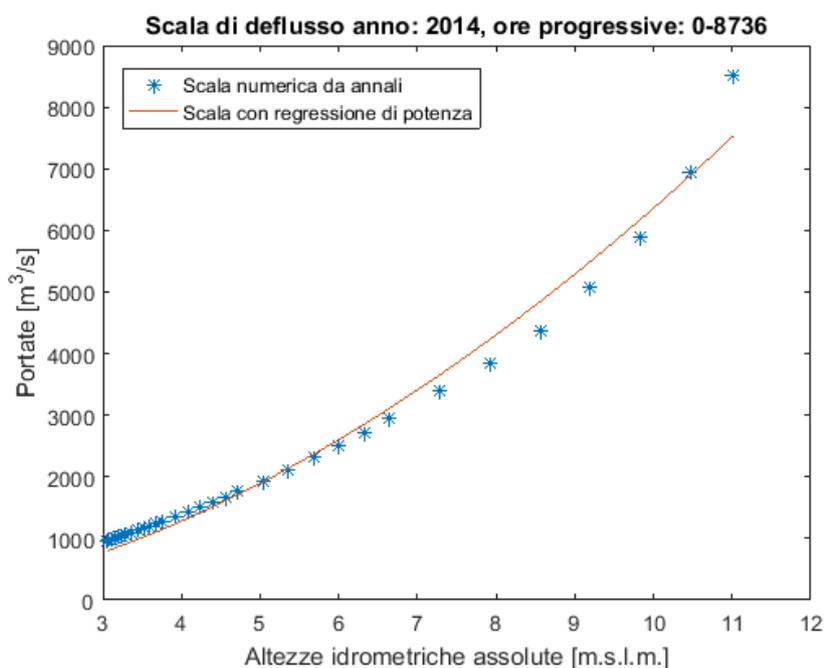


Figura 6.18-Verifica di adattamento della relazione di Herschy all'interpolazione delle scale numeriche delle portate

Dopo alcuni tentativi si è deciso di procedere a una regressione polinomiale il cui grado massimo è stato fissato a 5 per le scale numeriche che presentano dati in numero superiore a 6 e, per le scale che invece avessero dati in numero inferiore a quest'ultimo valore si è adottata una regressione polinomiale di grado pari al numero di dati presenti meno uno. Il grado massimo del polinomio interpolante è stato fissato in modo da ottenere un buon compromesso tra la bontà del fitting dei dati e la stabilità dell'algoritmo di interpolazione che tende a decrescere al diminuire della differenza tra il grado del polinomio e il numero di dati da interpolare.

Questo tipo di regressione permette di ottenere scarti minimi tra i valori della scala numerica e quelli interpolati e di conseguenza l'adattamento risulta essere migliore di quello ottenuto con la legge di potenza di Herschy. Occorre infatti tenere presente che risulta spesso difficile ricavare relazioni analitiche che siano generalmente valide su un ampio range di valori di altezza-portata e che, in linea generale è bene che, per valori di livello idrometrico compresi nell'intervallo di dati delle scale numeriche delle portate, le leggi delle scale di deflusso siano vicine a questi ultimi. Occorre inoltre tenere presente che le scale numeriche delle portate riportate negli annali sono in genere definite su un range di valori di portata molto vicino a quello misurato sul periodo di validità della stessa nel fiume. Pertanto, è di fatto praticamente escluso lo sconfinamento dei valori di livello idrometrico oltre il range di validità della scala di deflusso se non in misura piuttosto ridotta.

In Figura 6.20 è possibile notare che l'adattamento alla scala numerica per l'anno 2014 sia in questo caso decisamente migliore rispetto al caso di utilizzo della relazione di Herschy.

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

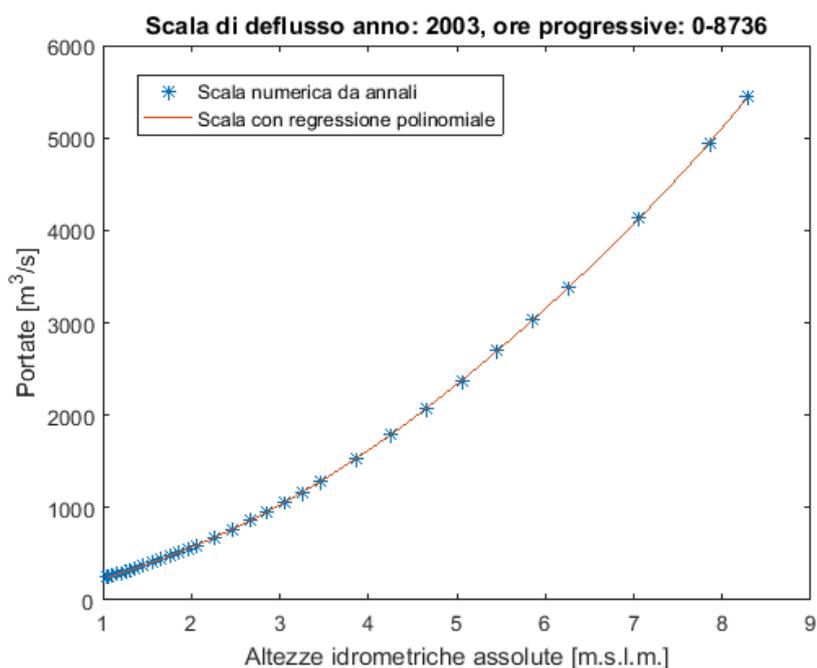


Figura 6.19-Verifica di adattamento dell'interpolazione polinomiale rispetto alle scale numeriche delle portate

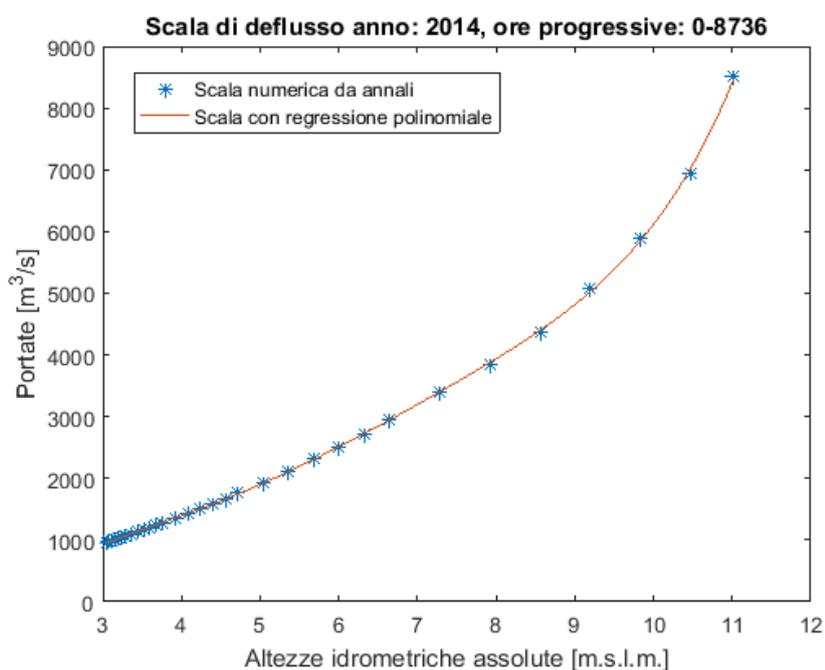


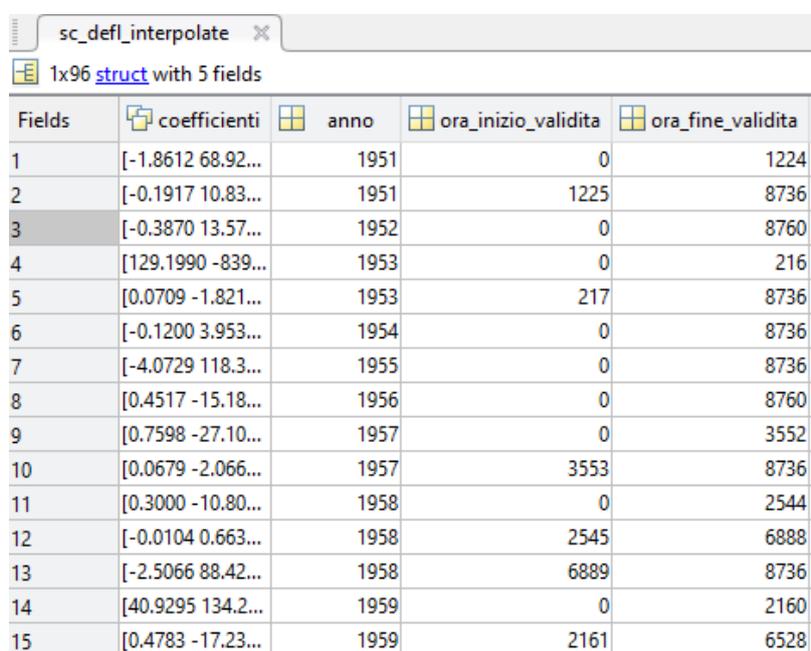
Figura 6.20-Verifica di adattamento dell'interpolazione polinomiale rispetto alle scale numeriche delle portate

La bontà di adattamento delle scale di deflusso relative ai diversi anni, è stata esaminata in termini di scarti massimi in percentuale sui valori di portata ottenuti tra i valori relativi alle scale di deflusso e quelli relativi alla scala numerica delle portate riportata negli Annali

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

Idrologici. Questi ultimi risultano essere piuttosto ridotti e soltanto per alcuni anni raggiungono valori di qualche percentuale. Si ritiene pertanto che le scale di deflusso con interpolazione polinomiale di quinto grado possano essere utilizzate per ricavare i valori di portata a partire da quelli di altezza idrometrica assoluta.

Si sono quindi salvati in una struttura di dati di Matlab, per ogni anno, i valori dei coefficienti dei polinomi derivanti dalla regressione dei dati, l'anno della scala di deflusso di riferimento e le ore progressive da inizio anno (calcolate sfruttando la funzione definita in Matlab di cui si è parlato al paragrafo 6.2) di inizio e fine di validità della scala di deflusso stessa. La struttura presenta quindi la forma riportata in Figura 6.21 e potrà essere utilizzata per il calcolo delle portate a partire dai livelli idrometrici assoluti.



Fields	coefficienti	anno	ora_inizio_validita	ora_fine_validita
1	[-1.8612 68.92...	1951	0	1224
2	[-0.1917 10.83...	1951	1225	8736
3	[-0.3870 13.57...	1952	0	8760
4	[129.1990 -839...	1953	0	216
5	[0.0709 -1.821...	1953	217	8736
6	[-0.1200 3.953...	1954	0	8736
7	[-4.0729 118.3...	1955	0	8736
8	[0.4517 -15.18...	1956	0	8760
9	[0.7598 -27.10...	1957	0	3552
10	[0.0679 -2.066...	1957	3553	8736
11	[0.3000 -10.80...	1958	0	2544
12	[-0.0104 0.663...	1958	2545	6888
13	[-2.5066 88.42...	1958	6889	8736
14	[40.9295 134.2...	1959	0	2160
15	[0.4783 -17.23...	1959	2161	6528

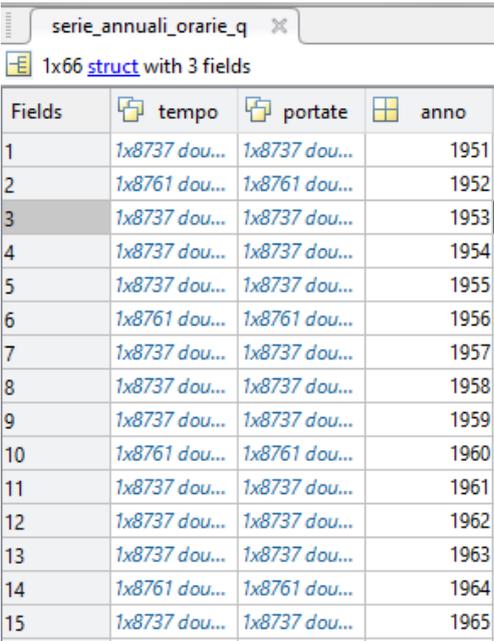
Figura 6.21-Struttura dati Matlab contenente i parametri relativi alle scale di deflusso

6.5 Calcolo dei valori di portata a scansione oraria della serie completa (1951-2016)

I valori di portata orari relativi alla serie storica esaminata sono stati ottenuti in Matlab applicando le scale di deflusso polinomiali calcolate in precedenza, ognuna nel suo intervallo di validità, alla serie di altezze idrometriche assolute a scansione oraria costruite in precedenza.

I valori di portata annuali a scansione oraria sono stati salvati in una struttura dati di Matlab (Figura 6.22).

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti



Fields	tempo	portate	anno
1	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1951
2	1x8761 dou...	1x8761 dou...	1952
3	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1953
4	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1954
5	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1955
6	1x8761 dou...	1x8761 dou...	1956
7	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1957
8	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1958
9	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1959
10	1x8761 dou...	1x8761 dou...	1960
11	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1961
12	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1962
13	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1963
14	1x8761 dou...	1x8761 dou...	1964
15	1x8737 dou...	1x8737 dou...	1965

Figura 6.22-Struttura dati Matlab contenente i valori di portata orari annuali dal 1951 al 2016

6.6 Calcolo dei livelli idrometrici per l'applicazione dei modelli di filtrazione

Allo scopo della successiva applicazione di modelli di filtrazione, ponendosi in ottica progettuale, è stato necessario immaginare le portate definite in precedenza come transitanti tutte in una data sezione di geometria assegnata da verificare. Questo comporta la selezione di un'unica scala di deflusso per il calcolo delle altezze idrometriche da porre in ingresso ai modelli di filtrazione. Si deve inoltre tenere presente che in seguito si intenderà utilizzare come parametri in ingresso ai modelli di filtrazione degli idrogrammi sintetici di progetto (SDH) il cui valore massimo di portata potrà in generale essere molto maggiore rispetto ai valori massimi raggiunti per la serie storica 1951-2016.

Si è quindi reso necessario selezionare una scala di deflusso di riferimento che potesse essere estesa anche al di fuori dei valori numerici riportati negli annali idrologici in modo efficace mantenendo comunque una buona validità sull'intervallo di taratura. A questo scopo si è seguito l'approccio riportato in numerosi lavori presenti in letteratura facendo riferimento alla forma interpolante per la scala di deflusso di Herschy (1985).

$$q = a(h - h_0)^b \quad (6.2)$$

L'utilizzo di tale forma interpolante era già stato tentato in precedenza per il calcolo delle portate a partire dalle altezze idrometriche riportate negli annali, tuttavia questa era risultata spesso poco adatta a interpolare efficacemente i valori numerici riportati negli annali. In quell'occasione si era optato per un'interpolazione polinomiale in quanto l'interesse era quello di avere la migliore vicinanza possibile tra la curva interpolante e i valori numerici della scala numerica delle portate nell'intervallo di taratura, senza necessità di estendere tale scala di deflusso molto al di fuori dei suddetti valori. In questo caso invece, dovendo fare riferimento

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

a valori di portata che possono essere molto superiori o inferiori al range di taratura riportato sugli annali tale approccio non avrebbe più efficacia in quanto la curva interpolante, non avendo basi teoriche porterebbe a incoerenze molto importanti al di fuori dei valori di taratura.

Volendo determinare una scala di deflusso che potesse essere ritenuta valida per tutti i valori di portata in esame si è deciso di procedere come segue.

Innanzitutto, si è proceduto a un'interpolazione basata sulla legge di Herschy delle 96 scale numeriche delle portate reperite sugli annali idrologici. In seguito, si è analizzato il valore del coefficiente b della curva interpolante delle diverse scale andando a ricercare quelle scale di deflusso per cui quest'ultimo fosse il più vicino possibile al valore $5/3$ tipico della legge di Gauckler Strickler o $3/2$ tipico della legge di Chezy. La vicinanza di b a questi valori è infatti sinonimo di comportamento simile a un modello di moto permanente e risulta quindi giustificata dal punto di vista teorico la relativa scala di deflusso. In seguito, per le scale di deflusso soddisfacenti la precedente verifica si è analizzata la bontà dell'interpolazione in termini di scarto percentuale tra le stesse e le scale numeriche delle portate riportate negli Annali Idrologici escludendo quelle per cui questo fosse eccessivo.

In definitiva si è individuata la scala di deflusso del 2002 la cui legge di interpolazione è la seguente:

$$q = 163,58 h^{1,661}$$

Dove h rappresenta il livello idrometrico assoluto in m.s.l.m.

In Figura 6.23 si riporta il grafico della scala di deflusso in cui si può notare la buona interpolazione dei dati numerici.

6. Trattamento dei dati idrologici reperiti

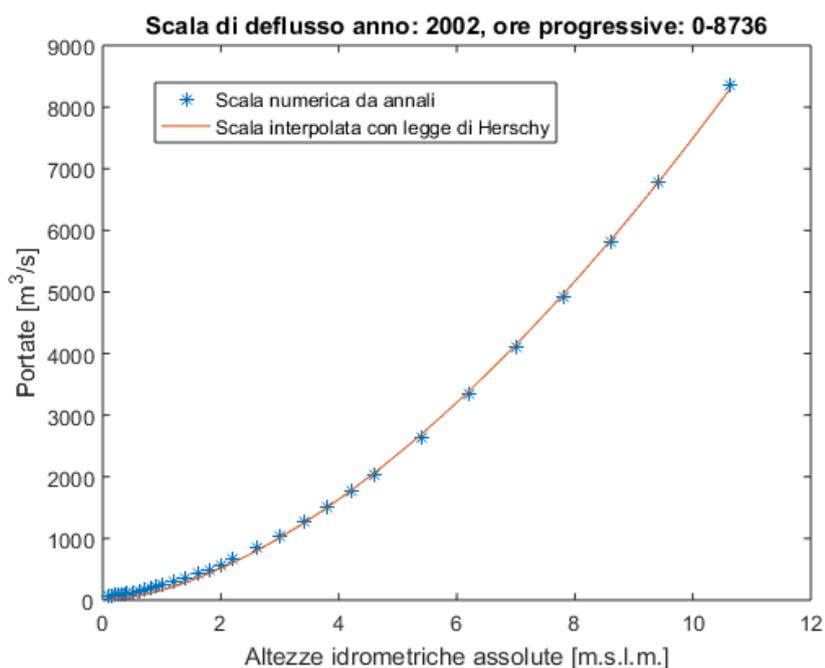


Figura 6.23-Scala di deflusso relativa all'anno 2002 presa come riferimento

I valori dei livelli idrometrici assoluti di riferimento per l'applicazione dei modelli di filtrazione sono quindi stati ottenuti dalla trasformazione delle portate della serie storica di 66 anni e dei diversi idrogrammi sintetici di progetto attraverso l'inversione della (6.2) (scala di deflusso del 2002).

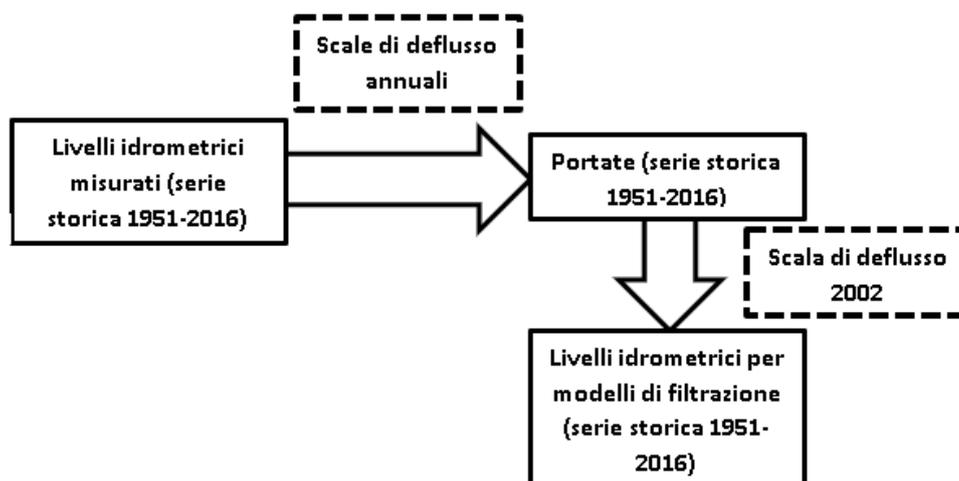


Figura 6.24-Schema di sintesi della procedura seguita per l'ottenimento dei livelli idrometrici da applicare nei modelli di filtrazione relativamente alla serie storica 1951-2016

7 Definizione del modello semplificato dell'arginatura

Allo scopo di verificare i limiti di validità della soluzione dell'equazione lineare di filtrazione, ottenuta per onde sollecitanti di forma qualsiasi attraverso l'applicazione del metodo semi-analitico descritto al paragrafo 2.3.7, si procede in seguito alla definizione di un modello semplificato di arginatura.

Il modello dovrà necessariamente basarsi su ipotesi semplificative piuttosto pesanti in modo che le ipotesi alla base dell'applicazione del modello semi-analitico risultino verificate. Tali ipotesi sono riportate in seguito:

- **Il mezzo poroso costituente il terreno coinvolto nei processi di filtrazione è considerato omogeneo, ossia le sue caratteristiche geotecniche e idrauliche sono considerate invariabili all'interno dello stesso.**

Tale ipotesi risulta sicuramente semplificativa rispetto alla realtà in quanto spesso il materiale costituente le arginature risulta eterogeneo e stratificato. Spesso si ritrovano alternanze di materiali fini e grossolani, addirittura in alcuni casi si possono ritrovare ciottoli o laterizi che sicuramente influiscono sulla caratterizzazione idraulica del fenomeno di filtrazione.

Occorre inoltre considerare che l'infiltrazione non interessa solamente l'arginatura artificiale, ma coinvolge anche gli strati di terreno sottostanti, fino a profondità che possono essere piuttosto rilevanti. Come si vedrà meglio in seguito, questi strati sono spesso costituiti da varietà litologiche piuttosto differenziate. Sarà pertanto necessario individuare accuratamente i parametri da assegnare al materiale omogeneo costituente il modello semplificato di arginatura.

- **I parametri geotecnici e idraulici del terreno costituente il mezzo poroso sono considerati invariabili nel tempo.**

L'evoluzione del fenomeno di filtrazione all'interno del mezzo poroso provoca nel tempo la variazione del carico piezometrico agente nei diversi punti dell'ammasso. Il modello semplificato di arginatura tuttavia, considera tale variazione di pressione come ininfluenza sulle caratteristiche geotecniche e idrauliche del materiale.

Occorre inoltre ricordare che nei processi di filtrazione si osserva una dipendenza dalla temperatura, la quale influisce sul valore di permeabilità del materiale. Tale dipendenza non viene presa in conto dal modello suddetto.

- **Il mezzo poroso è considerato idraulicamente isotropo.**

La permeabilità del mezzo poroso è esprimibile da un tensore diagonale, questo comporta che la stessa possa essere espressa da un unico parametro K . Nei mezzi porosi reali, tuttavia, spesso si riscontra che per via della stratificazione dei terreni, la permeabilità in direzione verticale risulta essere molto più bassa rispetto a quella orizzontale. Occorre inoltre considerare che gli strati costituenti l'arginatura artificiale sono in genere compattati durante la posa in opera. Tale compattazione comporta la tendenza del materiale a un comportamento idraulico anisotropo.

- **Le componenti verticali del campo di moto sono trascurate.**

Il modello semi-analitico si basa a sua volta sul modello di Marchi, il quale considera valida l'ipotesi di Dupuit. Tale ipotesi prevede che le linee isopiezometriche siano verticali e quindi, dalla legge di Darcy, che il campo di moto non abbia componenti verticali. Tale ipotesi può essere ragionevolmente ammissibile a grande distanza dal paramento lato fiume dell'arginatura invece, in vicinanza dello stesso, è auspicabile che tale semplificazione mostri degli effetti che possono essere importanti per la determinazione della linea di filtrazione.

- **Il moto di filtrazione che avviene nella parte di mezzo poroso insaturo non viene considerato.**

Specialmente per alcuni tipi di materiali questa ipotesi comporta il trascurare una considerevole porzione di terreno parzialmente saturo all'interno della quale il moto di filtrazione è possibile grazie al mancato annullamento del tensore di conducibilità idraulica.

- **La superficie impermeabile che delimita l'acquifero verso il basso è considerata piana e orizzontale.**

- **La superficie freatica in condizioni indisturbate, ossia prima che l'onda sollecitante manifesti i suoi effetti è considerata piana e orizzontale e posta a una quota pari a h_{li} .**

Questa risulta essere un'importante semplificazione in quanto difficilmente nelle condizioni reali del moto di filtrazione nell'arginatura ci si troverà in una situazione simile visto lo stretto legame della linea di filtrazione con il livello idrometrico del fiume e i lunghi tempi di risposta del sistema arginale.

- **La variazione di spessore dell'acquifero dovuta alla variazione di quota piezometrica nei diversi punti dell'ammasso poroso è piccola rispetto allo spessore dello stesso riferito alla condizione iniziale indisturbata.**

Avendo imposto che prima che l'onda sollecitante manifesti i suoi effetti la falda si trovi in condizioni indisturbate, è possibile individuare uno spessore dell'acquifero iniziale indicato in seguito come H_0 . Durante il moto vario di filtrazione che si instaura a seguito del manifestarsi della variazione di livello idrometrico nel fiume, il livello freatico si modifica, e con esso, lo spessore dell'acquifero H . Tale variazione è calcolabile come $h'(x, t) = H(x, t) - H_0$.

La linearizzazione dell'equazione della filtrazione si basa però sull'ipotesi che sia ammissibile considerare $h'(x, t)$ piccolo rispetto H_0 . Tale semplificazione è stata dimostrata essere legittima se il valore massimo di $h'(x, t)$ rispetta determinati limiti rispetto a H_0 . Ovviamente il valore massimo di $h'(x, t)$ è identificabile come quello che si verifica nelle immediate vicinanze del paramento dell'argine lato fiume e coincide quindi con $h'(x = 0, t)$. Ne consegue che, data una serie di altezze idrometriche $h'(x, t)$, affinché la soluzione lineare sia valida lo spessore dell'acquifero indisturbato H_0 dovrà essere superiore a un determinato valore minimo.

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

Definite le ipotesi semplificative elencate in precedenza, il modello semplificato dell'arginatura farà quindi riferimento alla schematizzazione riportata in Figura 7.1.

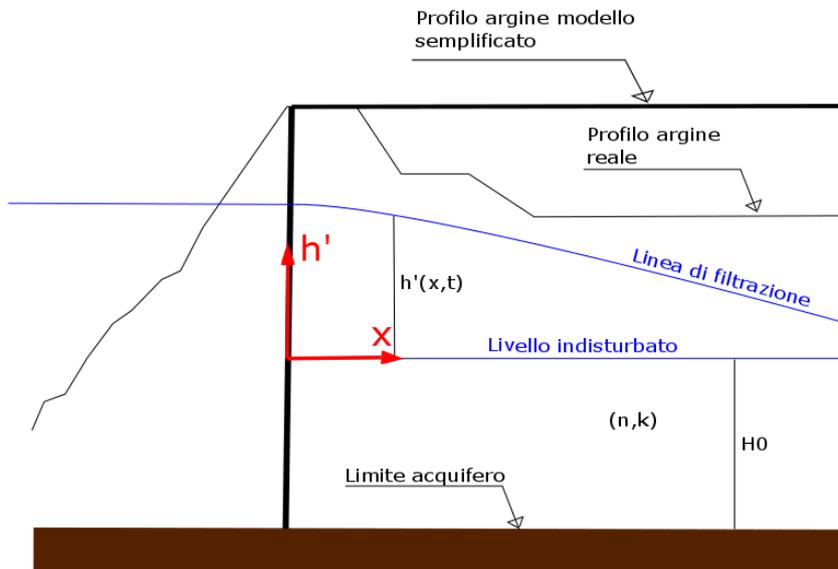


Figura 7.1-Schematizzazione del modello semplificato di arginatura (la linea di filtrazione rappresentata fa riferimento al modello semplificato di arginatura)

Il profilo reale dell'arginatura viene ricondotto a una forma rettangolare. Tale semplificazione è necessaria in questa fase in quanto permette di fare sì che il livello idrometrico variabile sul paramento lato fiume porti alla definizione di linee di filtrazione aventi inizio tutte per $x=0$.

La linea di filtrazione resta definita da $h'(x,t)$ denominata in seguito **onda di filtrazione** rispetto al livello indisturbato iniziale e in corrispondenza del paramento dell'argine semplificato assume il valore $h'(0,t)$ denominata in seguito **onda di piena**.

La funzione $h'(x,t)$ sarà ricostruita per una serie di sezioni di distanza x dal paramento dell'argine semplificato che dovranno essere individuate in modo opportuno.

Allo scopo di procedere alla modellazione, restano da determinare i seguenti parametri:

- **Parametri geotecnici e idraulici del materiale costituente l'ammasso poroso (porosità e permeabilità)**
- **Spessore di riferimento per l'acquifero**
- **Posizione delle sezioni di riferimento per il calcolo della linea di filtrazione.**

7.1 Determinazione dei parametri geotecnici e idraulici del materiale costituente l'ammasso poroso

Allo scopo di determinare i parametri geotecnici e idraulici da assegnare al materiale costituente le arginature per l'applicazione dei modelli matematici di filtrazione, si è cercato

di reperire informazioni relativamente alle sequenze stratigrafiche dei terreni e dei rilevati arginali caratterizzanti il tratto di fiume in esame. A questo proposito è stato possibile reperire lo studio realizzato dall'Autorità di Bacino del fiume Po (AdbPo) facente parte del **“Progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori lungo l'asta medio-inferiore del fiume Po”** e relativo alla verifica sismica delle arginature in seguito denominato **SISMAPO**. In questo studio è stata realizzata un'approfondita indagine geologica allo scopo di modellare sismicamente il sistema di difesa arginale, la quale ha permesso di individuare, attraverso una campagna di indagini geognostiche, le sequenze stratigrafiche del territorio in esame.

Il tratto di fiume Po per il quale è avvenuta la ricostruzione del modello geologico è quello compreso tra i comuni di Luzzara (RE) e Revere (MN) e fa riferimento all'argine destro. La campagna di indagini è stata caratterizzata dall'esecuzione di sondaggi e prove geotecniche lungo transetti perpendicolari alle arginature. Parte delle prove sono state eseguite in testa all'argine, mentre le restanti sono state eseguite ai piedi degli stessi e a distanze crescenti da questi ultimi.

I risultati delle campagne geognostiche sono quindi stati elaborati insieme ai dati contenuti nella banca dati geologica della regione Emilia-Romagna ottenendo un modello geologico caratterizzato da 99 sequenze stratigrafiche trasversali.

Traendo dei risultati generali che possano essere utili alla determinazione dei parametri necessari all'applicazione dei modelli di filtrazione oggetto del presente lavoro di tesi, questi possono essere riassunti in quanto segue:

1. Caratterizzazione stratigrafica

- Per tutto il tratto oggetto della campagna di indagini geognostiche si è potuto dedurre che gli argini sono caratterizzati da alternanze di spessore pluricentrico di sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi. Sporadicamente sono stati ritrovati anche ciottoli e laterizi.
- Alla base degli argini artificiali, fino a 10-15 m di profondità si presenta generalmente un argine naturale caratterizzato da alternanze di limi sabbiosi e sabbie fini e finissime con presenza di strati sabbiosi o argillosi-sabbiosi.
- Al di sotto dell'argine naturale si ritrovano localmente depositi argillosi e limosi con presenza anche di materiale organico (torbe).
- A partire da 10-15 m dal piano campagna si ritrovano generalmente stratificazioni a prevalenza sabbiosa dello spessore anche di 20-30 m.
- Dal lato del fiume i depositi golenali sono caratterizzati da materiale fine (limi, argille, limi sabbiosi e sabbie limose).
- Più in profondità si riscontra l'alternanza praticamente ciclica di materiale grossolano e materiale fine.

2. Determinazione del regime di falda

- L'acquifero freatico è presente nella parte più alta dell'orizzonte sabbioso-limoso superficiale ed è sostenuto da depositi più fini caratterizzanti la parte inferiore di quest'ultimo.
- Al di sotto dello strato sabbioso-limoso, all'interno dell'orizzonte sabbioso, è presente l'acquifero confinato il quale risulta generalmente essere in diretto contatto col fiume Po.
- Dal monitoraggio effettuato tra il febbraio 2011 e il maggio 2012 degli acquiferi per mezzo di stazioni poste in opera sui transetti perpendicolari al fiume, mediante confronto con i livelli idrometrici del fiume e con i dati di precipitazione è emerso che in condizioni di magra la superficie piezometrica dell'acquifero freatico si trova a quota maggiore rispetto al fiume e pertanto lo alimenta. Questa situazione può invertirsi in caso di piena.
- Il livello piezometrico dell'acquifero confinato è in genere inferiore a quello freatico ma in condizione di piena questo rapporto può invertirsi.
- Il livello piezometrico dell'acquifero confinato è molto influenzato dal fiume in vicinanza ad esso. Tale influenza decresce allontanandosi da esso.
- Nella zona di Ferrara il fiume alimenta l'acquifero confinato sia in magra che in piena.

Per quanto riguarda in particolare la zona di Pontelagoscuro, è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica di Figura 7.3.

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

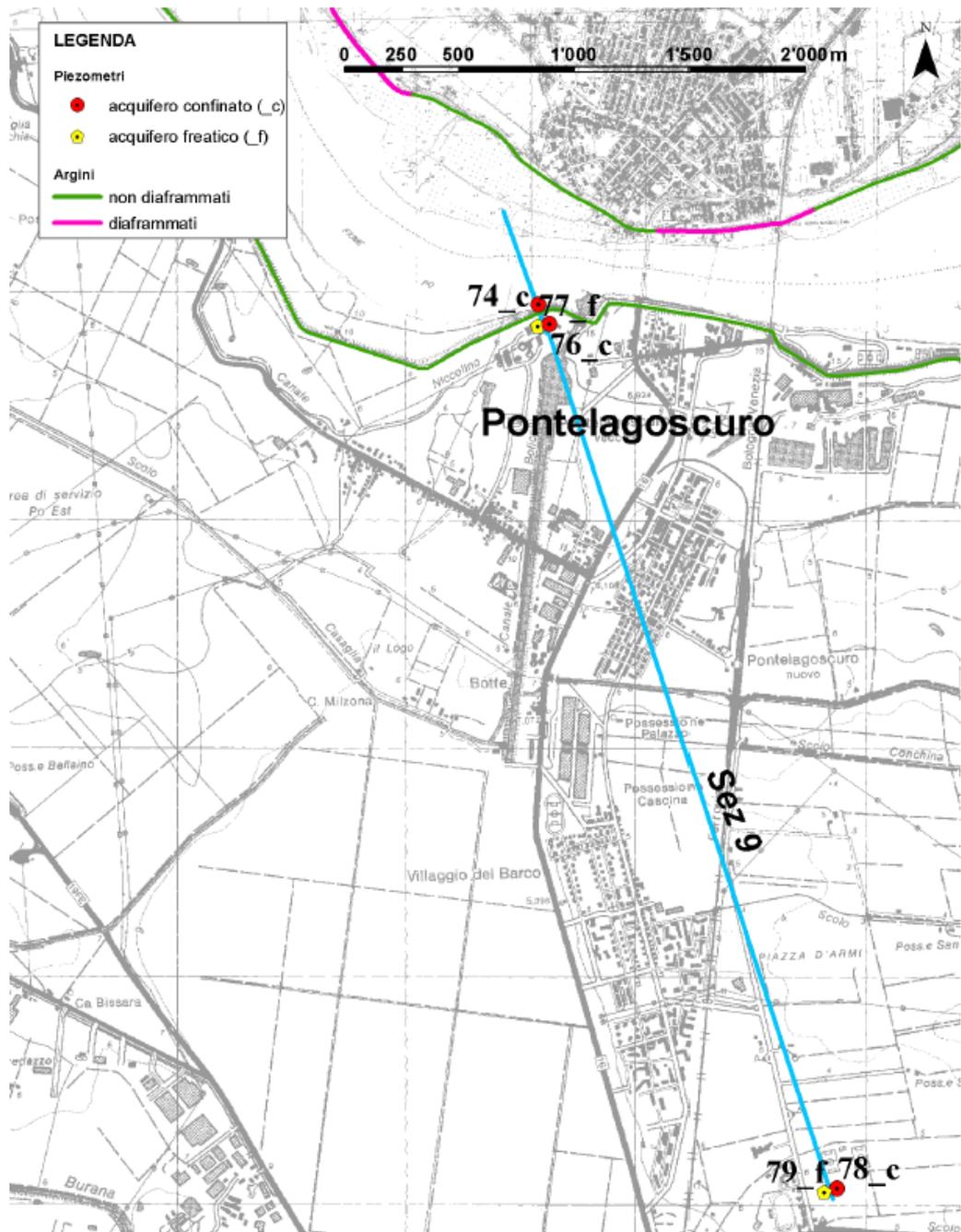


Figura 7.2-Sezione stratigrafica in corrispondenza di Pontelagoscuro (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po)

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

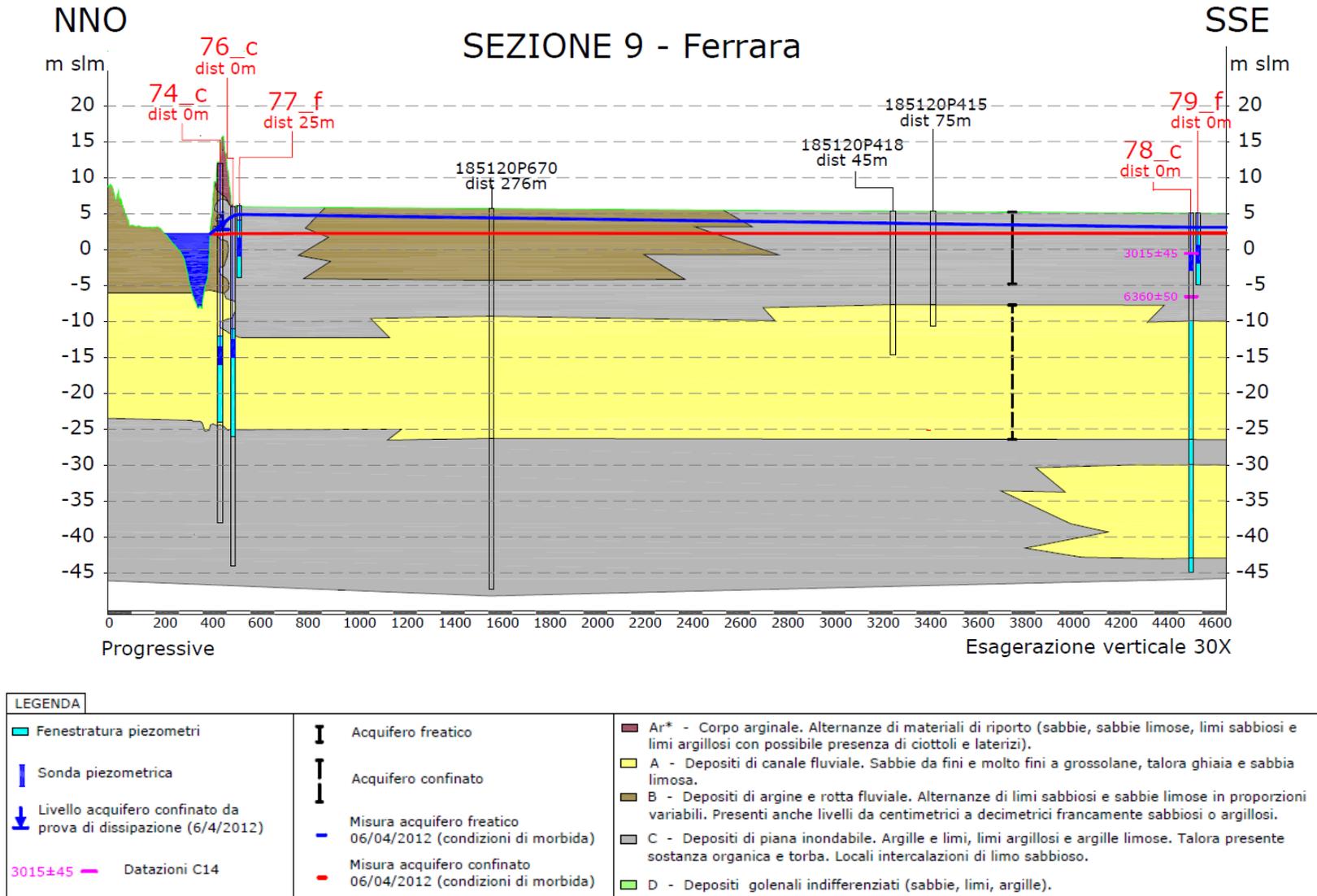


Figura 7.3-Successione stratigrafica sezione 9, Ferrara, progetto SISMAPO (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po)

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

Dalla sezione riportata si può notare la successione stratigrafica che risulta aderente alla descrizione generale fornita in precedenza e valida sull'intera zona esaminata.

In particolare, è possibile notare che nella zona sottostante l'argine artificiale, in vicinanza al fiume, siano presenti depositi limo-sabbiosi e sabbie limose, con il susseguirsi in profondità di alternanza di sabbie e materiale fine. A distanza crescente dal fiume si può notare la tendenza al susseguirsi di stratificazioni di materiale fine e sabbie su spessori plurimetrici.

L'analisi dei risultati delle indagini geologiche relative allo studio SISMAPO ha quindi permesso di determinare un andamento tipico delle sezioni stratigrafiche per le zone arginali in vicinanza della zona di interesse per l'applicazione dei modelli di filtrazione.

Una volta determinato un modello geologico di riferimento, si è cercato di caratterizzare dal punto di vista geo-meccanico i materiali costituenti le arginature.

7.1.1 Individuazione dei parametri necessari per l'applicazione dei modelli di filtrazione

Lo scopo del presente elaborato è quello di confrontare i risultati ottenibili dall'applicazione di diversi modelli di filtrazione in un contesto di riferimento che sia quanto più possibile aderente alla realtà. Tuttavia, le ipotesi alla base di alcuni degli approcci utilizzati richiedono pesanti approssimazioni che riguardano sia l'andamento stratigrafico, sia le proprietà dei materiali componenti l'ammasso poroso.

In particolare, l'applicazione del metodo semi-analitico, descritto al paragrafo 2.3.7, richiede che il mezzo poroso sia omogeneo e idraulicamente isotropo in modo che il materiale possa essere descritto da soli due parametri. La permeabilità K e la porosità n .

Si è quindi supposto che l'intero mezzo poroso in cui avviene il moto di filtrazione fosse costituito dal materiale costituente il rilevato arginale. Ovviamente questa risulta essere una pesante approssimazione nei confronti del reale andamento stratigrafico, la quale sicuramente condizionerà in qualche misura i risultati ottenibili.

Riprendendo i risultati ottenuti dallo studio SISMAPO riportati in precedenza, si è visto che il corpo arginale è generalmente costituito da alternanze di spessore pluricentrico di sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi. Si è quindi resa necessaria un'ulteriore semplificazione andando ad assumere che il materiale costituente il mezzo poroso in esame fosse interamente formato da un limo-sabbioso. Allo scopo di caratterizzare il suddetto materiale si è sfruttata la disponibilità di uno studio di caratterizzazione geotecnica dei sistemi arginali eseguito nel 2004 su commissione dell'Autorità di Bacino del fiume Po presso l'abitato di Caselle Landi (LO) denominato in seguito **ST1.22**.

Nello studio citato è stata eseguita dalla ditta Geovit S.a.s. una campagna di indagini geognostiche il cui scopo era quello di studiare i fenomeni di fontanazzo che spesso hanno interessato la zona in esame.

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

Pur essendo la zona esaminata nelle indagini piuttosto distante da quella di Pontelagoscuro e in un tratto morfologicamente piuttosto differente del fiume Po, dall'analisi dei risultati è stato possibile comprendere che il materiale componente il rilevato arginale è piuttosto simile a quello determinato nello studio SISMAPO.

Vista la disponibilità di prove di laboratorio eseguite su campioni indisturbati estratti da sondaggi eseguiti in testa alle arginature, si è deciso di analizzare i risultati di queste ultime allo scopo della determinazione di valori di riferimento per la porosità e la permeabilità.

Dall'analisi del materiale relativo allo studio reperito da AdbPo si è individuato il sondaggio S4 il quale è stato eseguito in sommità all'argine nella posizione evidenziata in Figura 7.4.



Figura 7.4-particolare sondaggio S4 ST1.22 (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2004)

Durante l'esecuzione del sondaggio sono stati estratti due campioni indisturbati denominati in seguito C1 e C2 su cui sono state eseguite una serie di prove di laboratorio i cui risultati di interesse per il presente lavoro sono riportati in Tabella 7.1.

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

Risultati studio ST1.22								
Sondaggio S4 -località Caselle Landi, localizzato in testa all'argine								
Campione indisturbato	Tipo terreno	Profondità [m]		Porosità	Granulometria			
				n [%]	Ghiaia (87,2 mm-4,78 mm) [%]	Sabbia (4,76 mm-0,074 mm) [%]	Limo (0,074 mm-0,002 mm) [%]	Argilla (<0,002 mm) [%]
C1	Limo sabbioso debolmente argilloso	2,00	2,50	37,88	0	32	53	15
C2	Limo sabbioso debolmente argilloso	8,50	9,00	43,25	0	14	76	10

Tabella 7.1-Risultati del sondaggio S4 (ST1.22, AdbPo)

Dai risultati riportati è possibile dedurre che il materiale analizzato è un limo sabbioso, si ritiene pertanto il materiale compatibile con quelli ritrovati nello studio SISMAPO.

Nel foro di sondaggio S4 sono inoltre state eseguite due prove di permeabilità Lefranc i cui risultati sono riportati in Tabella 7.2.

Risultati studio ST 1.22					
Prova di permeabilità Lefranc in foro a carico variabile per immissione					
Prova n.	Profondità [m]		Permeabilità verticale		
			K _v [cm/s]	K _v [m/s]	K _v [m/h]
1	10,3	10,8	0,0441	0,000441	1,5876
2	11,8	12,3	0,0815	0,000815	2,934

Tabella 7.2-Risultati delle prove di permeabilità Lefranc reperite (ST1.22, AdbPo)

Dall'analisi dei risultati delle due prove Lefranc, compatibilmente con le profondità a cui queste sono state eseguite, riferibili agli strati sottostanti alla fondazione dell'arginatura, si è potuto dedurre che i valori di permeabilità verticale determinati sono tipici di una sabbia. Si è quindi esclusa la possibilità di utilizzare questi ultimi nei modelli di filtrazione.

Sfruttando le conoscenze ottenute si è deciso di assegnare all'ammasso poroso oggetto della modellazione un valore di porosità medio rispetto ai due risultati ottenuti dai campioni indisturbati analizzati. Per quanto riguarda la permeabilità si è deciso di stimare un valore indicativo per quest'ultima da un grafico pubblicato sul sito "idrogeologia.net" e riportato in seguito.

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

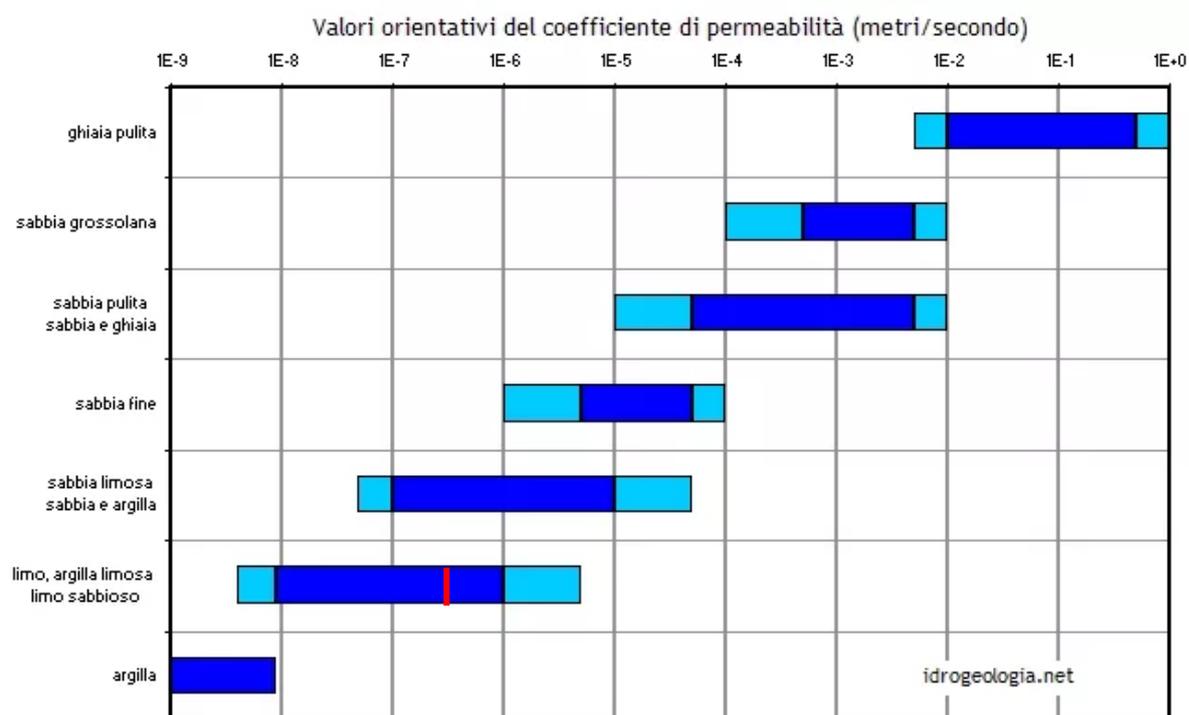


Figura 7.5-Valori indicativi di permeabilità (idrogeologia.net)

I valori evidenziati in blu sono quelli più frequenti, mentre in azzurro si ritrovano valori più estremi.

Nel caso in esame, trattandosi di un limo sabbioso debolmente argilloso si è ritenuto di prendere a riferimento il valore evidenziato in rosso nel diagramma.

In Tabella 7.3 si riporta una sintesi dei valori dei parametri assunti per la modellazione.

Parametri stimati per modelli di filtrazione			
Porosità	Permeabilità		
n [%]	K_h [cm/s]	K_h [m/s]	K_h [m/h]
40,57	0,0005	0,000005	0,018
Porosità media da sondaggi ST1.22	Permeabilità da valori orientativi (idrogeologia.net)		

Tabella 7.3-Valori dei parametri stimati per i modelli di filtrazione

7.2 Determinazione dello spessore di riferimento per l'acquifero

L'applicazione dei modelli di filtrazione richiede la conoscenza dello spessore del mezzo poroso permeabile all'interno del quale avviene il moto di filtrazione. Tale individuazione può essere effettuata mediante la conoscenza di sezioni geologiche della zona di interesse, attraverso le quali è possibile individuare il limite di estensione della matrice porosa permeabile in cui il moto di filtrazione può avvenire.

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

Nel caso in esame però, volendo applicare modelli di filtrazione che risultano essere basati sull'ipotesi che l'equazione del moto risulti linearizzabile, esistono limiti tra la massima ampiezza di oscillazione del livello idrometrico in corrispondenza del paramento dell'argine e lo spessore dell'acquifero. La linearizzazione dell'equazione del moto infatti si basa sull'ipotesi di poter trascurare le variazioni di spessore del mezzo poroso al cui interno avviene il moto, dovute alla variazione della superficie piezometrica. Tali variazioni dovranno quindi risultare di piccola entità rispetto allo spessore dell'acquifero.

Allo scopo di identificare un limite entro cui la variazione di spessore dell'acquifero durante il moto possa essere considerata piccola rispetto allo spessore dell'acquifero iniziale è possibile fare riferimento all'indagine svolta da Giugni & Fontana (1999) descritta al paragrafo 2.3.6 mediante la quale fu individuata la seguente disequazione:

$$\frac{h'_{max}}{H_0} \leq 0.20 \quad (7.1)$$

dove:

$$h'_{max} = \max[h(x, t) - h_{li}] \quad (7.2)$$

Dove h'_{max} è l'ampiezza massima dell'oscillazione di altezza idrometrica rispetto al livello indisturbato, H_0 è lo spessore dello strato permeabile al di sotto del livello indisturbato di falda, h corrisponde all'altezza idrometrica assoluta espressa in m.s.l.m. e h_{li} rappresenta la quota assoluta rispetto al livello medio del mare del livello indisturbato di falda.

Volendo quindi utilizzare la soluzione lineare, lo spessore dello strato permeabile al di sotto del livello indicato come indisturbato, ossia il livello orizzontale di falda che si ritiene sia presente prima che l'onda sollecitante abbia a verificarsi, non potrà avere valore qualsiasi ma dovrà essere limitato in funzione di h'_{max} , ossia della massima variazione di altezza idrometrica nel fiume rispetto tale livello.

In particolare, volendo porre come onda sollecitante dell'arginatura la serie storica dei livelli descritta al paragrafo 6.6, il livello indisturbato potrà essere posto come il primo livello di tale serie. Ovviamente questa risulta essere un'ipotesi semplificativa, in quanto equivale a immaginare la falda orizzontale prima dell'inizio della serie storica. Questo non sarà mai praticamente verificato, tuttavia si ritiene, a seguito di una serie di simulazioni dei modelli di filtrazione effettuate con livelli iniziali posti a valori diversi, che l'influenza di tale ipotesi abbia effetti solamente per le prime ore della simulazione. Lo spessore dell'acquifero indisturbato indicato come H_0 sarà quindi considerato al di sotto di tale livello.

Per il presente lavoro, lo spessore H_0 sarà imposto in modo tale che la relazione (7.1) risulti verificata sia nel caso di simulazione delle serie storiche che in quello degli idrogrammi sintetici di progetto. In particolare, si andranno a considerare due diverse situazioni. Una con H_0 posto al valore limite descritto dalla (7.1) e l'altra in cui H_0 viene posto a un valore tale da essere piuttosto distante dal valore limite suddetto.

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

In Tabella 7.4 è riportato lo spessore minimo H_0 ammissibile per lo strato permeabile affinché l'ipotesi di validità dell'equazione lineare della filtrazione risulti valida sia per le serie storiche sia per gli idrogrammi sintetici di progetto. La massima ampiezza di oscillazione della falda è intesa come quella massima tra quella ottenuta per la serie storica e quella ottenuta per gli idrogrammi sintetici di progetto.

Definizione dello spessore minimo dell'acquifero in condizioni indisturbate			
Quota del livello indisturbato (01/01/1951 ore 12:00)	Massima ampiezza oscillazione di falda	Limite validità soluzione lineare (Giugni e Fontana,1999)	Minimo spessore acquifero ammissibile
h_i	$h_{0,max}$	$(h_{0,max}/H_0)_{max}$	$(H_0)_{min}$
[m]	[m]	[-]	[m]
3,78	10,61	0,2	53,05

Tabella 7.4-Definizione dell'acquifero in condizioni indisturbate

I valori di H_0 adottati per la modellazione sono riportati in Tabella 7.5. Sono inoltre riportate le quote dei limiti inferiori degli strati permeabili a cui si immagina posta la superficie impermeabile.

Spessori dell'acquifero in condizioni indisturbate adottati					
Spessore minimo acquifero assunto in modellazione		Spessore massimo acquifero assunto in modellazione		Quota del limite inferiore dell'acquifero	Quota del limite inferiore dell'acquifero
$H_{0,1}$	$h_{0,max}/H_0$	$H_{0,2}$	$h_{0,max}/H_0$	$h_{la,1}$	$h_{la,2}$
[m]	[-]	[m]	[-]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]
55	0,19	110	0,10	-51,22	-106,22

Tabella 7.5-Spessori dell'acquifero in condizioni indisturbate adottati

Lo spessore dell'acquifero indicato come $H_{0,2}$ è stato definito come doppio rispetto a $H_{0,1}$. Tale valore risulta essere estremo nei riguardi di situazioni concretamente realizzabili in casi pratici, tuttavia, sarà utilizzato per lo studio dell'effetto dello spessore dell'acquifero in condizioni indisturbate sulle soluzioni ottenibili dai modelli di filtrazione.

7.3 Individuazione delle sezioni di riferimento per la ricostruzione della linea di filtrazione

Allo scopo di ricostruire l'andamento della linea di filtrazione con sufficiente dettaglio all'interno dell'argine e del terreno ad esso adiacente è necessario individuare adeguatamente delle sezioni rappresentative.

Queste sezioni sono state definite in modo da garantire un sufficiente dettaglio per il tracciamento della linea di filtrazione. In particolare, per il tracciamento delle sezioni si è presa come riferimento l'arginatura destra del fiume Po nella sezione 65 del catasto delle arginature

7. Definizione del modello semplificato dell'arginatura

realizzato da AdbPo, la quale si trova a Pontelagoscuro nella zona in cui è installato l'idrometro da cui derivano i dati idrologici posti alla base del presente studio.

Le sezioni individuate sono riportate in Tabella 7.6. La posizione delle sezioni (x) è inoltre stata normalizzata rispetto allo spessore dell'acquifero.

Sezioni di riferimento			
Numero sezione	x_1 [m]	$x/H_{0,1}$	$x/H_{0,2}$
0	0	0,00	0,00
1	11	0,20	0,10
2	22	0,40	0,20
3	33	0,60	0,30
4	44	0,80	0,40
5	55	1,00	0,50
6	66	1,20	0,60
7	77	1,40	0,70
8	88	1,60	0,80
9	99	1,80	0,90
10	110	2,00	1,00

Tabella 7.6-Sezioni di riferimento per il modello semplificato di arginatura

In Figura 7.6 si riporta il grafico delle sezioni considerate e il profilo dell'arginatura presa come riferimento.

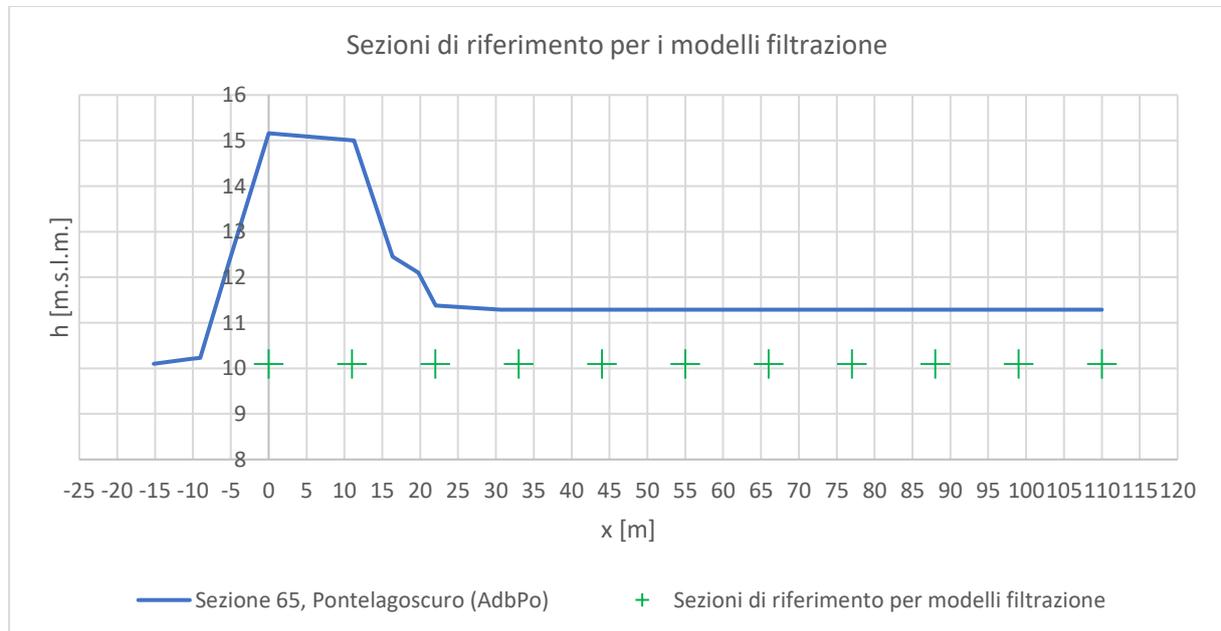


Figura 7.6-Sezioni di riferimento per i modelli di filtrazione

8 Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

Come descritto al paragrafo 2.3.7 il modello semi-analitico si fonda sull'individuazione della linea di filtrazione mediante la seguente equazione:

$$h(x, t) = \sum_{i=1}^N h_i \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{n}{k H_0 (t - t_{0,i})}} \right) \right] \quad (8.1)$$

La (8.1) permette di determinare l'andamento nel tempo del livello piezometrico in una sezione qualsiasi dell'ammasso poroso per una sollecitazione di livello lato fiume anch'essa arbitraria.

Il metodo si basa sulla possibilità di considerare in ogni istante il livello idrometrico lato fiume come la somma di onde aperiodiche rettangolari di segno opposto. Per ognuna delle onde aperiodiche sarà possibile applicare la soluzione di Marchi e la soluzione generale si otterrà semplicemente per somma di quelle relative alle singole onde aperiodiche rettangolari costituenti le funzioni a gradini secondo il principio di sovrapposizione degli effetti.

Essendo il modello basato sulla possibilità di linearizzare l'equazione del moto dovranno sussistere le condizioni elencate al paragrafo 7.2 per lo spessore dell'acquifero rispetto alla massima variazione del livello idrometrico.

L'implementazione del metodo è stata possibile mediante la programmazione di uno script in Matlab il quale dopo aver importato la serie di altezze idrometriche procede al calcolo delle ampiezze degli step della funzione a gradini e quindi alla valutazione della (8.1).

8.1 Impostazione dell'analisi

Allo scopo di valutare l'evoluzione della superficie piezometrica nell'arginatura nel corso della serie storica con inizio il 01/01/1951 alle 12:00 e fine il 31/12/2016 alle 12:00 è stato necessario innanzi tutto procedere all'unione delle serie relative ai diversi anni ottenute in precedenza secondo la procedura spiegata al paragrafo 6.6. Per fare questo si è tenuto conto del fatto che le serie annuali ottenute per ogni anno non sono formate da 365 giorni (366 se l'anno è bisestile) di 24 ore ma sostanzialmente sono mancanti le 12 ore precedenti al 01/01 alle 12:00 e quelle successive al 31/12 alle 12:00. Tali valori sono quindi stati aggiunti per interpolazione.

Una volta ottenuta la serie unita delle altezze idrometriche si è determinata la lunghezza dell'intervallo di simulazione, ossia il tempo per il quale viene valutata l'evoluzione della linea di filtrazione nelle diverse sezioni. Tale tempo è stato fissato pari al numero di ore contenuto nella serie storica posta in ingresso al modello.

A questo punto è stato necessario individuare il livello indisturbato per la serie che, come detto al paragrafo 7.2 è stato fissato pari al primo livello della serie storica in esame. Questa ipotesi comporta che la linea piezometrica sia inizialmente considerata orizzontale. La scelta

di questo livello indisturbato iniziale è sembrata la più indicata non essendo noto il reale andamento della linea piezometrica nei tempi antecedenti l'inizio della serie storica. Da una serie di simulazioni effettuate per diversi valori di livello indisturbato iniziale è inoltre risultato che tale condizione influisce in modo significativo solamente per i primi tempi di simulazione. In sostanza, il sistema arginale dispone di una sorta di "effetto memoria" limitato nel tempo.

8.1.1 Analisi dell'influenza del livello indisturbato iniziale sulla soluzione

Allo scopo di comprendere l'influenza della condizione iniziale sull'andamento nel tempo della quota piezometrica per una serie storica di lunga durata si è deciso di fare una prova di simulazione della serie storica in esame in due situazioni differenti di livello indisturbato iniziale.

Si è quindi costituito un modello semplificato di arginatura di prova avente caratteristiche riguardanti i materiali analoghe a quelle definite al paragrafo 7.1.1. Il livello indisturbato è stato inizialmente posto pari al primo livello della serie storica, imponendo uno spessore dell'acquifero H_0 di 50 m. Si è quindi proceduto alla risoluzione del modello semi-analitico per questa configurazione. Successivamente, sullo stesso modello semplificato di arginatura, si è imposto un livello indisturbato iniziale pari a quello minimo registrato per l'intera serie storica in esame procedendo in seguito alla risoluzione del modello semi-analitico per questa configurazione.

I risultati delle due simulazioni sono quindi stati confrontati in termini di scarto assoluto tra le due soluzioni ottenute, il cui valore, diagrammato nel tempo per diverse sezioni di prova è riportato in Figura 8.1. Dal grafico è possibile notare che lo scarto tra le soluzioni risulta rapidamente decrescente nel tempo per tutte le sezioni in esame. Si osserva tuttavia una più lenta decrescita di tale scarto all'allontanarsi dal paramento dell'arginatura lato fiume. È possibile notare che in un tempo di circa 14500 ore (pari a circa 1,6 anni) lo scarto per tutte le sezioni considerate diventa inferiore a 1 m. Tuttavia, se si considera che nell'ambito delle arginature fluviali si ha in genere interesse in sezioni distanti massimo 30-40 m dal fiume è possibile notare che lo scarto diventa inferiore a un metro già per tempi intorno alle 1700 ore (circa 2 mesi e mezzo) per la sezione posta a 40 m.

In sintesi, dai risultati ottenuti è stato possibile notare che uno scarto iniziale di oltre 2,75 m tra le due soluzioni si è ridotto, sotto l'effetto della serie storica imposta al paramento lato fiume a meno di 1 m dopo soli 2 mesi e mezzo.

Visto l'interesse nel prosieguo del lavoro nell'effettuare un'analisi statistica secondo l'approccio Annual Maximun (AM) dei livelli di filtrazione per le diverse sezioni di interesse, si è ritenuto che l'imposizione di una condizione iniziale di quota piezometrica pari al valore del primo livello della serie storica in esame non potesse influire significativamente sui risultati, per lo meno nelle sezioni di maggiore interesse in ambito delle verifiche di sicurezza arginali.

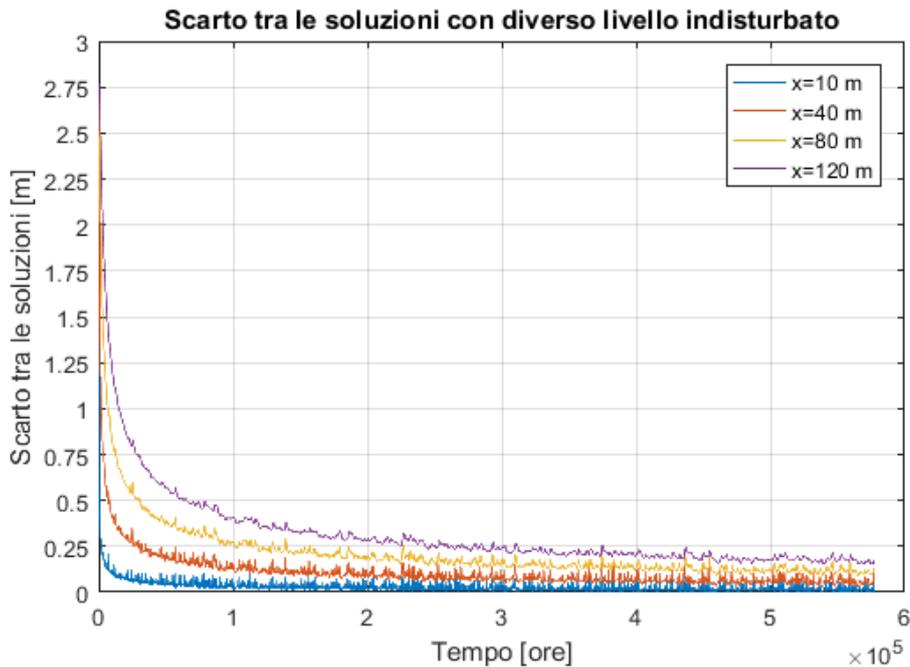


Figura 8.1-Influenza della condizione iniziale sulla simulazione di serie storiche

8.1.2 Sintesi dei parametri necessari per la modellazione

Si è quindi proceduto all'applicazione del modello semi-analitico sul modello semplificato di arginatura descritto al capitolo 7 sotto l'influenza della serie storica definita al paragrafo 6.6. Lo scopo di tale simulazione è innanzi tutto quello di effettuare un'analisi statistica di tipo AM (Annual Maximun) in modo da poter ricostruire una serie di distribuzioni probabilità dei valori estremi (Gumbel) relative alla popolazione di quote piezometriche massime annuali raggiunte nelle diverse sezioni considerate.

A questo scopo i valori di porosità e permeabilità per il terreno considerati sono quelli descritti al paragrafo 7.1.1 mentre gli spessori dell'acquifero sono quelli dedotti al paragrafo 7.2. Per quanto riguarda la porosità dell'ammasso occorre però tenere presente che il valore da inserire nel modello semi-analitico è quello relativo alla porosità cinematica (o efficace) la quale risulta definita come:

$$n_c = n - \vartheta_r \quad (8.2)$$

dove:

n è la porosità totale dell'ammasso,

ϑ_r è il contenuto idrico irriducibile, ossia quel valore del contenuto idrico che non può essere rimosso dall'ammasso poroso nemmeno per valori molto elevati di carico di suzione. Esso rappresenta quella parte di acqua contenuta nell'unità di volume dell'ammasso poroso, la quale è impossibilitata a muoversi essendo depositata all'interno di pori di dimensione estremamente ridotta.

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

Il valore della porosità totale dell'ammasso è stato determinato al paragrafo 7.1.1 e coincide con il contenuto idrico in condizioni di saturazione, mentre quello del contenuto idrico irriducibile è ripreso dall'analisi che sarà effettuata al paragrafo 9.1.1 per la determinazione della curva caratteristica e di quella di permeabilità per il terreno in esame secondo l'approccio di Sleep (2011).

L'utilizzo di tale valore per il contenuto idrico irriducibile permette di mantenere coerenza tra le soluzioni ottenibili con il modello semi-analitico e quelle ottenibili dal modello numerico agli elementi finiti il cui utilizzo verrà descritto in seguito.

Riguardo al valore di permeabilità occorre porre attenzione alle unità di misura con cui esso viene introdotto nel modello, le quali dovranno essere coerenti con quella delle lunghezze e del tempo.

In Tabella 8.1 è riportata una sintesi dei parametri utilizzati per le simulazioni.

Parametri stimati per modelli di filtrazione					
Porosità	Porosità cinematica	Permeabilità			
n [%]	n c [%]	K [cm/s]	K [m/s]	K [m/h]	K [cm/gg]
40,57	36,51	0,0005	5,00E-06	0,018	43,2
Porosità media da sondaggi ST1.22		Permeabilità da valori orientativi (idrogeologia.net)			

Tabella 8.1-Sintesi dei valori dei parametri del terreno per il modello semi-analitico

8.1.3 Impostazione del modello risolutivo in ambiente Matlab

La risoluzione del modello semi-analitico è stata implementata in ambiente Matlab.

Il funzionamento del programma può essere riassunto nei seguenti punti:

- 1. Caricamento dei dati:** il programma carica i dati relativi alla serie storica a scansione oraria ottenuta secondo la procedura descritta ai punti 6 e 6.6 e uniti secondo quanto descritto al paragrafo 8.1. I valori dell'altezza idrometrica nel fiume per la serie storica, convertiti secondo la scala di deflusso del 2002 sono contenuti all'interno di un vettore.
- 2. Ricampionamento dei dati:** l'utilizzo dei dati a scansione oraria per l'applicazione della procedura risolutiva comporterebbe dei tempi di esecuzione dello stesso estremamente elevati. Allo scopo di rendere il programma eseguibile in tempi brevi si è quindi optato per un ricampionamento della serie storica con un passo temporale di 24 ore. Occorre infatti tenere presente che la maggior parte dei dati originali di livello idrometrico costituenti la serie storica sono stati ottenuti da misure giornaliere. Pertanto, i dati orari presenti nella serie sono semplicemente derivanti da una procedura di interpolazione lineare degli stessi, la quale è servita in precedenza per il corretto collocamento degli idrogrammi delle piene storiche all'interno della serie

stessa. In questi termini quindi, il ricampionamento con passo temporale di 24 ore non comporta perdite di informazione.

Solamente in corrispondenza delle piene storiche tale semplificazione potrebbe comportare perdita di informazioni. Per evitare questo si è quindi sviluppato un algoritmo in Matlab in grado di individuare massimi e minimi relativi della serie (utilizzo del toolbox di analisi dei segnali) e di fare quindi in modo che questi ultimi non venissero persi nella procedura di ricampionamento.

- 3. Definizione della funzione a gradini:** la funzione a gradini è stata definita per mezzo del comando “diff” di Matlab, il quale permette la definizione di un vettore contenente le differenze tra i singoli elementi di un altro vettore posto come parametro di input della funzione stessa. Per ogni “gradino” di livello si è quindi individuato il rispettivo istante di collocamento nella serie.
- 4. Definizione del tempo totale di simulazione:** il tempo totale di simulazione è stato definito con passo orario dall’istante iniziale della serie: 01/01/1951 alle 12:00, all’istante di fine della stessa: 31/12/2016 alle 12:00. Si è scelto di non prolungare il tempo di simulazione oltre tale data in quanto, non essendo disponibili valori misurati di livello idrometrico questo avrebbe comportato la necessità di assumere un livello idrometrico costante (ad esempio pari a quello indisturbato iniziale) come condizione al contorno. Tale scelta avrebbe da un lato permesso di garantire che l’effetto degli ultimi istanti della serie storica si trasmettesse in tutte le sezioni, d’altro canto però avrebbe potuto deviare tali valori da quelli reali essendo il livello imposto lato fiume slegato da quello reale.
- 5. Risoluzione dell’equazione (8.1):** la risoluzione avviene separatamente per le 10 sezioni considerate per mezzo di un doppio ciclo iterativo.

Al termine dell’esecuzione il programma fornisce in output i dieci grafici (t,h) relativi alle diverse sezioni, i quali definiscono l’andamento temporale della quota piezometrica.

8.2 Analisi statistica Annual Maximum dei livelli di filtrazione

Avendo ottenuto dalla risoluzione del modello semi-analitico descritta al paragrafo precedente, dieci serie temporali di quota piezometrica in funzione del tempo, una per ognuna delle sezioni di interesse, si è proceduto ad effettuare un’analisi statistica di tipo AM in analogia a quanto sarà effettuato al paragrafo 10.2.3 per la determinazione dei valori di portata in funzione del tempo di ritorno.

L’approccio di analisi statistica per valori estremi di tipo Annual Maximum è un approccio tipico dell’idrologia utilizzato per la determinazione dei parametri delle distribuzioni dei valori estremi delle portate. Tale approccio assume che i valori massimi annuali della variabile di interesse possano essere considerati indipendenti tra di loro. Questo permette di definire dei campioni di valori massimi di portata i quali ben si adattano a distribuzioni dei valori estremi come la distribuzione EV1 di Gumbel o la distribuzione GEV.

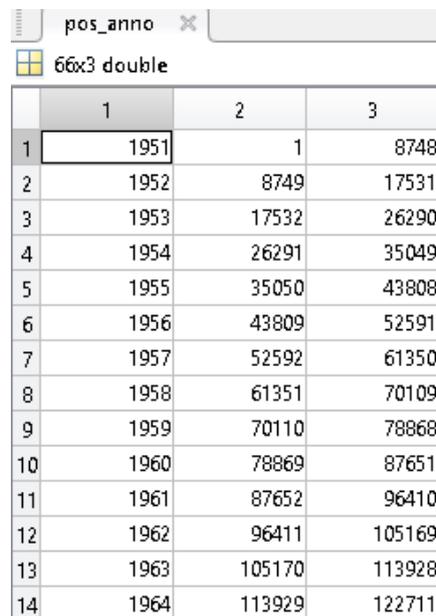
8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

La stessa condizione di indipendenza è stata assunta valida per i campioni di valori massimi annuali di quota piezometrica relativi alle diverse sezioni analizzate ottenute dalla risoluzione del modello semi-analitico. Tale assunzione risulta tuttavia meno ovvia in quest'ultimo caso rispetto a quello delle portate. Infatti, l'inerzia tipica del fenomeno di filtrazione attraverso i rilevati arginali porta inevitabilmente a una dilatazione dei tempi di reazione di questi ultimi alle sollecitazioni imposte esternamente. Pertanto, specialmente per le sezioni più distanti dal fiume è auspicabile che possa rilevarsi un certo grado di correlazione tra i valori massimi annuali costituenti il campione in esame.

L'adattamento dei campioni alle distribuzioni è stato valutato mediante due diversi test statistici, quello di Kolmogorov-Smirnov e quello del Chi-Quadrato di Pearson.

8.2.1 Determinazione dei valori massimi annuali

I risultati ottenuti dall'applicazione del modello semi-analitico sulla serie storica completa hanno portato alla determinazione di dieci vettori costituiti da tante componenti quanti sono gli istanti temporali a scansione oraria della serie storica. Si è quindi proceduto alla determinazione delle serie annuali di quota piezometrica sfruttando la definizione, in fase di unione delle serie annuali di altezze idrometriche, di una matrice Matlab costituita nella prima colonna dal nome dell'anno di riferimento e nella seconda e terza dalle posizioni di inizio e fine dello stesso nella serie temporale completa oraria.



	1	2	3
1	1951	1	8748
2	1952	8749	17531
3	1953	17532	26290
4	1954	26291	35049
5	1955	35050	43808
6	1956	43809	52591
7	1957	52592	61350
8	1958	61351	70109
9	1959	70110	78868
10	1960	78869	87651
11	1961	87652	96410
12	1962	96411	105169
13	1963	105170	113928
14	1964	113929	122711

Figura 8.2-Matrice per l'individuazione delle serie storiche annuali dalla serie completa

Una volta determinate le serie annuali si è proceduto a calcolare i valori massimi annuali per ogni sezione e al salvataggio degli stessi in una matrice avente sulle righe i valori massimi annuali di quota piezometrica e sulle colonne le diverse sezioni.

8.2.2 Calcolo dei parametri delle distribuzioni EV1 di Gumbel e dei tempi di ritorno relativi ai valori massimi annuali.

La distribuzione dei valori estremi presa come riferimento è quella EV1 di Gumbel. La determinazione dei parametri per le diverse sezioni è quindi stata effettuata per mezzo del software ANABASI in modo simile a quanto verrà descritto al paragrafo 10.2.3 per le portate.

Le serie temporali di valori massimi sono quindi state importate nel foglio di “input” del software ed è stata selezionata l’esecuzione di un’analisi ai valori estremi AM con Gumbel/EV1.

La gestione del metodo di stima dei parametri è stata impostata in modo da dare la priorità al metodo di stima degli L-momenti (PWM/LM). Nel caso in cui questo metodo producesse delle distribuzioni EV1 che non permettessero la verifica dei test statistici di adattamento si è quindi proceduto a testare anche il metodo dei momenti (MOM) e, se necessario quello di massima verosimiglianza (MLE) finché almeno uno di questi non producesse risultati positivi di adattamento. Per tutti i campioni di quota piezometrica analizzati almeno una delle tecniche di stima dei parametri della distribuzione EV1 ha portato a risultati positivi di adattamento.

Una volta determinati i parametri delle distribuzioni relative alle diverse sezioni si è proceduto al calcolo dei tempi di ritorno relativi ai valori massimi annuali per ognuna delle sezioni mediante l’implementazione di uno script Matlab sfruttando la funzione “gevinv” del toolbox di analisi statistica, la quale è in grado di invertire distribuzioni GEV di parametri noti. Si ricorda infatti che la distribuzione EV1 di Gumbel coincide con una GEV avente parametro di forma nullo.

I risultati ottenuti sono quindi stati riassunti in un file Excel di cui si riporta un estratto in Figura 8.3.

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

Simulazione effettuata con livello indisturbato pari al primo livello della serie con modello SEMI-ANALITICO			H0=	55	m				
Risultati test adattamento			Canc Dati						
OK	Test passato								
NA	Test non applicato								
NO	Test non passato								
Parametri EV1									
A fianco i diversi test di adattamento eseguiti per i diversi metodi di stima dei parametri. In giallo il metodo utilizzato	Test adattamento			Test adattamento			Test adattamento		
	Parametri	C-Q	KS	Parametri	C-Q	KS	Parametri	C-Q	KS
	MOM	NA	NA	MOM	NA	NA	MOM	OK	OK
	MLE	NA	NA	MLE	NA	NA	MLE	NA	NA
	LM	OK	OK	LM	OK	OK	LM	NO	OK
Posizione (μ)			T_{ma}	6,18737		T_{ma}	5,36184		T_{ma}
Scala (σ)			*	1,02370		*	0,80052		*
Forma (ξ)			0	0,00000		16	0,00000		27
	Sez 0			Sez 1			Sez 2		
	*	0	m	*	11	m	*	22	m
	Anno	L_{max}	T	Anno	L_{max}	T	Anno	L_{max}	T
	01/01/1951 0.00	12,11		01/01/1951 0.00	8,62	11	01/01/1951 0.00	6,52	5
	01/01/1952 0.00	7,06		01/01/1952 0.00	5,90	1	01/01/1952 0.00	5,13	1
	01/01/1953 0.00	9,96		01/01/1953 0.00	8,43	9	01/01/1953 0.00	7,20	10
	01/01/1954 0.00	7,36		01/01/1954 0.00	5,80	1	01/01/1954 0.00	5,06	1

Figura 8.3-Estratto del foglio di calcolo per la raccolta dei risultati dell'analisi statistica della serie storica delle quote piezometriche con metodo semi-analitico.

Nel foglio Excel suddetto sono riassunti i valori massimi annuali per ogni sezione e i relativi tempi di ritorno calcolati con le distribuzioni EV1 i cui parametri stimati sono riportati nelle prime righe in rosso. Sono inoltre disponibili informazioni sull'esito dei test di adattamento e sul tempo di ritorno della massima quota piezometrica registrata per ogni sezione. Il foglio di calcolo è inoltre in grado di individuare l'anno per cui si è registrato l'evento avente massimo tempo di ritorno per ogni sezione.

8.2.3 Risultati dell'analisi

Si riportano in Tabella 8.2 i risultati ottenuti dalla simulazione dell'effetto della serie storica di portate, immaginate transitare nel fiume nel periodo di validità della scala di deflusso del 2002, avente inizio il 01/01/1951 alle ore 12:00 e fine il 31/12/2016 alle ore 12:00 ottenuti dalla risoluzione del metodo semi-analitico con riferimento al modello semplificato di arginatura definito al capitolo 7, in termini di quote piezometriche massime annuali e relativi tempi di ritorno. Sono inoltre riportati i livelli massimi raggiunti nel fiume per ogni anno e i tempi di ritorno calcolati per le portate che li hanno generati in base alle distribuzioni EV1 di Gumbel che saranno ricavate al paragrafo 10.2.3.

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

Risultati simulazione modello semplificato arginatura con modello SEMI-ANALITICO. Condizione al contorno lato fiume: serie storica dei livelli idrometrici 1951-2016. Spessore dell'acquifero indisturbato iniziale H0=55 m Livello indisturbato iniziale: primo livello della serie storica																						
	Sez. 0		Sez. 1		Sez. 2		Sez. 3		Sez. 4		Sez. 5		Sez. 6		Sez. 7		Sez. 8		Sez. 9		Sez. 10	
	x=0 m		x=11 m		x=22 m		x=33 m		x=44 m		x=55 m		x=66 m		x=77 m		x=88 m		x=99 m		x=110 m	
Anno	h0	Tq	h,max	T																		
1951	12,11	43	8,62	11	6,52	5	5,62	3	5,31	4	5,14	4	4,99	5	4,86	6	4,75	6	4,64	7	4,55	7
1952	7,06	1	5,90	1	5,13	1	4,66	1	4,37	1	4,23	1	4,30	2	4,33	2	4,34	3	4,33	3	4,31	4
1953	9,96	6	8,43	9	7,20	10	6,32	8	5,68	6	5,19	5	4,82	4	4,53	3	4,31	2	4,14	2	4,02	2
1954	7,36	1	5,80	1	5,06	1	4,76	1	4,56	2	4,41	2	4,30	2	4,20	2	4,13	2	4,06	2	4,01	2
1955	5,02	1	4,23	1	3,99	1	3,86	1	3,78	1	3,73	1	3,70	1	3,67	1	3,65	1	3,64	1	3,63	1
1956	7,85	2	5,99	1	5,01	1	4,48	1	4,18	1	3,99	1	3,83	1	3,71	1	3,62	1	3,55	1	3,51	1
1957	9,91	6	7,86	6	6,58	5	5,76	4	5,21	3	4,86	3	4,57	2	4,35	2	4,18	2	4,04	2	3,93	2
1958	8,48	2	6,71	2	5,60	2	4,91	2	4,41	1	4,01	1	3,75	1	3,65	1	3,57	1	3,53	1	3,49	1
1959	10,22	8	8,22	8	7,22	11	6,49	10	5,92	9	5,49	8	5,18	7	4,91	6	4,66	5	4,44	4	4,25	3
1960	9,25	4	8,20	8	7,40	13	6,81	15	6,40	18	6,05	21	5,77	22	5,52	23	5,32	27	5,16	25	5,02	26
1961	7,48	1	5,90	1	5,63	2	5,79	4	5,78	7	5,67	11	5,53	14	5,39	17	5,26	23	5,14	24	5,03	27
1962	7,55	1	5,59	1	4,50	1	4,02	1	3,87	1	3,80	1	3,77	1	3,75	1	3,74	1	3,73	1	3,73	1
1963	9,63	5	7,31	4	6,03	3	5,41	3	5,05	3	4,81	3	4,67	3	4,56	3	4,46	3	4,38	4	4,30	4
1964	8,70	2	7,18	3	6,25	4	5,63	3	5,21	3	4,91	3	4,69	3	4,55	3	4,45	3	4,37	3	4,30	4
1965	8,96	3	7,12	3	6,04	3	5,35	2	4,88	2	4,54	2	4,29	2	4,11	2	3,97	1	3,87	1	3,79	1
1966	10,14	7	8,35	9	7,18	10	6,34	8	5,72	7	5,25	5	4,89	4	4,61	3	4,40	3	4,24	3	4,14	2
1967	5,16	1	4,46	1	4,12	1	4,00	1	4,15	1	4,24	1	4,27	2	4,27	2	4,24	2	4,19	2	4,12	2
1968	10,06	7	7,33	4	6,02	3	5,43	3	5,02	3	4,70	2	4,46	2	4,28	2	4,14	2	4,04	2	3,97	2
1969	8,77	3	6,69	2	5,54	2	4,97	2	4,67	2	4,49	2	4,36	2	4,26	2	4,18	2	4,12	2	4,06	2
1970	5,68	1	4,63	1	3,99	1	3,62	1	3,42	1	3,36	1	3,34	1	3,32	1	3,32	1	3,33	1	3,34	1
1971	8,11	2	6,40	2	5,77	2	5,35	2	5,03	3	4,78	3	4,57	2	4,40	2	4,25	2	4,13	2	4,03	2
1972	8,68	2	7,26	3	6,33	4	5,68	4	5,20	3	4,84	3	4,56	2	4,38	2	4,29	2	4,21	2	4,14	2
1973	6,91	1	5,35	1	4,47	1	4,08	1	3,93	1	3,81	1	3,75	1	3,73	1	3,72	1	3,72	1	3,72	1
1974	8,48	2	6,59	2	5,54	2	5,01	2	4,72	2	4,52	2	4,37	2	4,26	2	4,17	2	4,10	2	4,03	2
1975	8,25	2	6,34	2	5,32	2	4,99	2	4,75	2	4,55	2	4,39	2	4,26	2	4,15	2	4,05	2	3,98	2
1976	10,49	9	8,97	16	7,98	27	7,22	26	6,61	26	6,10	23	5,68	19	5,33	15	5,05	13	4,81	10	4,62	8
1977	10,15	7	8,09	7	7,17	10	6,57	11	6,18	13	5,85	14	5,58	15	5,36	16	5,18	19	5,04	18	4,91	19
1978	8,55	2	7,04	3	6,25	4	5,87	4	5,60	6	5,44	7	5,30	9	5,18	11	5,07	14	4,98	15	4,89	18
1979	10,55	10	8,15	7	6,68	6	5,92	5	5,44	4	5,06	4	4,78	3	4,61	3	4,48	4	4,37	3	4,28	3
1980	7,38	1	5,99	1	5,25	1	4,87	2	4,66	2	4,52	2	4,42	2	4,34	2	4,28	2	4,23	3	4,20	3
1981	9,11	3	7,21	3	6,13	3	5,49	3	5,03	3	4,72	2	4,51	2	4,36	2	4,25	2	4,19	2	4,13	2
1982	8,14	2	6,71	2	5,87	2	5,36	2	5,01	2	4,78	3	4,60	3	4,46	3	4,34	3	4,24	3	4,15	3
1983	8,87	3	7,46	4	6,54	5	5,90	5	5,43	4	5,09	4	4,84	4	4,65	4	4,51	4	4,40	4	4,32	4
1984	9,02	3	7,39	4	6,48	5	5,91	5	5,46	5	5,12	4	4,84	4	4,63	4	4,46	3	4,32	3	4,21	3
1985	8,58	2	6,64	2	5,59	2	5,12	2	4,83	2	4,63	2	4,52	2	4,42	2	4,34	3	4,26	3	4,21	3
1986	9,50	4	7,73	5	6,56	5	5,92	5	5,46	4	5,19	5	4,97	5	4,77	5	4,60	5	4,45	4	4,33	4
1987	8,33	2	6,27	2	5,42	2	4,89	2	4,56	2	4,33	1	4,17	1	4,05	1	3,96	1	3,91	1	3,87	1
1988	7,79	2	6,39	2	5,45	2	4,95	2	4,74	2	4,56	2	4,42	2	4,30	2	4,23	2	4,17	2	4,11	2
1989	7,83	2	6,08	1	5,35	2	4,91	2	4,58	2	4,34	1	4,16	1	4,05	1	3,97	1	3,91	1	3,86	1
1990	5,74	1	4,38	1	3,76	1	3,48	1	3,37	1	3,30	1	3,24	1	3,21	1	3,19	1	3,20	1	3,21	1
1991	7,83	2	6,45	2	5,52	2	4,91	2	4,50	1	4,21	1	4,01	1	3,86	1	3,76	1	3,69	1	3,64	1
1992	9,77	5	7,58	4	6,26	4	5,50	3	5,02	3	4,69	2	4,43	2	4,23	2	4,10	2	3,99	2	3,92	2
1993	10,10	7	8,52	10	7,51	15	6,71	13	6,15	13	5,67	11	5,27	8	5,01	8	4,79	7	4,60	6	4,43	5
1994	11,06	16	8,34	9	6,89	7	6,01	5	5,43	4	5,04	4	4,76	3	4,56	3	4,41	3	4,29	3	4,24	3
1995	7,55	1	6,12	2	5,54	2	5,17	2	4,91	2	4,70	2	4,54	2	4,42	2	4,33	3	4,25	3	4,18	3
1996	9,90	6	8,08	7	6,82	7	6,04	6	5,52	5	5,19	5	5,01	5	4,84	5	4,70	6	4,57	6	4,46	5
1997	7,52	1	6,02	1	5,57	2	5,54	3	5,38	4	5,20	5	5,02	5	4,87	6	4,74	6	4,64	7	4,56	7
1998	7,24	1	5,64	1	5,07	1	4,73	1	4,48	1	4,29	1	4,15	1	4,04	1	3,96	1	3,89	1	3,85	1

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

Risultati simulazione modello semplificato arginatura con modello SEMI-ANALITICO. Condizione al contorno lato fiume: serie storica dei livelli idrometrici 1951-2016. Spessore dell'acquifero indisturbato iniziale H0=55 m Livello indisturbato iniziale: primo livello della serie storica																						
Anno	Sez. 0		Sez. 1		Sez. 2		Sez. 3		Sez. 4		Sez. 5		Sez. 6		Sez. 7		Sez. 8		Sez. 9		Sez. 10	
	x=0 m		x=11 m		x=22 m		x=33 m		x=44 m		x=55 m		x=66 m		x=77 m		x=88 m		x=99 m		x=110 m	
	h0	T _q	h,max	T	h,max	T																
1999	8,56	2	6,80	2	5,75	2	5,24	2	4,88	2	4,61	2	4,40	2	4,24	2	4,12	2	4,03	2	3,95	2
2000	11,79	32	8,90	15	7,51	15	6,83	15	6,32	16	5,88	15	5,51	13	5,20	11	4,95	11	4,76	9	4,60	8
2001	7,42	1	6,18	2	5,64	2	5,34	2	5,16	3	5,02	4	4,97	5	4,93	6	4,84	8	4,72	8	4,60	8
2002	10,77	12	8,91	15	7,63	18	6,77	14	6,15	13	5,67	11	5,30	9	5,01	8	4,80	7	4,63	6	4,48	6
2003	8,31	2	6,54	2	5,38	2	5,25	2	5,16	3	5,14	4	5,07	6	4,94	7	4,79	7	4,64	7	4,52	6
2004	8,65	2	6,86	2	5,77	2	5,12	2	4,72	2	4,44	2	4,26	2	4,13	2	4,04	2	3,96	2	3,90	2
2005	6,08	1	4,77	1	4,10	1	3,71	1	3,59	1	3,60	1	3,63	1	3,64	1	3,64	1	3,63	1	3,62	1
2006	7,46	1	5,09	1	4,10	1	3,70	1	3,45	1	3,31	1	3,25	1	3,23	1	3,21	1	3,22	1	3,23	1
2007	5,43	1	4,11	1	3,76	1	3,52	1	3,35	1	3,24	1	3,17	1	3,15	1	3,13	1	3,12	1	3,12	1
2008	8,43	2	6,69	2	5,70	2	5,10	2	4,70	2	4,43	2	4,22	2	4,03	1	3,87	1	3,74	1	3,64	1
2009	9,75	5	7,66	5	6,51	5	5,84	4	5,39	4	5,08	4	4,84	4	4,68	4	4,55	4	4,43	4	4,32	4
2010	8,79	3	6,67	2	5,86	2	5,35	2	4,99	2	4,74	2	4,58	3	4,45	3	4,34	3	4,25	3	4,17	3
2011	8,53	2	6,49	2	5,52	2	5,18	2	4,93	2	4,75	2	4,61	3	4,49	3	4,40	3	4,31	3	4,24	3
2012	7,28	1	5,71	1	4,90	1	4,44	1	4,14	1	3,94	1	3,79	1	3,69	1	3,62	1	3,59	1	3,60	1
2013	9,47	4	7,94	6	6,93	8	6,27	7	5,80	7	5,43	7	5,14	7	4,90	6	4,70	6	4,54	5	4,40	5
2014	10,81	13	8,78	13	7,36	13	6,39	9	5,77	7	5,45	7	5,19	7	4,97	7	4,80	7	4,66	7	4,54	7
2015	6,28	1	5,34	1	4,90	1	4,80	1	4,92	2	4,96	3	4,93	5	4,87	6	4,77	7	4,66	7	4,54	7
2016	8,41	2	6,18	2	4,96	1	4,29	1	4,01	1	3,90	1	3,82	1	3,76	1	3,72	1	3,69	1	3,66	1
max	12,11	43	8,97	16	7,98	27	7,22	26	6,61	26	6,10	23	5,77	22	5,52	23	5,32	27	5,16	25	5,03	27
h,max: quota piezometrica [m.s.l.m.] T: tempo di ritorno [anni]																						

Tabella 8.2-Risultati simulazione serie storica 1951-2016 (modello SEMI-ANALITICO)

Si riporta in seguito il diagramma relativo alle quote piezometriche in funzione dei tempi di ritorno per le diverse sezioni analizzate, attraverso il quale è possibile stimare le quote piezometriche relative ai diversi tempi di ritorno oppure, al contrario, stimare i tempi di ritorno relativi alle diverse quote piezometriche.

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

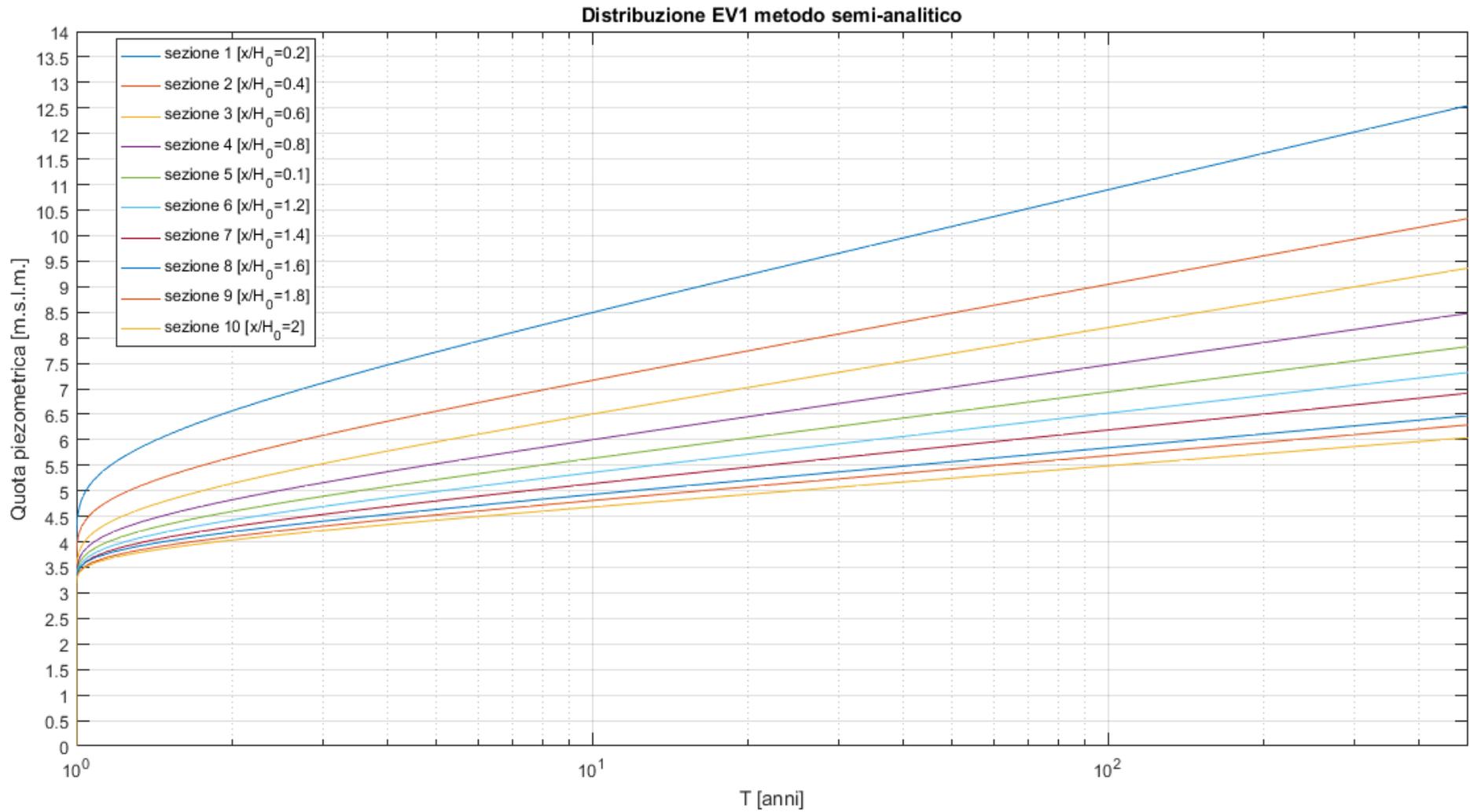


Figura 8.4-Distribuzione EV1 di Gumbel relativa alla soluzione ottenuta per il modello semi-analitico

8.2.4 Osservazioni

Si elencano in seguito una serie di osservazioni che è stato possibile effettuare sulla base dei risultati ottenuti.

I valori massimi dei tempi di ritorno per le diverse sezioni sono relativamente ridotti.

Il massimo valore di tempo di ritorno registrato per i valori massimi annuali dei 66 anni compresi tra il 1951 e il 2016 è pari a circa 27 anni. Valori massimi di tempo di ritorno superiori ai 20 anni vengono raggiunti per tutte le sezioni tranne che per la sezione 1, per la quale ci si ferma a 16 anni.

Tale osservazione è giustificabile se si pensa che la massima sollecitazione dell'arginatura in termini di quota piezometrica è legata a una serie di fattori che devono essere combinati tra loro allo scopo di sottoporre a condizioni estreme il sistema arginale. Infatti, i livelli freatici massimi vengono raggiunti nel cuore dell'arginatura solamente qualora si raggiungano elevati livelli idrici e che questi vengano mantenuti per un tempo sufficiente a sollecitare anche sezioni lontane dal paramento lato fiume, le quali presentano grande inerzia nella risposta a causa dei bassi valori di permeabilità che in genere caratterizzano i materiali costituenti le arginature.

Dal punto di vista statistico questo fa sì che la probabilità di accadimento di eventi caratterizzati da elevati tiranti idrici e mantenimento di tali livelli per lungo tempo sia bassa in quanto essi richiedono la mobilitazione di elevatissimi volumi di acqua.

Ne consegue che, nonostante il campione analizzato sia piuttosto lungo e completo e siano avvenuti negli ultimi 66 anni numerosi eventi di piena, nessuno di questi ha mai portato sollecitazioni estreme dal punto di vista delle quote piezometriche raggiunte (per lo meno per il modello semplificato di arginatura considerato).

Questo non significa ovviamente che non si siano verificate negli anni numerose rotte arginali, di cui il triste esempio di Occhiobello nel 1951. Come si è analizzato al capitolo 1 infatti, la maggior parte delle rotte arginali si verifica a seguito di tracimazione del tirante idrico oltre la sommità dell'arginatura. Questa situazione si verifica a seguito della sola influenza del livello idrometrico e non influisce a tal riguardo la durata per cui tale livello viene mantenuto. È infatti sufficiente il raggiungimento di un elevato livello idrometrico per breve tempo per portare al collasso l'arginatura per sormonto. Risulta quindi evidente che tale situazione risulti molto più probabile dal punto di vista statistico rispetto ai collassi coinvolgenti il moto di filtrazione all'interno dell'arginatura.

Occorre infine considerare che spesso i problemi maggiori dal punto di vista idraulico per le arginature sono dati da difetti puntuali delle stesse, i quali sono diretti responsabili di fenomeni come il sifonamento, il quale risulta essere la seconda causa più frequente di rotta arginale per il tratto di fiume analizzato (Figura 1.2-Figura 1.3). Ovviamente il modello semplificato di arginatura considerato non può tenere conto di problemi di questo tipo.

I livelli massimi annuali caratterizzati dal massimo tempo di ritorno si sono registrati nel 1960 e nel 1976.

Analizzando i valori del tempo di ritorno e ricercando gli anni per i quali si sono verificati i valori massimi si è ritrovato che, per le prime cinque sezioni, l'anno caratterizzato dalla quota piezometrica massima è il 1976. Per le ultime cinque sezioni si è invece ritrovato che il valore massimo di tempo di ritorno è quello relativo ai valori massimi annuali registrati nel 1960.

Si è quindi deciso di analizzare gli idrogrammi dei due anni di riferimento per dare una spiegazione a questo risultato. I due idrogrammi annuali sono riportati in Figura 8.5 e in Figura 8.6.

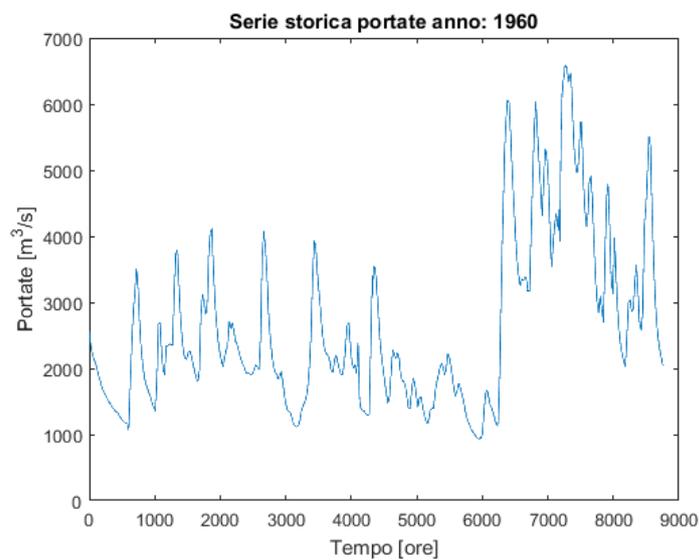


Figura 8.5-Idrogramma annuale 1960

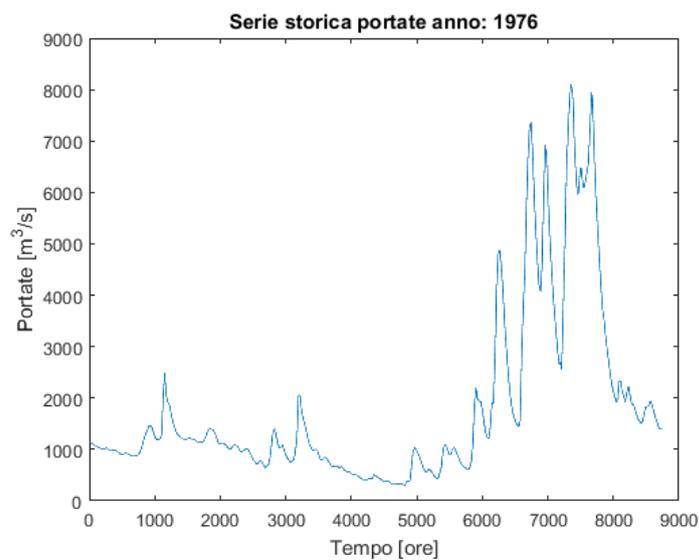


Figura 8.6-Idrogramma annuale 1976

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

Dall'analisi dei due grafici è possibile notare che questi hanno una caratteristica comune, ossia il mantenimento di valori elevati di portata per tempi estremamente lunghi. In questi due anni infatti, pur non essendo stati raggiunti valori estremi di portata, gli idrogrammi sono stati caratterizzati dal mantenimento per lungo tempo di valori elevati, con conseguente mobilitazione di grandi volumi di acqua.

Si è quindi deciso di analizzare nel dettaglio la soluzione relativa ai due anni in esame, ottenuta in termini di andamento della quota piezometrica nel tempo in due sezioni di riferimento, una piuttosto vicina al paramento lato fiume del modello semplificato di arginatura e l'altra invece posta a media distanza.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti in forma grafica.

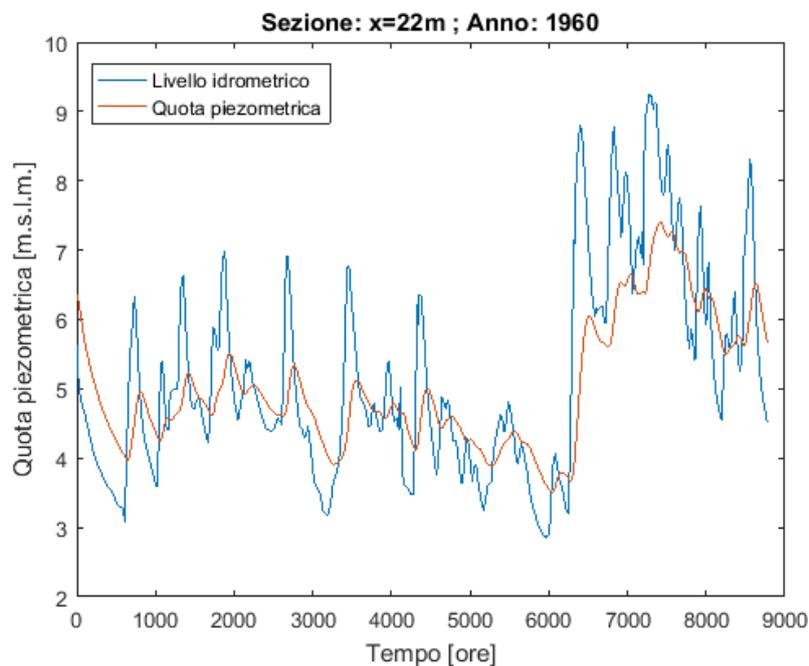


Figura 8.7-Andamento della quota piezometrica (metodo semi-analitico) rispetto all'altezza idrometrica, $x=22$ m, Anno 1960

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

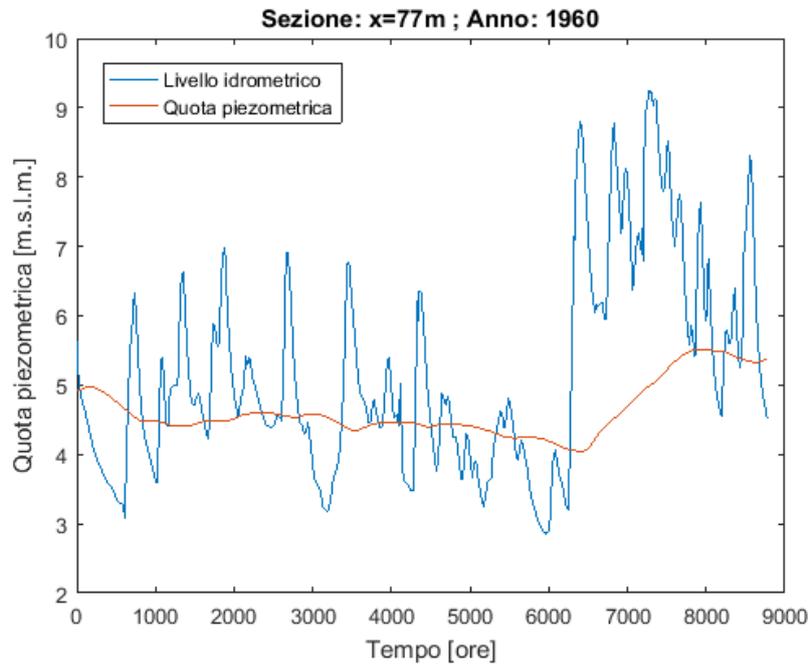


Figura 8.8- Andamento della quota piezometrica (metodo semi-analitico) rispetto all'altezza idrometrica, x=77 m, Anno 1960

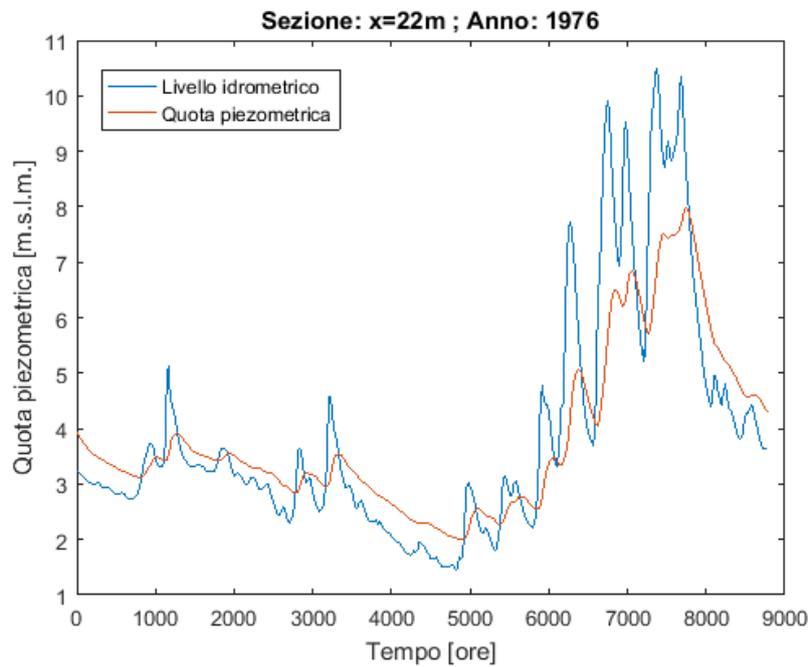


Figura 8.9- Andamento della quota piezometrica (metodo semi-analitico) rispetto all'altezza idrometrica, x=22 m, Anno 1976

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

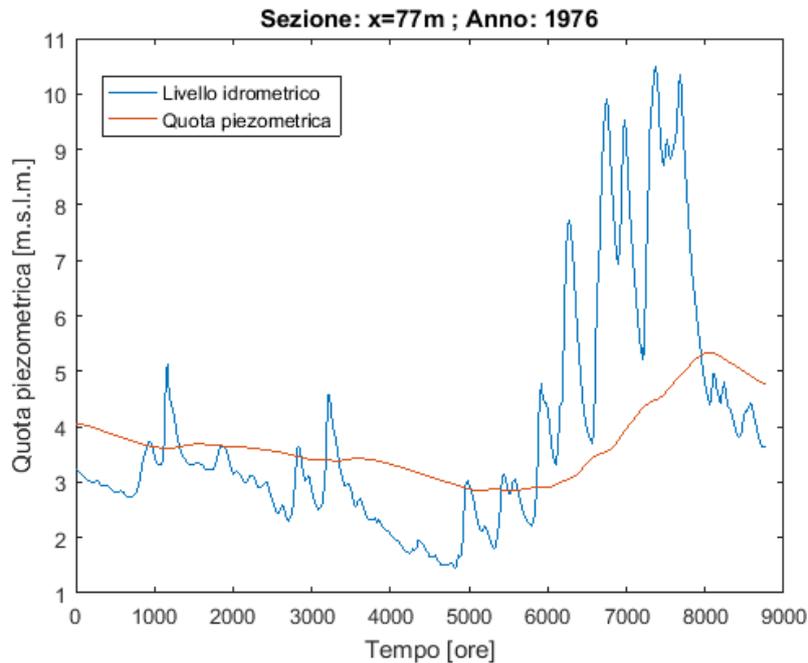


Figura 8.10 Andamento della quota piezometrica (metodo semi-analitico) rispetto all'altezza idrometrica, $x=77$ m, Anno 1976

Il confronto delle soluzioni relative agli anni 1960 e 1976 per le sezioni distanti 22 m e 77 m dal paramento lato fiume del modello semplificato di arginatura permette di osservare che:

- La sezione posta a $x=22$ m risulta maggiormente influenzata dal massimo tirante idrico che si trova a verificarsi nel fiume rispetto a quella posta a $x=77$ m. Questo è dovuto alla capacità smorzante dell'arginatura che si manifesta in modo crescente all'allontanarsi dal fiume come già fu dimostrato da Supino nel 1956 (paragrafo 2.3.1). Questo giustifica il motivo per cui le quote piezometriche registrate nelle prime cinque sezioni per il 1976 sono risultate maggiori rispetto a quelle del 1960.
- La sezione posta a $x=77$ m presenta una maggiore inerzia nella reazione alle variazioni di livello idrometrico che avvengono lato fiume. Ne consegue che, affinché questa abbia il tempo di raggiungere livelli piezometrici elevati, la durata della sollecitazione deve essere molto lunga. Il lungo permanere di livelli idrometrici elevati nel 1960 è responsabile del raggiungimento dei massimi tempi di ritorno in quest'anno per le sezioni più distanti.
- Osservando l'andamento del livello idrometrico nel 1960 si osserva un'elevata frastagliatura dei valori massimi. Tale frastagliatura ha avuto effetto nelle sezioni vicine al fiume, laddove ha provocato variazioni di livello piezometrico poco smorzate e ritardate, mentre non ha di fatto sortito effetto nelle sezioni più lontane. Questo dimostra l'elevata inerzia che presenta il sistema arginale a media e grande distanza dal paramento lato fiume.

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

È inoltre interessante notare che l'evento drammatico del novembre 1951 non abbia provocato grandi sollecitazioni in termini di livelli idrici nell'argine se analizzato mediante il modello semplificato di arginatura. Osservando l'idrogramma annuale, riportato in Figura 8.11 si nota infatti che seppur l'evento abbia comportato un picco di portata estremo, il protrarsi di tali valori elevati per tempi piuttosto ridotti ha fatto sì che l'inerzia dell'arginatura impedisse il rapido incremento della quota piezometrica, come si osserva nelle soluzioni riportate in Figura 8.12 e Figura 8.13.

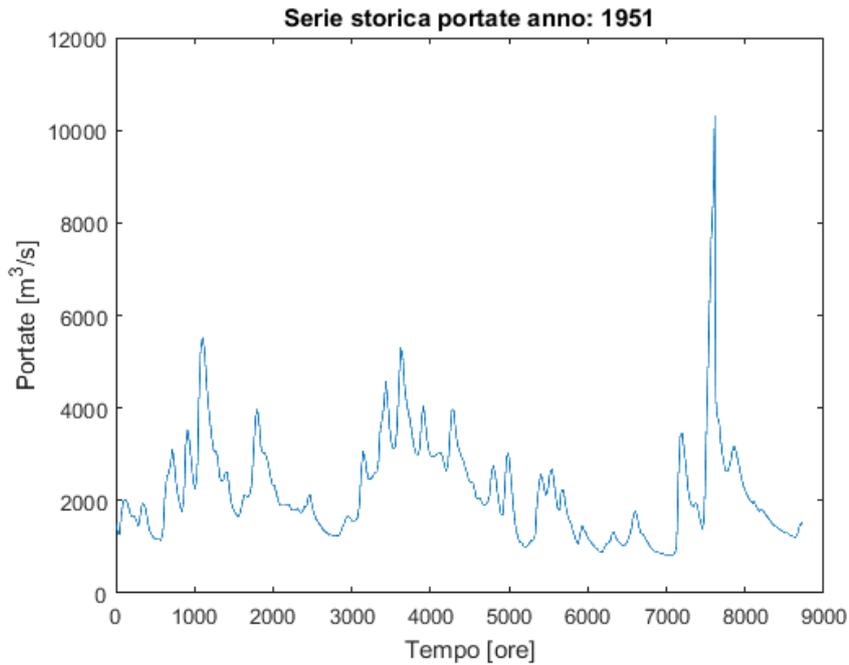


Figura 8.11-Idrogramma annuale del 1951

8. Applicazione del modello semi-analitico (serie storica 1951-2016)

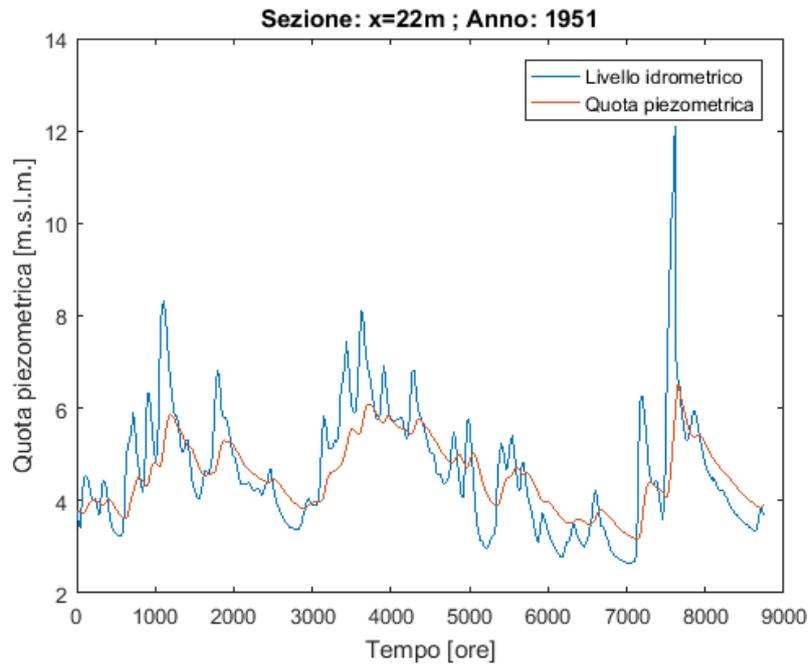


Figura 8.12- Andamento della quota piezometrica (metodo semi-analitico) rispetto all'altezza idrometrica, $x=22$ m, Anno 1951

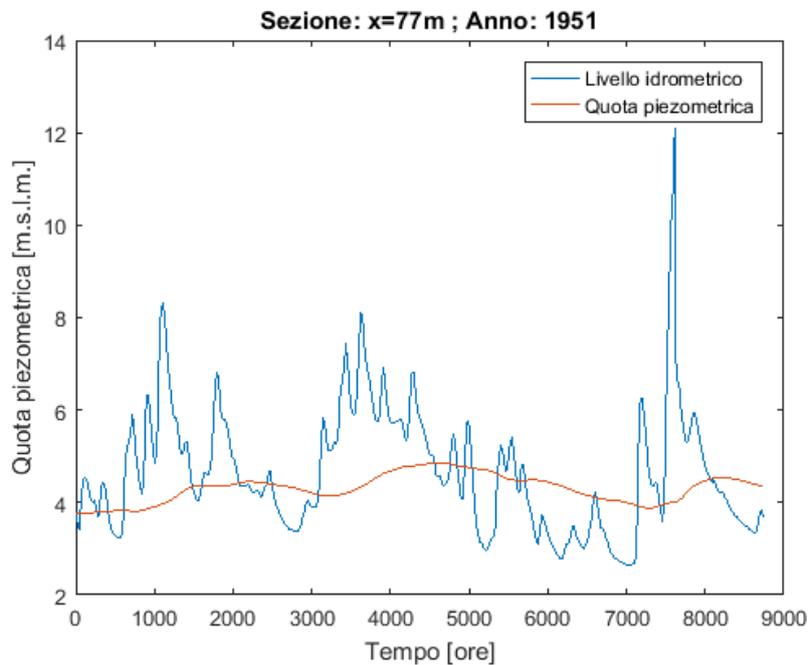


Figura 8.13- Andamento della quota piezometrica (metodo semi-analitico) rispetto all'altezza idrometrica, $x=77$ m, Anno 1951

I tempi di ritorno relativi alle portate massime annuali T_Q risultano spesso non essere correlati con i tempi di ritorno relativi alle quote piezometriche massime annuali.

Dal confronto dei tempi di ritorno relativi ai valori massimi annuali di portata con quelli ottenuti per le quote piezometriche nelle diverse sezioni si può notare che questi ultimi risultano spesso decisamente non correlati. È infatti possibile notare che eventi caratterizzati da elevato tempo di ritorno relativo alle portate possono comportare bassi tempi di ritorno per le quote piezometriche, mentre in altri casi può accadere che eventi caratterizzati da portate con bassi tempi di ritorno comportino valori molto più elevati di tempo di ritorno per le quote piezometriche massime raggiunte in determinate sezioni. Si può ad esempio osservare che nel 1960 il massimo tempo di ritorno raggiunto per le portate è di appena 9 anni, mentre i valori raggiunti per i livelli freatici nelle sezioni più distanti raggiungono i 27 anni.

Si ritiene che tale risultato sia dovuto all'influenza, di cui si è descritta l'importanza in precedenza, dei volumi transitati oltre che delle portate massime raggiunte. L'esempio del 1951, il quale risulta caratterizzato da una portata massima annuale di tempo di ritorno pari a 43 anni, è rappresentativo del fatto che un evento caratterizzato da portate elevate per breve tempo non sia in grado di sollecitare pericolosamente il modello semplificato di arginatura.

Risultati di carattere generale.

Traendo delle conclusioni di carattere generale è possibile affermare che le quote piezometriche ottenibili in una determinata sezione all'interno di un'arginatura caratterizzata da materiale omogeneo e isotropo e comportamento di tipo saturo-asciutto, per una sollecitazione di forma generica e lunga durata in un determinato intervallo temporale, sono influenzate, dal punto di vista idrologico, principalmente da due fattori:

- Il livello idrometrico massimo che si registra lato fiume in un determinato intervallo temporale.
- La durata per cui i livelli idrometrici nel fiume vengono mantenuti in tale intervallo di tempo.

Il livello idrometrico massimo è direttamente correlabile alla portata che si trova a transitare nel corso d'acqua in esame attraverso le scale di deflusso. La durata per cui determinati livelli idrometrici vengono mantenuti nel tempo dipende invece dal volume che si trova a defluire nell'intervallo di tempo analizzato. Il peso che i due fattori descritti hanno nel raggiungimento dei massimi valori di quota piezometrica in una determinata sezione dipende, a parità di caratteristiche del materiale (porosità e conducibilità idraulica), dalla distanza a cui tale sezione si colloca rispetto al paramento lato fiume dell'arginatura.

Per sezioni vicine al fiume elevata importanza è data dal livello idrometrico massimo raggiunto nell'intervallo di tempo considerato. Allontanandosi dal fiume invece, diminuisce l'importanza

di quest'ultimo a fronte di un maggior peso della durata per cui elevati livelli idrometrici vengono mantenuti nel tempo.

Osservazioni di questo tipo sembrano giustificare la scelta di adottare, come strumento semplificato di progetto, nel caso in cui non si abbia la possibilità di simulare serie storiche di lunga durata, oppure più semplicemente si voglia disporre di uno strumento statistico per simulare situazioni estreme di cui non si hanno a disposizione idrogrammi misurati, degli idrogrammi sintetici di progetto (SDH), i quali sono saranno introdotti al capitolo 10 e la cui definizione si basa su relazioni che correlano le portate e i volumi transitati durante l'evento, in modo da risultare rappresentativi del comportamento idraulico descritto da una serie storica di portate misurate.

Nel prosieguo della tesi, dopo aver verificato i risultati ottenuti per le serie storiche con il metodo semi-analitico per mezzo di una simulazione numerica della stessa serie storica mediante il software FEMWATER®, si procederà all'introduzione e al calcolo degli SDH per comprendere se questi ultimi possano permettere un utilizzo cautelativo dei modelli di filtrazione, per la progettazione delle arginature.

9 Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Allo scopo di comprendere l'influenza delle ipotesi semplificative sulla qualità della soluzione ottenuta per la simulazione della serie storica effettuata al punto precedente, si è deciso di procedere all'utilizzo di un modello numerico dell'arginatura semplificata mediante l'utilizzo del software FEMWATER® introdotto al paragrafo 4.2.

Allo scopo di procedere alla modellazione, essendo FEMWATER® un software agli elementi finiti basato su un modello di terreno di tipo saturo-insaturo, è necessario stimare le curve caratteristica (o di ritenzione) e di permeabilità per il terreno in esame.

9.1 Determinazione delle curve di ritenzione e di permeabilità per il materiale

In seguito, si procede alla determinazione della curva di ritenzione e di quella di permeabilità per il materiale costituente il modello semplificato di arginatura definito al capitolo 7. Al punto predetto sono stati determinati i valori di permeabilità satura e di porosità facendo riferimento a due diversi studi eseguiti dall'Autorità di bacino del fiume Po (AdbPo) in zone differenti del fiume Po. Non essendo stato possibile reperire valori misurati per la curva di ritenzione e per quella di permeabilità in condizioni insature si è deciso di applicare una procedura generica e comprovata per la stima delle stesse.

La procedura che si è deciso di applicare per la determinazione della curva di ritenzione è quella descritta al paragrafo 3.2.3 definita da Sleep nel 2011. Si è deciso di applicare questa procedura in quanto si è ritenuto che, allo scopo di confrontare i risultati ottenibili dall'applicazione del metodo semi-analitico e di quello numerico, il parametro la cui importanza risulta essere fondamentale fosse la conducibilità satura. Il metodo di Sleep permette infatti di determinare la curva di ritenzione sulla base della conducibilità satura del terreno di interesse, pertanto si presta in modo adeguato al tipo di analisi che si intende svolgere nel presente elaborato.

L'applicazione della procedura di Sleep prevede in primo luogo l'individuazione del gruppo di terreni al cui interno può essere classificato, in funzione della conducibilità satura, il terreno in esame.

La conducibilità satura è stata definita al paragrafo 7.1 e risulta essere pari a:

$$K_s = 5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

Pertanto, il gruppo di riferimento è quello delle "silty sand" aventi conducibilità idraulica compresa nel seguente intervallo:

$$10^{-5} \text{ cm/s} \leq K_s \leq 10^{-3} \text{ cm/s}$$

Il grafico di riferimento per la curva caratteristica del terreno risulta pertanto essere il seguente.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

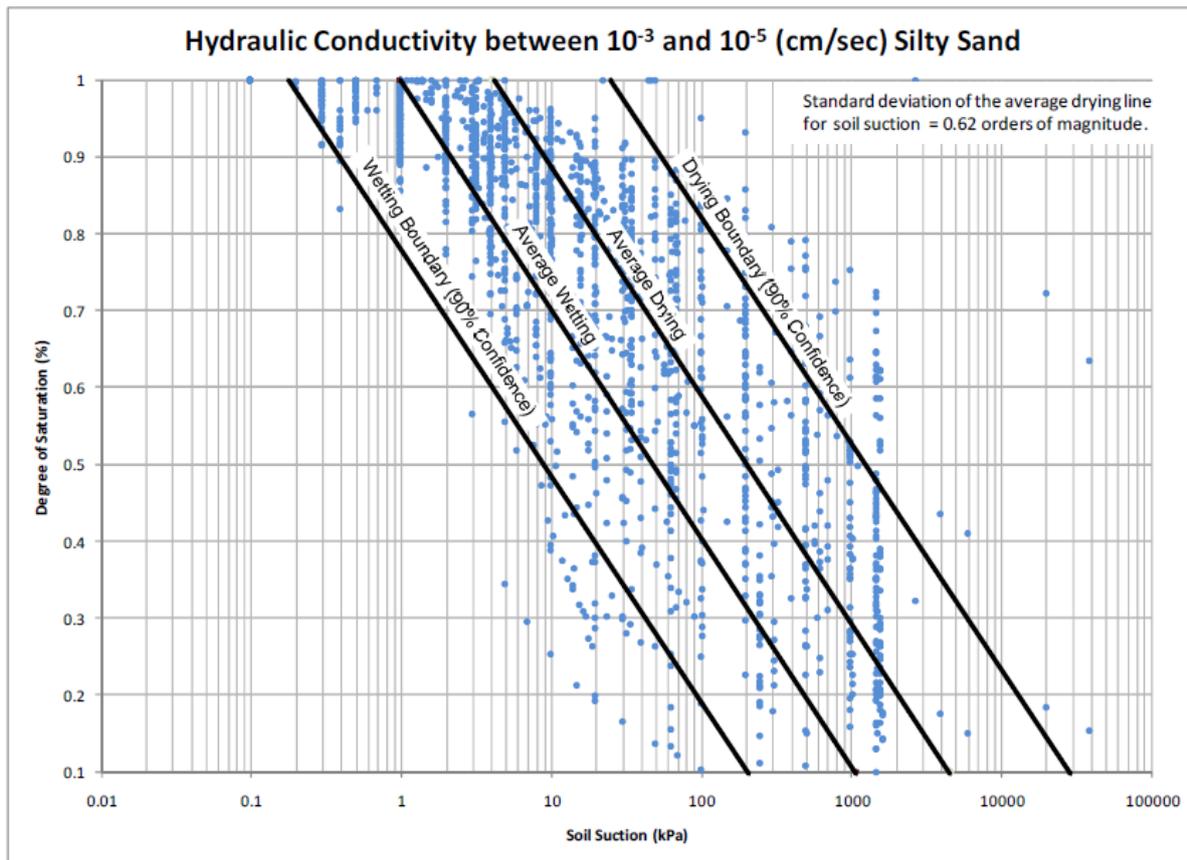


Figura 9.1-Valori di grado di saturazione in funzione della suzione per i terreni di tipo "Silty Sand" (Sleep, 2011)

Sul grafico è possibile individuare quattro curve di ritenzione, una media e una di estremo per le condizioni di asciugatura e bagnatura del materiale. Le curve saranno in seguito denominate con le seguenti sigle:

- **WB90 (Wetting Boundary 90 % confidence):** curva di estremo per la condizione di bagnatura con intervallo di confidenza fissato al 90 %.
- **AW (Average Wetting):** curva media di bagnatura.
- **AD (Average Drying):** curva media di asciugatura.
- **DB90 (Drying Boundary 90 % confidence):** curva di estremo per la condizione di asciugatura con intervallo di confidenza fissato al 90 %.

Essendo il codice agli elementi finiti che si andrà ad utilizzare in seguito caratterizzato dalla possibilità di inserire una sola curva di ritenzione, senza poter distinguere tra la condizione di bagnatura o di asciugatura, si è deciso di individuare un'ulteriore curva di riferimento intermedia a quelle medie di asciugatura e bagnatura che in seguito sarà indicata come "**AW-D (Average Wetting-Drying)**".

Allo scopo di estrarre dei punti caratteristici delle curve riportate in Figura 9.1 si è proceduto a digitalizzare il grafico per mezzo del software "Engauge" attraverso cui è stato possibile esportare le curve di ritenzione in un foglio Excel.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Le curve ottenute vengono riportate in Figura 9.2 in scala lineare, è possibile notare che le diverse curve risultano estremamente diverse tra di loro, con differenze che sono sostanziali soprattutto confrontando le curve di estremo relative alle condizioni di asciugatura e bagnatura.

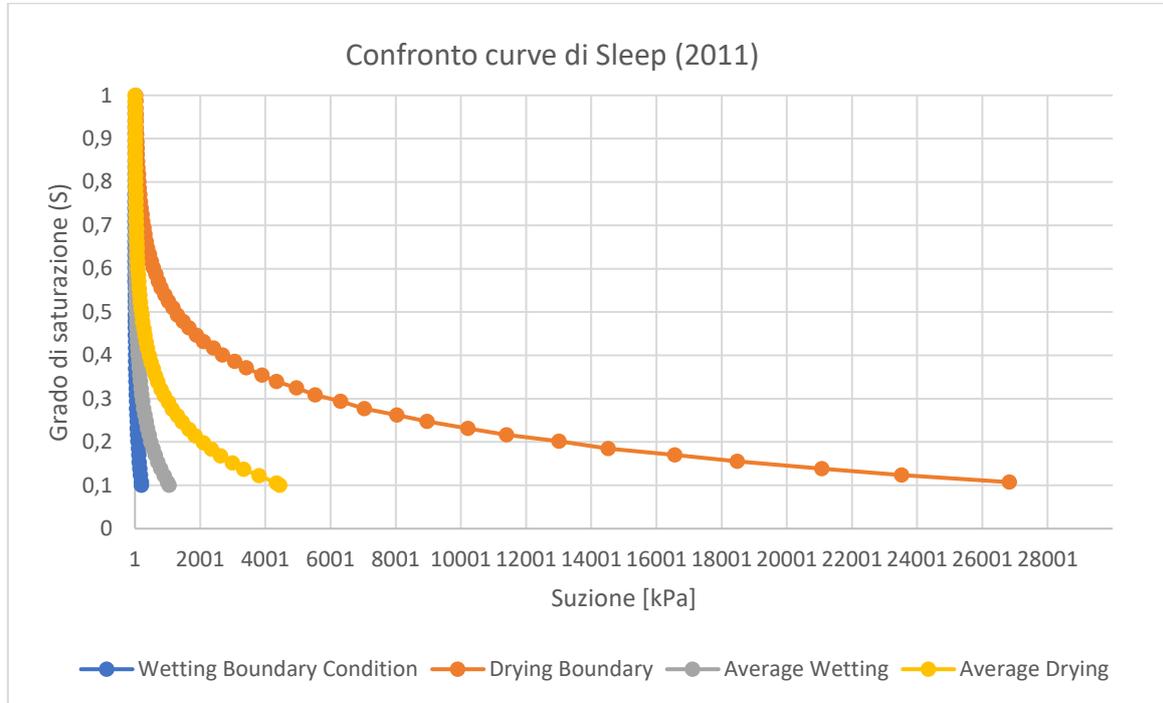


Figura 9.2-Curve caratteristiche per le condizioni descritte dal grafico di Sleep (2011)

Una volta ottenute le curve di ritenzione con il metodo di Sleep si è applicata la procedura di Van Genuchten descritta al paragrafo 3.3.2.1 allo scopo di determinare la curva di conducibilità idraulica. La procedura è stata implementata in Excel come descritto in seguito.

9.1.1 Determinazione del valore di contenuto idrico residuo

Il valore di contenuto idrico residuo è stato fissato pari al 10 % di quello saturo. Tale scelta è giustificata dalla procedura di Sleep la quale prevede come valore minimo del grado di saturazione (Figura 9.1) il valore 0,1. Il valore di contenuto idrico residuo può quindi essere individuato come:

$$\vartheta_r = 0.1 \vartheta_s = 0.1 n = 0.041$$

Tale valore è stato confrontato in termini di ordine di grandezza con la figura riportata da De Marsily (1986) e risulta essere leggermente inferiore al valore suggerito. Tuttavia, volendo applicare la procedura di Sleep la quale è stata testata dall'autore sui risultati di un modello fisico, si è ritenuto di mantenere quest'ultimo valore come riferimento.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

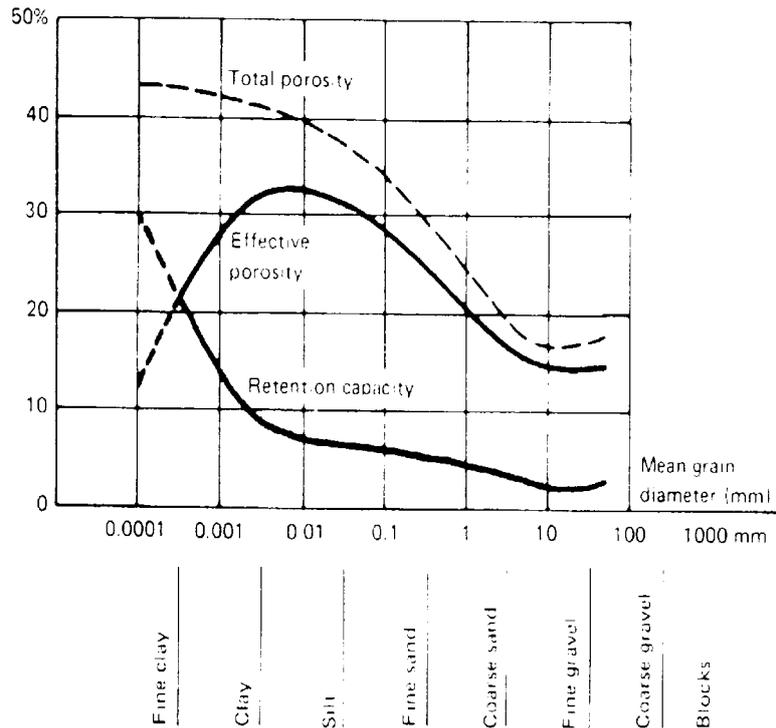


Figura 9.3-Grafico di De Marsily per la determinazione della porosità efficace o cinematica (De Marsily, 1986)

9.1.2 Determinazione del parametro -n- di Van Genuchten

Il calcolo del parametro n è stato effettuato secondo la procedura descritta al paragrafo 3.3.2.1. In particolare, si è proceduto a determinare il valore S per le diverse curve secondo la (9.1).

$$S_p = \frac{1}{\vartheta_s - \vartheta_r} \left| \frac{d\vartheta}{d(\log h)} \right|_{\vartheta=\vartheta_p} \quad (9.1)$$

Essendo le curve caratteristiche descritte da Sleep rettilinee sul piano semi-logaritmico la pendenza non risulta variabile in funzione del contenuto idrico. Inoltre, la particolare procedura di costruzione delle curve seguita da Sleep, fa sì che quelle relative alle diverse condizioni di bagnatura e asciugatura del terreno siano tutte parallele tra loro sul piano semi-logaritmico, pertanto il valore di S_p definitivo è stato calcolato come la media di quelli ottenuti per le diverse curve. Questi ultimi risultano infatti leggermente variabili a causa delle imprecisioni dovute alla digitalizzazione del grafico.

Il valore di m , necessario alla valutazione di n , è stato ottenuto dalla (9.2) per mezzo dell'utilizzo dello strumento "ricerca obiettivo" di Excel.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

$$S_p = 1,151 \frac{m}{1-m} \left(1 - 2^{-\frac{1}{m}}\right) \quad (9.2)$$

I valori di m e quindi quello di n non risultano variabili per le diverse curve considerate.

9.1.3 Determinazione del parametro α di Van Genuchten

Il valore del parametro α è stato ottenuto dall'equazione (9.3) assegnando ad h_p il valore di suzione ottenuto dal grafico di Sleep per le diverse curve in corrispondenza del contenuto idrico $\vartheta_p = \frac{\vartheta_r + \vartheta_s}{2}$

$$h_p = \frac{1}{\alpha} \left(2^{\frac{1}{m}} - 1\right)^{1-m} \quad (9.3)$$

Dalla (9.3) risulta quindi evidente che il parametro α sarà dipendente dal tipo di curva di Sleep selezionato.

9.1.4 Curve di ritenzione di Van Genuchten ottenute

Si riportano in seguito le curve di ritenzione di Van Genuchten ottenute. Viene inoltre riportato il confronto con le curve di Sleep da cui sono stati stimati i parametri.

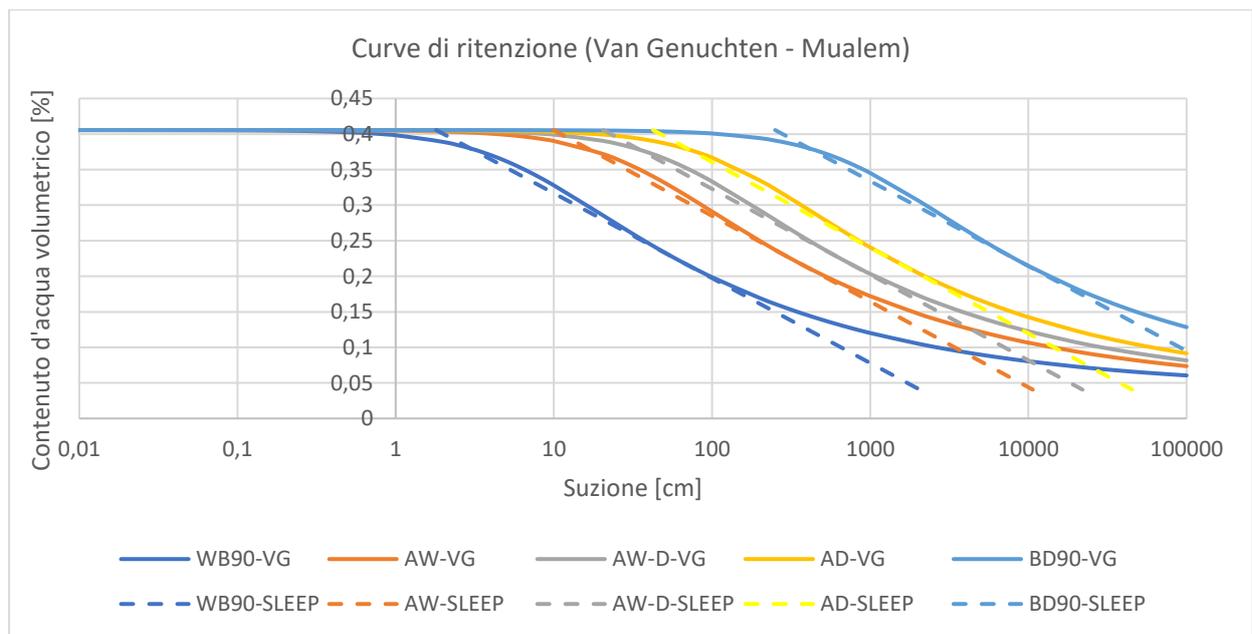


Figura 9.4-Curve caratteristiche di Van Genuchten relative alle diverse condizioni

9.1.5 Curve di permeabilità relativa di Van Genuchten ottenute

In seguito, si riportano le curve di permeabilità relativa di Van Genuchten ottenute con l'approccio descritto al paragrafo 3.3.2.1.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

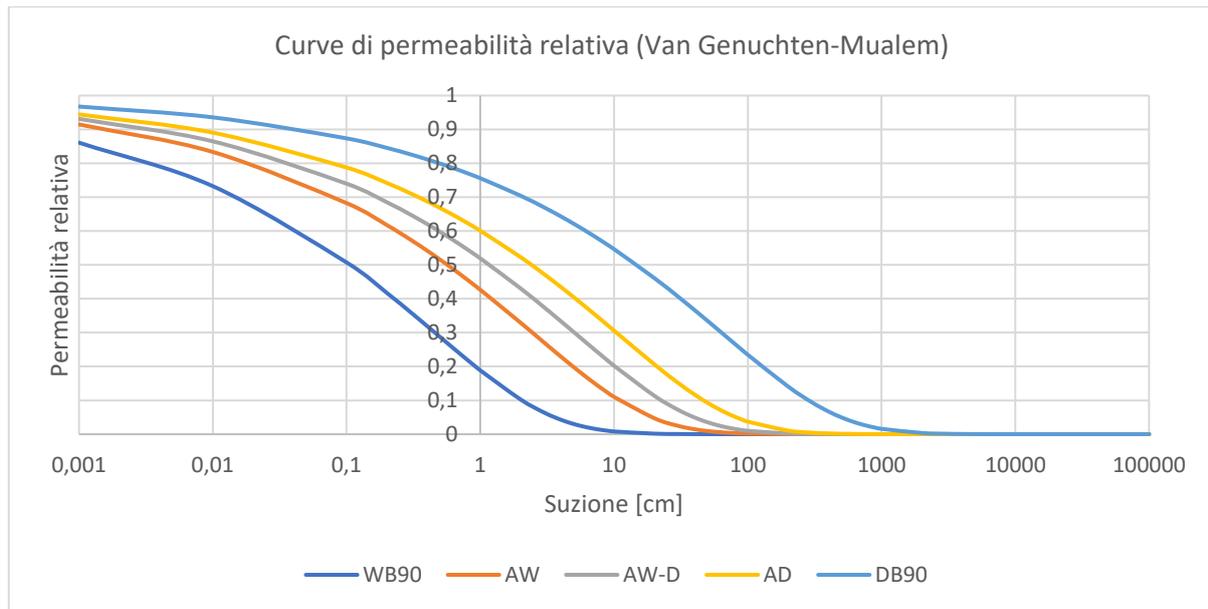


Figura 9.5-Curve di permeabilità relativa per il terreno in esame del caso studio

9.2 Modellazione dell'arginatura semplificata in GMS-FEMWATER®

9.2.1 Principi generali

Come descritto al paragrafo 4.2, FEMWATER® è un software agli elementi finiti per la risoluzione dei problemi di filtrazione e trasporto su domini tridimensionali, il quale risulta integrato nella piattaforma GMS (Groundwater Modelling System) mediante la quale è possibile generare e fornire allo stesso i file di input e leggere i risultati.

Per quanto FEMWATER® sia in grado di risolvere il problema tridimensionale del moto di filtrazione, nel caso in esame si ha interesse in un problema bidimensionale, prescindendo quindi dalle componenti del campo di moto longitudinali allo sviluppo dell'arginatura. Questo è necessario volendo confrontare i risultati ottenuti con il quelli derivanti dall'applicazione del modello semi-analitico, il quale risulta essere un modello addirittura monodimensionale (essendo l'unica variabile spaziale presente x , ossia la distanza dal paramento dell'arginatura). La risoluzione di un problema bidimensionale permetterà infatti di comprendere l'influenza delle componenti del campo di moto in direzione verticale, che vengono considerate nulle dal modello semi-analitico a causa dell'ipotesi di Dupuit.

Allo scopo di modellare l'arginatura semplificata in campo bidimensionale si adottano le seguenti assunzioni:

- L'arginatura è modellata in modo che la dimensione longitudinale all'asse del fiume risulti molto più piccola rispetto a quella trasversale.
- Le superfici costituenti le facce normali alla direzione longitudinale all'asse del fiume del modello 3D vengono assunte come impermeabili.
- La componente longitudinale del tensore di conducibilità idraulica viene assunta nulla.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

- Le condizioni al contorno sono imposte simmetricamente rispetto all'asse trasversale del modello.

9.2.2 Definizione della mesh

La definizione della mesh è stata effettuata in GMS secondo la seguente procedura.

Si è innanzi tutto creata una griglia tridimensionale di nodi attraverso il comando "Create finite difference grid" della sezione "3d grid". L'utilizzo di tale comando comporta l'apertura dell'interfaccia grafica di input riportata in Figura 9.6, la quale è stata compilata come visibile in figura.

Dimension	Origin	Length (m)	Bias	Use base and limit	Number cells	Base cell size	Limit cell size
X-Dimension	0.0	500.0	1.02	<input checked="" type="checkbox"/>	10	1.0	7.0
Y-Dimension	0.0	1.0	1.0	<input type="checkbox"/>	1	10.0	50.0
Z-Dimension	-51.22	66.38	0.92	<input checked="" type="checkbox"/>	1	5.0	1.0

Orientation / type: Custom Rotation about Z-axis: 0.0

Grid type: Cell centered Mesh centered

Buttons: Orientation..., Help..., OK, Cancel

Figura 9.6-Interfaccia di creazione della griglia di nodi (FEMWATER®)

In sintesi, il modello semplificato di arginatura è stato costituito in GMS da un dominio a forma di parallelepipedo la cui superficie inferiore è stata fissata alla quota di -51,22 m.s.l.m. Tale quota corrisponde alla posizione della superficie impermeabile che si immagina costituire il limite dell'acquifero nella condizione in cui, per un livello indisturbato posto a circa 3,78 m (primo livello della serie storica) si assuma uno spessore dello stesso pari a 55 m.

Il limite superiore del modello semplificato di arginatura è stato fissato in concordanza con quanto schematizzato in Figura 7.1, alla quota massima raggiunta dall'arginatura maestra in sponda destra del fiume Po, nella sezione 65 del catasto delle arginature redatto da AdbPo, presso l'abitato di Pontelagoscuro. Tale quota è pari a 15,16 m.s.l.m. Il limite superiore dell'acquifero si trova quindi a una distanza sulla verticale rispetto al limite inferiore impermeabile pari a 66,38 m.

L'estensione trasversale del modello di arginatura considerato è stata posta pari a 500 m. Questa scelta deriva dalla necessità di fare in modo che la condizione al contorno di carico costante pari al livello indisturbato iniziale di falda imposta dal lato campagna dello stesso non influisse in maniera evidente sui valori di quota piezometrica calcolati nell'ultima sezione di interesse posta a x=110 m. Per essere certi di escludere tale evenienza sarebbe stato

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

opportuno modellare l'arginatura con dimensione ancora maggiore trasversalmente. Tuttavia, questo avrebbe inevitabilmente comportato un notevole incremento dei tempi di simulazione visto l'aumento del numero di nodi e avrebbe reso disagiata la simulazione di una serie storica di sessantasei anni di dati.

Allo scopo di ottenere una mesh più fitta laddove i gradienti di quota piezometrica si prevedono essere più forti, e altresì laddove si ha maggiore interesse, per il problema in esame, nella precisa identificazione dei valori di carico piezometrico è stato deciso un raffittimento della griglia mediante l'utilizzo dei cosiddetti "bias".

Il bias è definito da FEMWATER® come l'aumento o diminuzione percentuale del passo di definizione della griglia di nodi al crescere della distanza dall'origine del sistema di riferimento. Ne consegue che, un bias fissato a 1,02 come nel caso della direzione x, comporta un aumento del 2 % del passo di definizione della griglia nella direzione x a partire da una dimensione base, che in questo caso è stata fissata pari a 1 m, fino a una dimensione massima, fissata pari a 7 m. Nel caso della direzione z invece, avendo interesse ad avere nodi più fitti in vicinanza della superficie superiore dell'arginatura, è stato fissato un bias di 0,92, ossia una riduzione del passo di definizione della griglia, in direzione z, del 8 % a partire da un valore di 5 m e fino a un valore minimo di 1 m.

In direzione y, ossia in direzione longitudinale rispetto al fiume è stato definito un unico elemento per la griglia con passo pari a 1 m.

La griglia di nodi ottenuta è rappresentata sul piano (x,z) di interesse, in Figura 9.7.

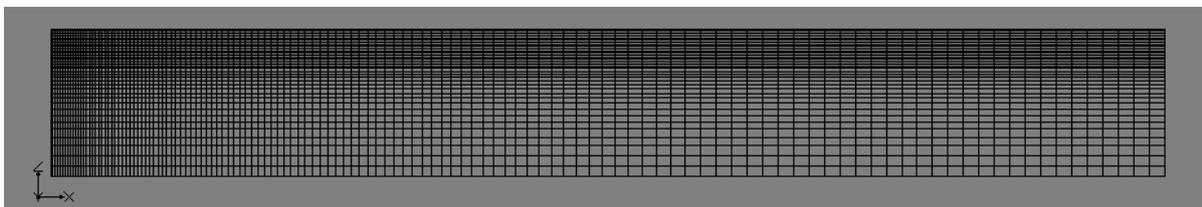


Figura 9.7-Griglia di nodi per la definizione della mesh (FEMWATER®)

In Figura 9.6 è infine possibile notare l'impostazione riguardante il tipo di griglia realizzata, la quale è stata impostata come "mesh centered". Tale configurazione fa riferimento al caso in cui si abbia interesse affinché i "dataset" assegnati o calcolati (carichi piezometrici, velocità, contenuti idrici ecc.) facciano riferimento agli spigoli della griglia e non al centro dei singoli elementi.

La definizione della griglia così come descritta è stata il risultato di una serie di simulazioni effettuate con configurazioni differenti allo scopo di migliorare la rapidità di convergenza della soluzione e la qualità della stessa.

Una volta definita la griglia di nodi è possibile ottenere direttamente da quest'ultima una mesh tridimensionale di elementi anch'essi a forma di parallelepipedo aventi questi ultimi come

spigoli i nodi della griglia. La mesh così definita potrà essere fornita come input a FEMWATER® da GMS per la risoluzione del modello numerico.

9.2.3 Definizione dei parametri del materiale

Allo scopo di procedere a una simulazione del moto di filtrazione in FEMWATER® è necessario indicare i seguenti parametri:

- **Tensore di conducibilità idraulica**
- **Curve dell'insaturo**
- **Comprimibilità del terreno**

Tensore di conducibilità idraulica

Il programma richiede l'inserimento delle sei componenti del tensore di conducibilità idraulica (essendo quest'ultimo simmetrico) mediante la seguente interfaccia di input.

	ID	Name	Color/Pattern	Kxx	Kyy	Kzz	Kxy	Kxz	Kyz
All									
1	1	Limo_sabbioso		0.018	0.0	0.018	0.0	0.0	0.0
*									

Figura 9.8-Interfaccia grafica di inserimento dei parametri del materiale (GMS)

I valori inseriti sono quelli presenti in Figura 9.8. Si noti che il tensore di conducibilità idraulica così definito risulta essere il seguente:

$$K = \begin{bmatrix} 0.018 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.018 \end{bmatrix}$$

Il quale corrisponde a un terreno omogeneo e isotropo con riferimento a un problema bidimensionale di filtrazione. Si noti inoltre che i valori di conducibilità idraulica sono espressi in m/h in quanto tali unità di misura sono state prese come riferimento per le lunghezze e per i tempi.

Curve dell'insaturo

Le curve che descrivono idraulicamente il materiale nella zona insatura richieste da FEMWATER® sono tre. La curva caratteristica, la funzione di conducibilità idraulica e infine la cosiddetta "water capacity curve", ossia l'andamento del valore assoluto della pendenza della curva caratteristica in funzione del carico di suzione. Quest'ultima potrebbe in realtà essere direttamente ricavata dal software, tuttavia gli sviluppatori del programma preferirono rendere partecipe l'utilizzatore, permettendogli di controllare accuratamente tale funzione,

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

prevenendo eventuali problemi di calcolo della derivata numerica, la quale determina la capacità di immagazzinamento di acqua del materiale nella zona insatura.

Nel caso in esame, le tre curve descritte sono state calcolate direttamente dal software mediante l'utilizzo della funzione "generate unsaturated curves" e in particolare del "Van Genuchten Curve Generator". Infatti, nel caso studio esaminato si è optato per l'utilizzo delle curve di Van Genuchten i cui parametri sono stati stimati al paragrafo 9.1. Nel caso in cui si utilizzi questo modello per il terreno insaturo, il software dispone di un "tool" che permette, una volta inseriti i valori dei parametri delle curve, di generare queste ultime nella forma di XY series per un numero di punti specificato.

Nel caso in esame, l'impostazione utilizzata è riportata in Figura 9.9 e fa riferimento alla condizione AW-D (Average Wetting Drying) per il terreno nella fascia insatura.

van Genuchten Curve Generator

Material name: Limo_sabbioso

Curve type: van Genuchten equations

Max. height above water table: 15.0

Preset parameter values: Clay loam

Manual parameter input

Saturated water content: 0.406 van Genuchten alpha: 1.436 (1/m)

Residual water content: 0.0406 van Genuchten beta: 1.3005

Specify total number of points Max total points: 200

Specify max percent change

Compute Curves

Moisture content	Relative conductivity	Water capacity
Curve undefined.	Curve undefined.	Curve undefined.
Num pts.: 0.0	Num pts.: 0.0	Num pts.: 0.0
Min Y.: 0.0	Min Y.: 0.0	Min Y.: 0.0
Max Y.: 0.0	Max Y.: 0.0	Max Y.: 0.0

Help... OK Cancel

Figura 9.9-Schermata di generazione delle curve di Van Genuchten (FEMWATER®)

I parametri inseriti sono:

- **Contenuto idrico volumetrico in condizione di saturazione**
- **Contenuto idrico volumetrico irriducibile**
- **Parametri della curva di Van Genuchten-Mualem**
- **Massima altezza insatura al di sopra della quota piezometrica:** questo parametro indica il limite di suzione che si prevede possa essere raggiunto durante la simulazione. Nel caso in esame tale valore è stato fissato pari a 15 m in quanto essendo la superficie superiore del modello posta a 15,16 m.s.l.m. e il minimo livello idrometrico della serie

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

storica di circa 1 m.s.l.m., tale range di variazione garantisce che il valore di suzione massimo non possa essere superato durante la simulazione.

Le curve ottenute sotto forma di XY series sono riportate nelle figure seguenti.

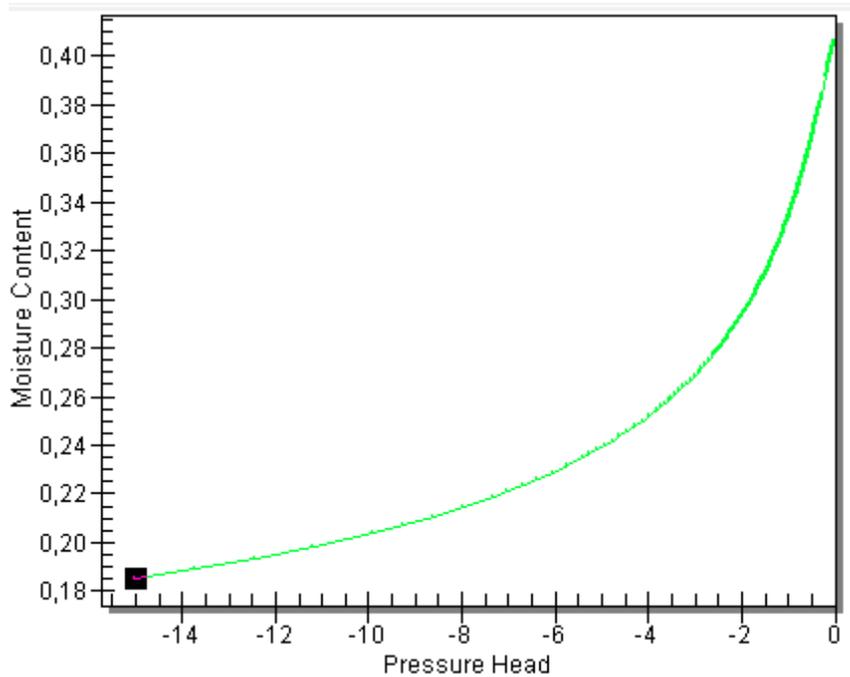


Figura 9.10-Curva caratteristica per la situazione AW-D

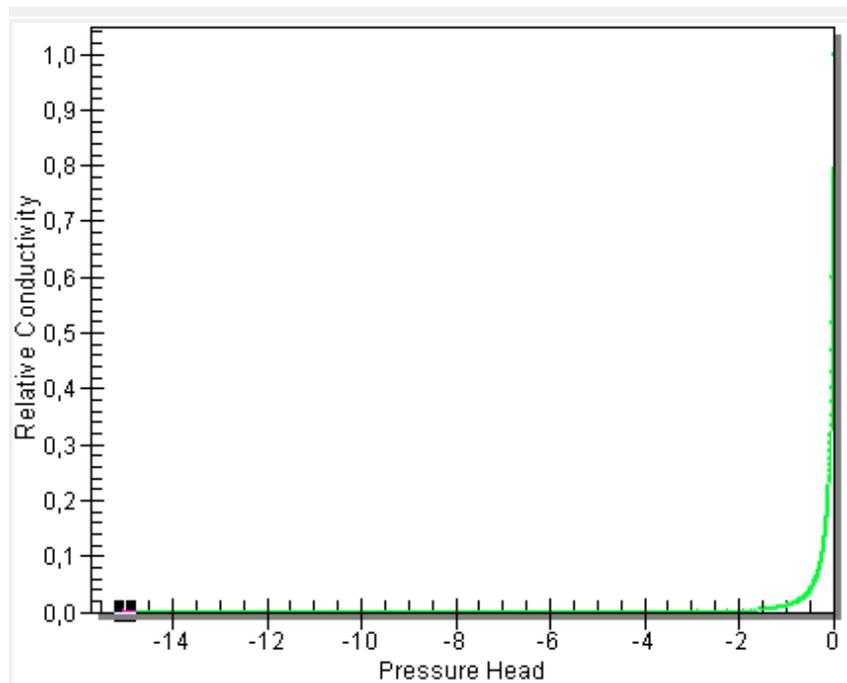


Figura 9.11-Curva di conducibilità idraulica relativa per la situazione AW-D

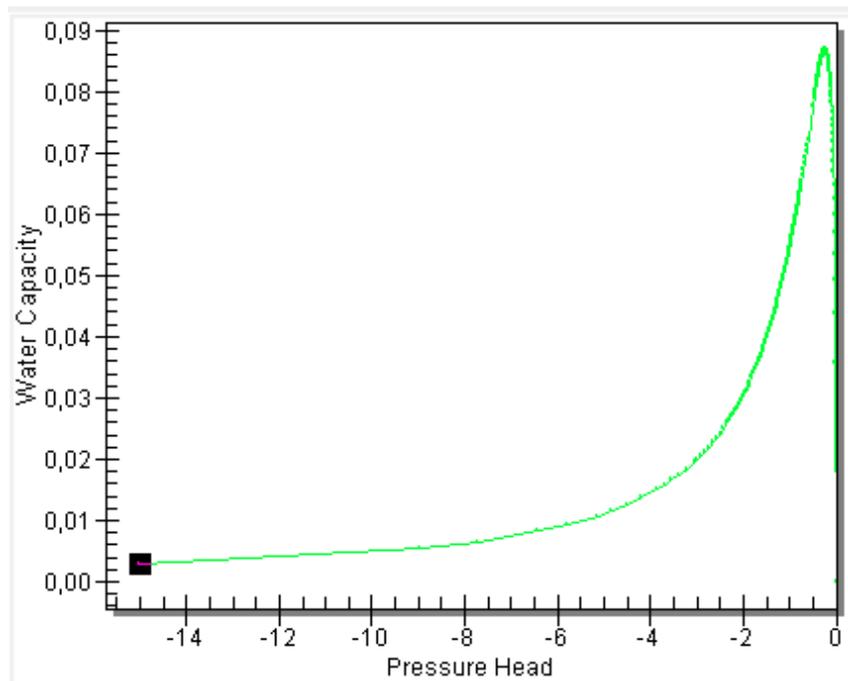


Figura 9.12-Water capacity curve per la condizione AW-D

L'andamento di tali curve è stato verificato mediante implementazione in Matlab.

Comprimibilità del materiale

Allo scopo di ottenere dei risultati dalla simulazione numerica che risultassero compatibili con quelli ottenuti dal modello semi-analitico, si è optato per trascurare la comprimibilità del materiale solido costituente l'arginatura.

9.2.4 Impostazioni generali del risolutore FEM

Le impostazioni principali del risolutore agli elementi finiti FEMWATER® sono state brevemente descritte al paragrafo 4.2. Nell'applicazione in esame si è effettuata una simulazione di tipo "flow only" ossia di solo moto di filtrazione, senza considerare il problema di trasporto. Si è inoltre avuto interesse per una soluzione in moto vario (transient solution). Per quanto riguarda le impostazioni specifiche del risolutore, queste ultime sono state impostate secondo la configurazione standard suggerita dal manuale del software e, non essendosi presentati problemi di convergenza della soluzione, non è stato necessario modificare queste impostazioni.

La schermata di inserimento di tali impostazioni, con i relativi valori inseriti, è riportata in Figura 9.13.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Figura 9.13-Impostazioni del solutore FEM

9.2.5 Impostazioni generali relative alla simulazione della serie storica

Avendo intenzione di simulare il comportamento del modello semplificato di arginatura sotto l'effetto di una serie storica di livelli idrometrici della durata di 66 anni, si è resa necessaria la seguente impostazione dell'analisi.

9.2.5.1 Trattamento della serie storica e inserimento delle condizioni al contorno

La serie storica di livelli idrometrici ottenuta ai punti precedenti costituisce, per il modello numerico di arginatura, la condizione al contorno di carico totale alla Dirichlet da imporre sul modello semplificato di arginatura lato fiume. Tale condizione al contorno deve essere inserita nell'interfaccia di GMS selezionando i nodi posti all'interfaccia argine-fiume, mediante il comando "assign node/face BC". L'interfaccia di inserimento delle condizioni al contorno è quindi riportata in Figura 9.14.

FEMWATER Node BC

Node ID	Head BC	Head Value	Head Const. (m)	Head Trans. (m)
All	<input checked="" type="checkbox"/>	Transient		...
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Transient	0.0	...
126	<input checked="" type="checkbox"/>	Transient	0.0	...
251	<input checked="" type="checkbox"/>	Transient	0.0	...
376	<input checked="" type="checkbox"/>	Transient	0.0	...

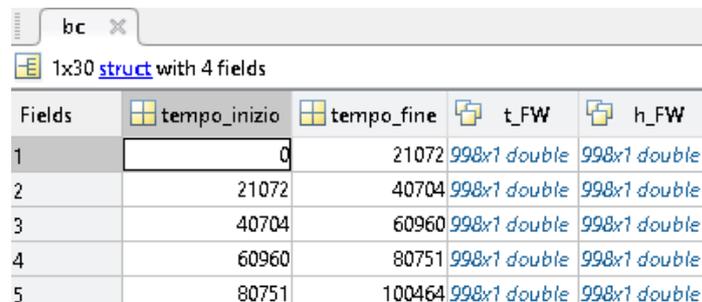
Figura 9.14-Interfaccia di inserimento delle condizioni al contorno

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Per tutti i nodi selezionati è stato quindi selezionato il tipo di condizione al contorno “transient” ossia variabile nel tempo. A questo punto è stato possibile indicare la serie storica di livelli idrometrici mediante una “XY serie”. L’interfaccia di inserimento di queste ultime, permette però di inserire solamente serie storiche costituite da un numero di punti inferiore a 1000 si è quindi reso necessario procedere come segue.

- Allo stesso modo di quanto fatto per il modello semi-analitico si è proceduto al ricampionamento della serie storica a scansione oraria ottenendo una serie a scansione giornaliera con mantenimento dei massimi e minimi relativi.
- La serie storica giornaliera è stata suddivisa in sotto-serie formate da 998 punti ciascuna mediante l’utilizzo di uno script programmato in Matlab. Si sono quindi ottenute 30 porzioni della serie temporale i cui dati sono stati salvati in una “struct” di Matlab la cui forma è riportata in Figura 9.15. Nella struttura sono salvate le ore di inizio e fine della sotto-serie e i valori di tempo e altezza sotto forma di due vettori (t_FW e h_FW).

La condizione al contorno imposta al lato opposto rispetto al fiume del modello semplificato di arginatura è stata assunta pari a un valore costante di quota piezometrica pari al primo valore della serie storica. Si è infatti inteso che, a una distanza di 500 m dal paramento lato fiume dell’arginatura, l’effetto della serie storica non comportasse variazioni di sorta nella quota piezometrica. Ovviamente tale assunzione è semplificativa delle condizioni reali, soprattutto per la simulazione di una serie storica così lunga. Tuttavia, si è ritenuto che gli errori derivanti da tale assunzione, non potessero comportare significative differenze nelle sezioni di interesse.



Fields	tempo_inizio	tempo_fine	t_FW	h_FW
1	0	21072	998x1 double	998x1 double
2	21072	40704	998x1 double	998x1 double
3	40704	60960	998x1 double	998x1 double
4	60960	80751	998x1 double	998x1 double
5	80751	100464	998x1 double	998x1 double

Figura 9.15-Forma della struct di Matlab utilizzata per la suddivisione della serie storica

9.2.5.2 Impostazione delle condizioni iniziali

Si è detto al paragrafo precedente che è stato necessario suddividere la serie storica totale ottenuta in precedenza in sotto-serie costituite ciascuna da meno di 1000 punti sul piano (t,h). Ciò comporta la necessità di suddividere anche la simulazione della serie storica in 30 singole simulazioni aventi ognuna come condizione al contorno lato fiume una delle sotto-serie definite in precedenza. A questo scopo si è sfruttata la funzionalità di “hot-start” di FEMWATER® descritta al paragrafo 4.2.7.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

In particolare, si è imposta come condizione al contorno per la simulazione relativa alla prima sotto-serie una condizione di tipo “cold start” definita da una quota piezometrica costante per tutti i nodi della mesh, pari al primo livello della serie storica da simulare. Questa condizione ha permesso di imporre una situazione indisturbata iniziale del tutto analoga a quella definita per la simulazione con modello semi-analitico.

Per la simulazione delle sotto-serie successive si è invece sfruttata la tipologia di condizione iniziale di tipo “hot start”. Tale funzione ha di fatto permesso di utilizzare come condizione iniziale per la *i*-esima simulazione, la configurazione di carico piezometrico ottenuta come soluzione della (*i*-1) esima simulazione. Il vantaggio dell’utilizzo di tale tipologia di condizione iniziale è quello di poter ottenere delle soluzioni relative alle sotto-serie di condizioni al contorno lato fiume, le quali coincidono di fatto con quelle che si otterrebbero da una simulazione completa dell’intera serie storica.

L’interfaccia di configurazione delle condizioni iniziali in FEMWATER® è riportata in Figura 9.16.

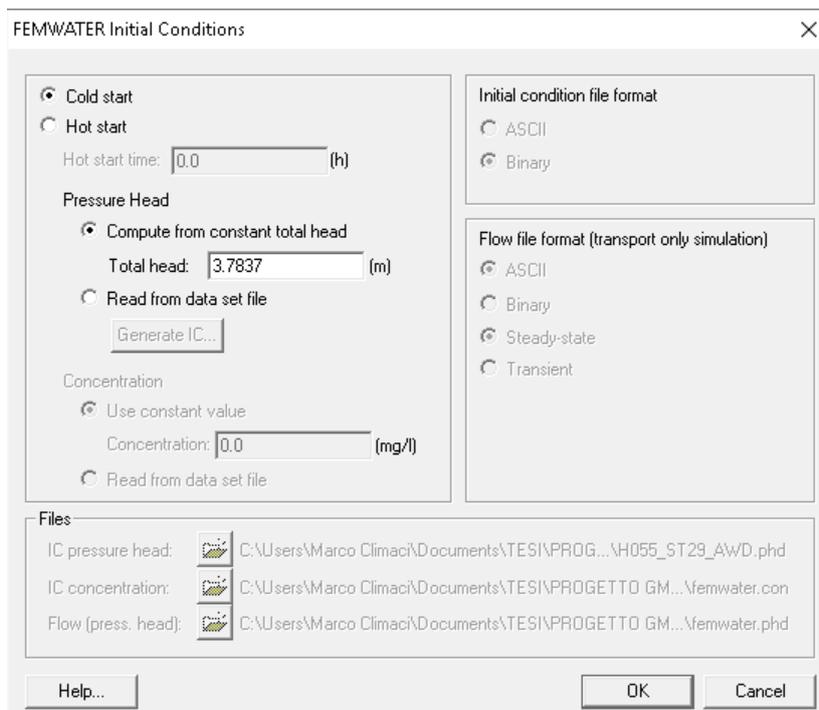


Figura 9.16-Interfaccia di inserimento delle condizioni iniziali in FEMWATER®

Come si può notare è possibile scegliere tra una condizione “cold start” oppure “hot start”. Nel caso in cui si selezioni la prima opzione, è necessario indicare il valore di carico piezometrico costante nell’apposito campo. Nel caso in cui invece si selezioni la seconda opzione, è necessario indicare un’ora di inizio della simulazione “hot start time” e un file in formato “.phd” (pressure head) da cui il programma possa attingere i valori di altezza piezometrica da attribuire ai diversi nodi nella condizione iniziale.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Per quanto riguarda l'hot start time, quest'ultimo è individuabile, per ciascuna delle sotto-serie nella prima colonna della struttura dati di Matlab di cui è stato riportato un estratto in Figura 9.15.

9.2.5.3 Definizione della tolleranza di convergenza e del numero massimo di iterazioni

La tolleranza di convergenza determina il minimo scarto tra le soluzioni in termini di altezza piezometrica per due iterazioni successive, per il quale si possa ritenere avvenuta la convergenza della soluzione. Tale valore è stato fissato pari a 1 cm per il presente lavoro.

Il numero massimo di iterazioni è stato fissato pari a 400 per l'equazione non lineare e per quella lineare e a 100 per ogni singolo intervallo di risoluzione.

I valori impostati sono riportati in Figura 9.17.

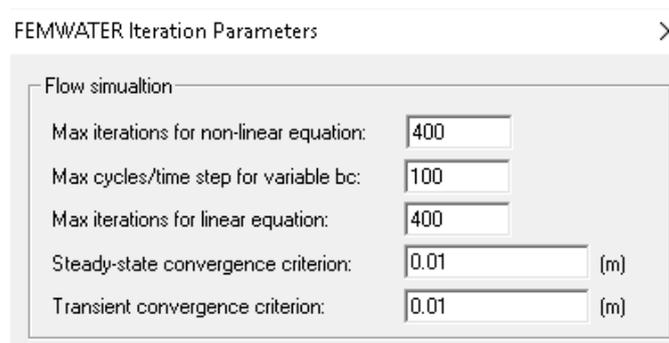


Figura 9.17-Parametri di iterazione (FEMWATER®)

9.2.5.4 Definizione del tempo massimo di simulazione e dell'intervallo temporale di risoluzione

Nella scheda "FEMWATER time control" riportata in Figura 9.18 è possibile impostare il tempo massimo di simulazione e l'intervallo temporale di risoluzione.

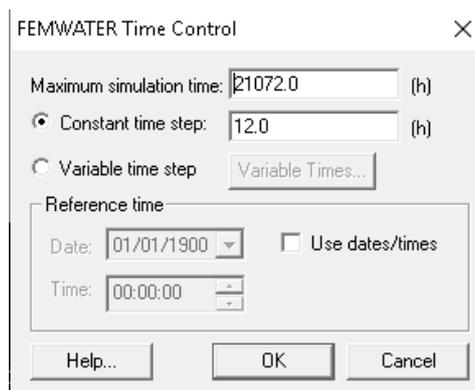


Figura 9.18-Impostazioni di controllo temporale (FEMWATER®)

Il tempo massimo di simulazione è definito con riferimento alla seconda colonna della struttura dati di Matlab riportata in Figura 9.15. Si noti che il tempo massimo di simulazione per una data sotto-serie deve coincidere con quello iniziale di simulazione della sotto-serie successiva.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Per quanto riguarda la definizione dell'intervallo temporale di risoluzione, è stato necessario fare delle considerazioni riguardanti la precisione della soluzione ottenibile e il tempo di simulazione. L'intervallo temporale di risoluzione di un modello numerico agli elementi finiti può infatti influire in maniera evidente sull'affidabilità della soluzione ottenuta e sul tempo di esecuzione del programma necessario per ottenerla. Occorre infatti considerare che un intervallo temporale di simulazione estremamente fitto, comporta la determinazione di svariate configurazioni temporali di carico piezometrico, per ognuna delle quali è necessario un determinato tempo di esecuzione del programma. In generale però, una simulazione di questo tipo sarà più accurata rispetto a una eseguita con un intervallo temporale di risoluzione più lasco, in quanto sarà in generale in grado di cogliere meglio le variazioni delle condizioni al contorno. Tuttavia, un intervallo di risoluzione troppo fitto può portare a problemi di instabilità numerica della soluzione. Occorre infine considerare che non è detto che, un intervallo risolutivo molto lasco porti a tempi di esecuzione della simulazione molto rapidi, in quanto è probabile che il numero di iterazioni del risolutore numerico necessarie per raggiungere la convergenza in ognuno degli step temporali in tali condizioni aumenti.

In definitiva, per il presente lavoro, si è deciso di cercare un adeguato compromesso tra affidabilità della soluzione numerica e tempo di esecuzione del programma. Tale compromesso è risultato necessario in quanto l'utilizzo di un intervallo risolutivo molto basso per simulare una serie storica così lunga, avrebbe comportato tempi di esecuzione inammissibili. A questo scopo, si è proceduto a simulare la prima sotto-serie definita in precedenza con tre differenti time step di integrazione pari a 1, 6 e 12 ore. I risultati ottenuti in termini di quota piezometrica massima raggiunta per le dieci sezioni in esame sono stati messi a confronto in Tabella 9.1.

Posizioni quota piezometrica per simulazione sotto-serie 1 (da t=0 ore a t= 21120 ore)			
	$\Delta t=1$ ora Tolleranza: 1 cm	$\Delta t=6$ ore Tolleranza: 1 cm	$\Delta t=12$ ore Tolleranza: 1 cm
x	max h [m.s.l.m.]	max h [m.s.l.m.]	max h [m.s.l.m.]
11	7,89	7,87	7,91
22	6,73	6,73	6,73
33	6,03	6,05	6,05
44	5,74	5,75	5,76
55	5,49	5,50	5,50
66	5,33	5,34	5,35
77	5,22	5,23	5,24
88	5,12	5,13	5,13
99	5,02	5,03	5,03
110	4,93	4,94	4,94

Tabella 9.1-Definizione dell'intervallo temporale di risoluzione

Dalle simulazioni effettuate risulta evidente che l'influenza dell'intervallo risolutivo sembra sortire qualche influenza solamente per le prime sezioni. Si tratta comunque di differenze

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

dell'ordine di pochi centimetri, le quali risultano sicuramente contenute entro le inevitabili incertezze dovute ai parametri del materiale e al comportamento dello stesso nella fascia insatura. Si è quindi ritenuto di adottare un intervallo risolutivo di 12 ore (Figura 9.18), per mezzo del quale è stato possibile ridurre in modo significativo i tempi di simulazione della serie storica.

9.2.5.5 Definizione dei parametri di output per il salvataggio della soluzione

Per quanto descritto in precedenza, FEMWATER® procede alla risoluzione dell'equazione completa della filtrazione secondo le condizioni al contorno e iniziali indicate con un passo temporale di 12 ore. L'impostazione del modello numerico permette però di controllare anche l'intervallo temporale per il quale si vuole che il programma proceda alla scrittura della soluzione nei file di output e quali parametri si vuole siano salvati negli stessi. Tale impostazione è possibile dalla scheda "output control" di GMS, la quale si presenta come indicato in Figura 9.19, nella quale compaiono le impostazioni utilizzate per il presente lavoro.

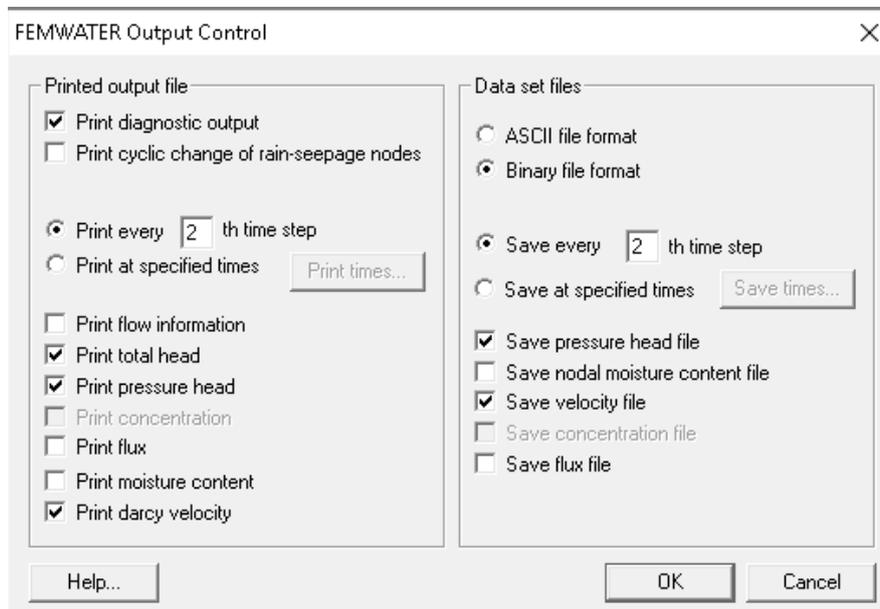


Figura 9.19-Gestione dei parametri di output (FEMWATER®)

La parte di prevalente interesse della schermata di impostazione dei parametri di output è quella destra, laddove si indicano quali parametri dovranno essere salvati nei file di output e ogni quanti intervalli di risoluzione temporale questi ultimi dovranno essere salvati.

Allo scopo di mantenere coerenza con la risoluzione dei dati forniti in ingresso al modello numerico e all'ulteriore scopo di ridurre la mole di dati da post-processare si è scelto di indicare un intervallo di salvataggio dei dati di output di 24 ore, ossia ogni 2 step risolutivi. Si è inoltre scelto di salvare i valori di altezza piezometrica e quelli di velocità di Darcy in formato binario. Occorre tenere presente che la mole di dati ottenuta in uscita con queste impostazioni è già piuttosto corposa, in quanto i file di output salvati per le 30 simulazioni effettuate sono costituiti da circa 7 gigabyte di dati.

9.3 Simulazione della serie storica

Una volta impostato come descritto ai punti precedenti il modello numerico FEMWATER® per mezzo dell'interfaccia GMS, si è potuto procedere alla risoluzione dello stesso. Il comando "check simulation" in GMS permette innanzi tutto di controllare l'eventuale presenza di errori nell'impostazione dei parametri di input alla simulazione. Il comando "run FEMWATER" permette invece la risoluzione del modello numerico mediante il lancio di una versione ricompilata dell'esecutivo "FEMWATER_64.exe" allo scopo di aumentare il numero di nodi inseribili.

9.3.1 Impostazione pratica della simulazione

La risoluzione consecutiva relativa alle trenta sotto-serie ricavate in precedenza è stata impostata come segue:

- 1. Risoluzione della prima sotto-serie mediante imposizione della condizione iniziale di tipo "cold start"**
- 2. Rinomina dei file di output ".phd" (pressure head) e ".vel" (velocity) secondo la seguente codifica**

H055_ST01_AWD.phd

H055_ST01_AWD.vel

Dove H055 sta per spessore di falda a iniziale pari a 55 m, ST01 indica che si fa riferimento alla prima serie storica, AWD fa riferimento alla condizione Average Wetting Drying definita per il terreno nella fascia insatura.

- 3. Risoluzione delle sotto-serie successive alla prima.**
- 4. Rinomina dei risultati mediante analogia codifica definita al punto 4 andando ad aggiornare l'identificativo relativo alla sotto-serie simulata.**

L'impostazione del lavoro descritta ha permesso di ottenere trenta coppie di file di output contenenti i valori di altezza piezometrica e velocità di Darcy per i diversi nodi della mesh.

9.3.2 Post-processing dei risultati ottenuti

Il post-processing dei dati di altezza piezometrica per i diversi nodi allo scopo di ottenere la posizione della water table è stato effettuato mediante l'utilizzo di un post-processore programmato in ambiente Matlab fornito dalla prof.ssa Tanda Maria Giovanna dell'Università degli Studi di Parma. Tale programma provvede alla lettura dei dati geometrici del modello FEMWATER® contenuti nel file di estensione ".3dm" generato all'esecuzione dell'esecutivo FEMWATER® da parte di GMS. Esso ottiene in questo modo la collocazione dei nodi del reticolo tridimensionale costituente il modello semplificato di arginatura. In seguito, il programma legge i valori di carico piezometrico contenuti nei file di output descritti in precedenza con estensione ".phd" e procede, per una serie di sezioni la cui distanza dall'origine è indicata in un file ".txt", mediante un algoritmo di interpolazione, alla ricerca del luogo dei punti per il quale il valore del carico piezometrico è nullo. Tale luogo dei punti rappresenta infatti la superficie piezometrica di interesse per il problema in esame.

Il post-processore fornisce in uscita una matrice f avente tante righe quanti sono gli intervalli risolutivi ottenuti dal modello FEMWATER® e tante colonne quante sono le sezioni di interesse. Nel caso in esame, per ognuna delle trenta simulazioni effettuate si è ottenuta una matrice come quella descritta. Tali matrici sono state salvate in formato “.mat” mantenendo la codifica adottata per i file di output del modello FEMWATER®.

È quindi stato definito uno script Matlab che provvedesse all'unione delle diverse simulazioni in modo da ottenere un'unica serie storica di quota piezometrica analoga a quella ottenuta dalla simulazione del modello semi-analitico. Allo scopo di ottenere una serie storica a scansione oraria che permettesse in seguito di separare i valori relativi ai diversi anni si è proceduto a un'interpolazione lineare dei risultati mediante il comando “interp1” di Matlab.

9.4 Analisi statistica Annual Maximum dei livelli di filtrazione

Una volta ottenute le serie storiche dei livelli di filtrazione per le diverse sezioni di interesse si è proceduto a un'analisi statistica con approccio Annual Maximum in modo analogo a quanto fatto per il metodo semi-analitico. Si sono quindi divise le serie storiche complete relative ai 66 anni in singole serie annuali e si è calcolato per ognuna di esse il valore massimo. Si sono quindi ottenuti 10 campioni formati da 66 valori annuali di massimo livello piezometrico e per ognuno di questi si è proceduto alla stima dei parametri delle distribuzioni EV1 di Gumbel in modo analogo a quanto descritto per il modello semi-analitico per mezzo del software ANABASI. Una volta noti i parametri delle distribuzioni si è proceduto al calcolo dei tempi di ritorno relativi ai valori massimi registrati per i diversi anni.

9.4.1 Risultati dell'analisi

Si riportano in Tabella 9.2 i risultati ottenuti dalla simulazione dell'effetto della serie storica di portate, immaginate transitare nel fiume nel periodo di validità della scala di deflusso del 2002, avente inizio il 01/01/1951 alle 12:00 e fine il 31/12/2016 alle 12:00 ottenuti dalla risoluzione del modello numerico FEMWATER® con riferimento al modello semplificato di arginatura definito al capitolo 7, in termini di quote piezometriche massime annuali e relativi tempi di ritorno.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Risultati simulazione modello semplificato arginatura con modello numerico FEMWATER®. Condizione al contorno lato fiume: serie storica dei livelli idrometrici 1951-2016. Spessore dell'acquifero indisturbato iniziale: H0=55 m Livello indisturbato iniziale: primo livello della serie storica Modello insaturo di Van Genuchten: AW-D																						
	Sez. 0		Sez. 1		Sez. 2		Sez. 3		Sez. 4		Sez. 5		Sez. 6		Sez. 7		Sez. 8		Sez. 9		Sez. 10	
	x=0 m		x=11 m		x=22 m		x=33 m		x=44 m		x=55 m		x=66 m		x=77 m		x=88 m		x=99 m		x=110 m	
Anno	h0	T ₀	h,max	T																		
1951	12,11	43	7,91	6	6,73	4	6,05	3	5,76	3	5,50	3	5,35	3	5,24	4	5,13	4	5,03	5	4,94	5
1952	7,06	1	5,96	1	5,39	1	5,11	1	4,85	1	4,65	1	4,49	1	4,37	1	4,37	1	4,40	2	4,41	2
1953	9,96	6	8,43	10	7,58	9	6,98	9	6,37	7	5,97	6	5,67	6	5,33	4	5,10	4	4,88	3	4,70	3
1954	7,36	1	5,79	1	5,24	1	5,02	1	4,87	1	4,74	1	4,62	1	4,52	2	4,45	2	4,38	2	4,32	2
1955	5,02	1	4,21	1	4,07	1	4,00	1	3,94	1	3,90	1	3,87	1	3,85	1	3,83	1	3,81	1	3,80	1
1956	7,85	2	6,02	1	5,32	1	4,96	1	4,65	1	4,42	1	4,28	1	4,16	1	4,05	1	3,97	1	3,89	1
1957	9,91	6	7,74	5	6,95	5	6,23	4	5,88	4	5,50	3	5,24	3	5,04	3	4,85	3	4,69	2	4,55	2
1958	8,48	2	6,66	2	5,91	2	5,35	2	5,07	2	4,77	2	4,53	1	4,36	1	4,23	1	4,12	1	4,03	1
1959	10,22	8	8,41	10	7,77	11	7,18	11	6,73	11	6,30	9	5,99	9	5,76	9	5,52	9	5,35	9	5,20	8
1960	9,25	4	8,33	9	7,82	12	7,30	13	6,96	15	6,69	17	6,43	18	6,19	19	5,99	22	5,83	24	5,67	22
1961	7,48	1	5,92	1	5,51	2	5,65	2	5,71	3	5,70	4	5,67	6	5,63	7	5,57	10	5,52	12	5,45	13
1962	7,55	1	5,42	1	4,70	1	4,26	1	4,12	1	4,04	1	3,98	1	3,94	1	3,91	1	3,89	1	3,87	1
1963	9,63	5	7,25	3	6,35	3	5,92	3	5,61	3	5,35	3	5,17	3	5,03	3	4,90	3	4,80	3	4,73	3
1964	8,70	2	7,24	3	6,53	3	6,08	3	5,79	3	5,47	3	5,25	3	5,10	3	4,95	3	4,83	3	4,73	3
1965	8,96	3	7,16	3	6,32	3	5,89	3	5,47	2	5,18	2	4,95	2	4,74	2	4,55	2	4,39	2	4,27	2
1966	10,14	7	8,36	9	7,52	9	7,01	9	6,42	7	6,02	6	5,75	6	5,41	5	5,17	5	4,97	4	4,79	3
1967	5,16	1	4,44	1	4,23	1	4,12	1	4,12	1	4,21	1	4,27	1	4,31	1	4,34	1	4,35	1	4,34	2
1968	10,06	7	7,35	4	6,45	3	5,97	3	5,68	3	5,36	3	5,14	3	4,95	3	4,78	2	4,62	2	4,49	2
1969	8,77	3	6,68	2	5,90	2	5,41	2	5,16	2	4,97	2	4,83	2	4,72	2	4,63	2	4,54	2	4,47	2
1970	5,68	1	4,58	1	4,15	1	3,92	1	3,76	1	3,63	1	3,55	1	3,51	1	3,49	1	3,48	1	3,48	1
1971	8,11	2	6,43	2	6,03	2	5,74	2	5,46	2	5,26	2	5,09	2	4,94	2	4,80	2	4,68	2	4,56	2
1972	8,68	2	7,33	4	6,70	4	6,17	4	5,85	4	5,51	3	5,24	3	5,05	3	4,86	3	4,70	2	4,58	2
1973	6,91	1	5,30	1	4,67	1	4,32	1	4,20	1	4,11	1	4,03	1	3,97	1	3,95	1	3,93	1	3,92	1
1974	8,48	2	6,56	2	5,88	2	5,41	2	5,18	2	5,00	2	4,85	2	4,72	2	4,62	2	4,52	2	4,45	2
1975	8,25	2	6,22	2	5,58	2	5,30	2	5,13	2	4,97	2	4,84	2	4,73	2	4,62	2	4,52	2	4,43	2
1976	10,49	9	9,21	22	8,48	23	7,94	27	7,45	28	7,06	29	6,68	27	6,33	24	6,03	24	5,81	23	5,57	18
1977	10,15	7	8,23	8	7,60	9	7,14	11	6,79	12	6,52	13	6,27	14	6,06	15	5,88	18	5,73	19	5,58	18
1978	8,55	2	7,19	3	6,56	3	6,23	4	6,02	4	5,85	5	5,71	6	5,57	7	5,47	8	5,38	9	5,30	10
1979	10,55	10	8,03	7	7,12	6	6,50	5	6,08	5	5,81	5	5,49	4	5,24	4	5,06	4	4,88	3	4,76	3
1980	7,38	1	5,99	1	5,46	1	5,20	2	5,01	2	4,87	2	4,75	2	4,65	2	4,57	2	4,51	2	4,46	2
1981	9,11	3	7,22	3	6,47	3	5,99	3	5,60	3	5,27	2	5,07	2	4,88	2	4,73	2	4,61	2	4,50	2
1982	8,14	2	6,86	2	6,19	2	5,84	3	5,50	2	5,26	2	5,10	3	4,93	2	4,80	2	4,69	2	4,59	2
1983	8,87	3	7,49	4	6,93	5	6,35	4	6,00	4	5,75	4	5,46	4	5,25	4	5,08	4	4,94	4	4,81	4
1984	9,02	3	7,54	4	6,95	5	6,45	5	6,07	5	5,81	5	5,53	5	5,29	4	5,11	4	4,95	4	4,81	4
1985	8,58	2	6,56	2	5,89	2	5,51	2	5,26	2	5,09	2	4,93	2	4,81	2	4,71	2	4,64	2	4,57	2
1986	9,50	4	7,63	5	6,92	5	6,39	5	6,01	4	5,76	5	5,47	4	5,30	4	5,15	4	5,01	4	4,88	4
1987	8,33	2	6,35	2	5,78	2	5,31	2	5,06	2	4,84	2	4,67	2	4,51	2	4,40	1	4,30	1	4,22	1
1988	7,79	2	6,39	2	5,78	2	5,30	2	5,06	2	4,92	2	4,80	2	4,69	2	4,59	2	4,50	2	4,43	2
1989	7,83	2	6,11	1	5,70	2	5,34	2	5,11	2	4,91	2	4,73	2	4,58	2	4,45	2	4,35	1	4,27	2
1990	5,74	1	4,32	1	3,95	1	3,74	1	3,61	1	3,54	1	3,49	1	3,45	1	3,42	1	3,39	1	3,38	1
1991	7,83	2	6,44	2	5,86	2	5,36	2	5,09	2	4,82	2	4,59	1	4,41	1	4,27	1	4,16	1	4,08	1
1992	9,77	5	7,45	4	6,64	4	6,05	3	5,65	3	5,34	3	5,11	3	4,91	2	4,74	2	4,59	2	4,46	2
1993	10,10	7	8,85	15	8,07	15	7,47	15	6,98	15	6,59	14	6,21	13	5,91	12	5,66	12	5,42	10	5,25	9
1994	11,06	16	8,43	10	7,41	8	6,75	7	6,20	6	5,88	5	5,57	5	5,31	4	5,13	4	4,98	4	4,84	4
1995	7,55	1	6,18	2	5,83	2	5,55	2	5,34	2	5,18	2	5,04	2	4,92	2	4,81	3	4,72	3	4,64	3
1996	9,90	6	8,13	8	7,26	7	6,66	6	6,18	5	5,89	5	5,62	5	5,37	5	5,25	5	5,14	6	5,03	6
1997	7,52	1	5,98	1	5,48	1	5,53	2	5,51	3	5,46	3	5,38	4	5,28	4	5,19	5	5,11	5	5,02	5
1998	7,24	1	5,65	1	5,29	1	5,08	1	4,87	1	4,71	1	4,56	1	4,44	1	4,34	1	4,26	1	4,19	1

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Risultati simulazione modello semplificato arginatura con modello numerico FEMWATER®. Condizione al contorno lato fiume: serie storica dei livelli idrometrici 1951-2016. Spessore dell'acquifero indisturbato iniziale: H0=55 m Livello indisturbato iniziale: primo livello della serie storica Modello insaturo di Van Genuchten: AW-D																						
Anno	Sez. 0		Sez. 1		Sez. 2		Sez. 3		Sez. 4		Sez. 5		Sez. 6		Sez. 7		Sez. 8		Sez. 9		Sez. 10	
	x=0 m		x=11 m		x=22 m		x=33 m		x=44 m		x=55 m		x=66 m		x=77 m		x=88 m		x=99 m		x=110 m	
	h0	T _q	h,max	T	h,max	T																
1999	8,56	2	6,81	2	6,09	2	5,75	2	5,41	2	5,18	2	4,99	2	4,82	2	4,67	2	4,53	2	4,42	2
2000	11,79	32	8,80	14	8,02	14	7,48	16	7,10	18	6,74	18	6,41	18	6,11	16	5,87	17	5,66	16	5,44	13
2001	7,42	1	6,22	2	5,88	2	5,68	2	5,51	2	5,38	3	5,28	3	5,19	4	5,12	4	5,05	5	4,98	5
2002	10,77	12	9,11	20	8,10	16	7,47	15	7,00	16	6,56	14	6,16	12	5,89	11	5,66	11	5,41	10	5,22	8
2003	8,31	2	6,38	2	5,65	2	5,44	2	5,38	2	5,33	3	5,28	3	5,22	4	5,16	5	5,10	5	5,03	6
2004	8,65	2	6,81	2	6,03	2	5,55	2	5,22	2	5,00	2	4,79	2	4,62	2	4,48	2	4,37	2	4,28	2
2005	6,08	1	4,81	1	4,29	1	4,02	1	3,84	1	3,73	1	3,74	1	3,75	1	3,76	1	3,77	1	3,77	1
2006	7,46	1	4,96	1	4,35	1	4,05	1	3,85	1	3,68	1	3,55	1	3,47	1	3,42	1	3,41	1	3,40	1
2007	5,43	1	4,13	1	3,91	1	3,76	1	3,62	1	3,50	1	3,43	1	3,37	1	3,33	1	3,33	1	3,33	1
2008	8,43	2	6,69	2	6,01	2	5,58	2	5,27	2	5,06	2	4,85	2	4,68	2	4,53	2	4,41	2	4,32	2
2009	9,75	5	7,62	5	6,91	5	6,34	4	6,02	4	5,78	5	5,52	4	5,31	4	5,16	5	5,03	5	4,92	4
2010	8,79	3	6,69	2	6,14	2	5,82	3	5,50	2	5,27	2	5,10	3	4,96	3	4,87	3	4,78	3	4,70	3
2011	8,53	2	6,41	2	5,65	2	5,48	2	5,30	2	5,18	2	5,06	2	4,96	3	4,87	3	4,78	3	4,70	3
2012	7,28	1	5,78	1	5,21	1	4,88	1	4,59	1	4,39	1	4,24	1	4,12	1	4,03	1	3,95	1	3,89	1
2013	9,47	4	7,99	7	7,26	7	6,84	7	6,43	7	6,10	7	5,86	7	5,64	7	5,41	7	5,23	7	5,08	6
2014	10,81	13	8,71	13	7,72	10	7,09	10	6,49	8	6,12	7	5,89	8	5,70	8	5,49	8	5,32	8	5,18	8
2015	6,28	1	5,30	1	5,07	1	4,93	1	4,88	1	4,95	2	4,99	2	5,00	3	4,99	3	4,97	4	4,93	5
2016	8,41	2	5,97	1	5,20	1	4,67	1	4,33	1	4,13	1	4,06	1	4,00	1	3,95	1	3,92	1	3,89	1
max	12,11	43	9,21	22	8,48	23	7,94	27	7,45	28	7,06	29	6,68	27	6,33	24	6,03	24	5,83	24	5,67	22
h,max: quota piezometrica [m.s.l.m.] T: tempo di ritorno [anni]																						

Tabella 9.2-Risultati simulazione serie storica 1951-2016 (modello numerico FEMWATER®)

Si riporta in seguito il diagramma relativo alle quote piezometriche in funzione del tempo di ritorno per le diverse sezioni analizzate.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

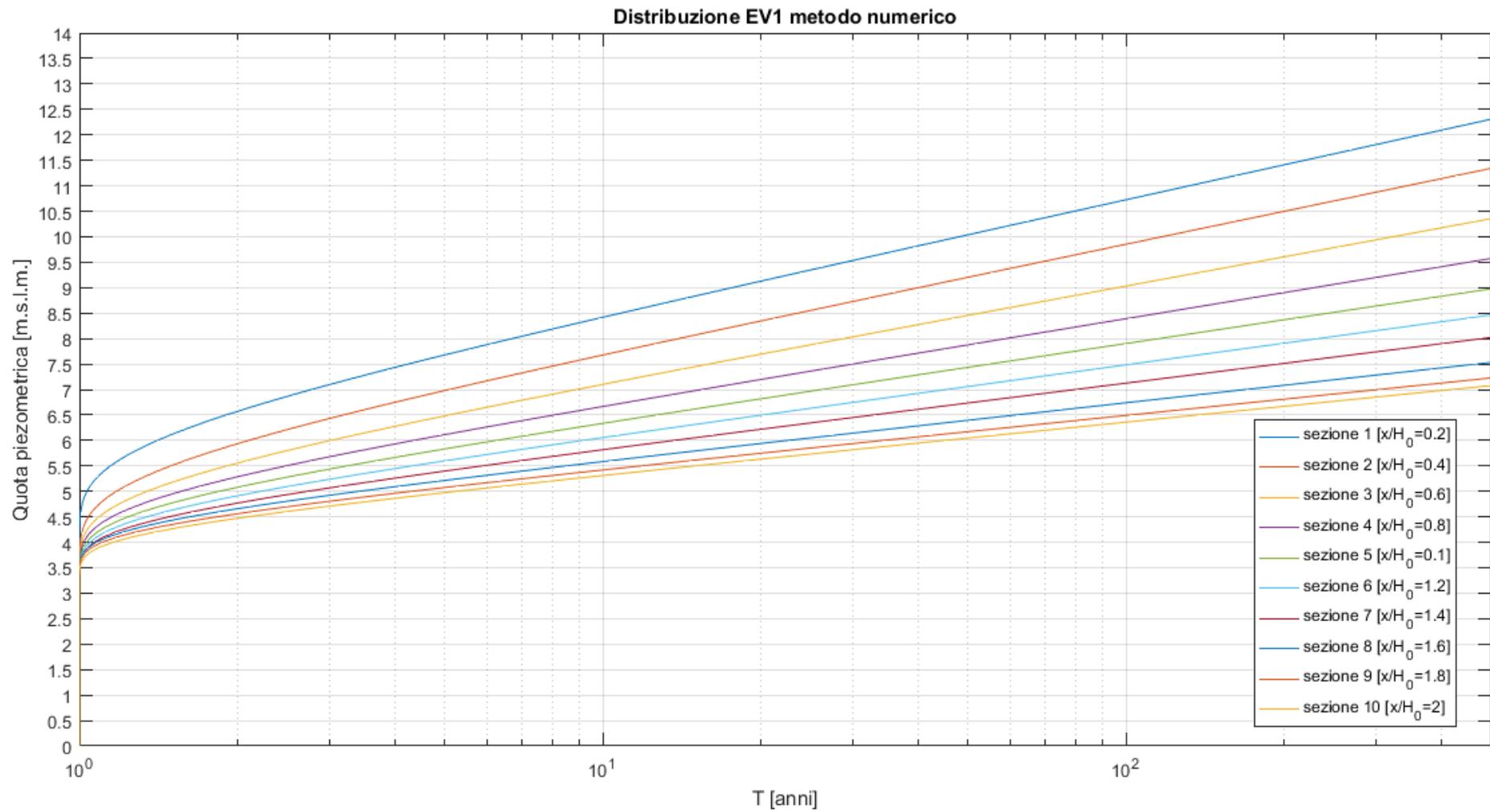


Figura 9.20-Distribuzione EV1 di Gumbel relativa alla soluzione ottenuta con il modello numerico FEMWATER®

9.4.2 Osservazioni

L'andamento dei risultati ottenuti in termini di posizione temporale dei massimi valori di quota piezometrica annua conferma le osservazioni effettuate con il modello semi-analitico, infatti, i valori massimi si sono anche in questo caso registrati negli anni 1960 e 1976. Si osserva però che i valori massimi sono stati raggiunti nel 1976 per le prime otto sezioni e nel 1960 solamente per le ultime due, mentre nel caso di utilizzo del modello semi-analitico solo le prime cinque sezioni raggiungevano il valore massimo nel 1976. Questo sembra testimoniare una maggiore influenza delle portate massime registrate nel fiume, rispetto ai volumi d'acqua transitati nello stesso in un determinato intervallo di tempo, fino a sezioni ben più interne all'arginatura rispetto a quanto ottenuto con il modello semi-analitico. Tale risultato sembra indicare una maggiore reattività alle sollecitazioni esterne in termini di comportamento idraulico dell'arginatura rispetto a quanto si era evidenziato con il modello semi-analitico.

Osservazioni di carattere quantitativo sugli scarti riscontrati tra le soluzioni relative ai due metodi utilizzati saranno riportate al punto successivo.

9.5 Confronto dei risultati con quelli ottenuti con il modello semi-analitico

I risultati ottenuti con il modello semi-analitico e con quello numerico sono stati messi a confronto per mezzo della definizione dei seguenti scarti tra gli stessi.

$$\Delta h_{max} = h_{max_{SA}} - h_{max_{FW}}$$

$$\Delta T = T_{SA} - T_{FW}$$

Dove h_{max} rappresenta la massima quota piezometrica raggiunta nell'anno di riferimento per le diverse sezioni di interesse e T rappresenta il tempo di ritorno ad essa associato. Il pedice SA indica che i risultati riportati sono stati ottenuti con il metodo Semi-Analitico, mentre il pedice FW indica che gli stessi sono stati ottenuti dal modello FEMWATER®.

Tali scarti tra le soluzioni ottenute sono stati calcolati per i singoli anni e per le diverse sezioni di interesse. Si è inoltre calcolato il massimo scarto registrato, tra quelli relativi ai diversi anni, per ognuna delle sezioni.

I risultati sono riportati in Tabella 9.3, dove i valori di scarto positivo, ossia di sovrastima del metodo semi-analitico rispetto quello numerico sono evidenziati in rosso, mentre quelli di sottostima della stessa sono evidenziati in giallo. I valori massimi di scarto, positivo e negativo, sono evidenziati in grassetto.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Confronto risultati modello semplificato arginatura (metodo SEMI-ANALITICO/FEMWATER®) Condizione al contorno lato fiume: serie storica dei livelli idrometrici 1951-2016. H0=55 m livello indisturbato iniziale: primo livello della serie storica Modello insaturo di Van Genuchten: AW-D																					
Anno	Sez. 1		Sez. 2		Sez. 3		Sez. 4		Sez. 5		Sez. 6		Sez. 7		Sez. 8		Sez. 9		Sez. 10		
	x=11 m	x=22 m	x=33 m	x=44 m	x=55 m	x=66 m	x=77 m	x=88 m	x=99 m	x=110 m	Δh max	ΔT									
1951	0,71	5	-0,21	1	-0,43	0	-0,44	0	-0,36	1	-0,35	2	-0,37	2	-0,39	2	-0,39	2	-0,39	2	
1952	-0,06	0	-0,26	0	-0,45	0	-0,49	0	-0,42	0	-0,19	0	-0,04	1	-0,04	1	-0,07	2	-0,10	2	
1953	-0,01	-1	-0,38	1	-0,66	-1	-0,68	-1	-0,77	-1	-0,86	-2	-0,80	-1	-0,79	-2	-0,74	-1	-0,68	-1	
1954	0,02	0	-0,18	0	-0,26	0	-0,31	0	-0,33	0	-0,33	0	-0,32	0	-0,32	0	-0,32	0	-0,32	0	
1955	0,02	0	-0,08	0	-0,13	0	-0,16	0	-0,17	0	-0,18	0	-0,18	0	-0,18	0	-0,18	0	-0,17	0	
1956	-0,03	0	-0,30	0	-0,49	0	-0,47	0	-0,43	0	-0,45	0	-0,44	0	-0,43	0	-0,41	0	-0,38	0	
1957	0,12	0	-0,37	0	-0,47	0	-0,67	-1	-0,64	0	-0,67	-1	-0,69	-1	-0,68	-1	-0,65	-1	-0,61	-1	
1958	0,05	0	-0,32	0	-0,45	0	-0,67	0	-0,76	0	-0,78	0	-0,71	0	-0,65	0	-0,60	0	-0,54	0	
1959	-0,20	-2	-0,55	0	-0,69	-1	-0,80	-2	-0,81	-2	-0,80	-2	-0,85	-3	-0,86	-4	-0,91	-5	-0,95	-5	
1960	-0,13	-2	-0,42	2	-0,49	2	-0,57	4	-0,64	4	-0,66	4	-0,67	4	-0,67	4	-0,66	1	-0,65	4	
1961	-0,01	0	0,12	0	0,14	2	0,07	4	-0,04	6	-0,15	8	-0,24	10	-0,31	13	-0,37	11	-0,42	13	
1962	0,18	0	-0,20	0	-0,24	0	-0,25	0	-0,24	0	-0,21	0	-0,20	0	-0,18	0	-0,16	0	-0,15	0	
1963	0,06	0	-0,33	0	-0,52	0	-0,55	0	-0,53	0	-0,50	0	-0,46	0	-0,44	1	-0,43	1	-0,43	1	
1964	-0,06	0	-0,28	0	-0,45	0	-0,58	0	-0,56	0	-0,56	0	-0,55	0	-0,50	0	-0,46	0	-0,43	0	
1965	-0,04	0	-0,28	0	-0,54	0	-0,59	0	-0,64	0	-0,66	0	-0,63	0	-0,57	0	-0,52	0	-0,48	0	
1966	0,00	-1	-0,35	2	-0,67	-1	-0,70	-1	-0,77	-1	-0,86	-2	-0,79	-2	-0,77	-2	-0,73	-1	-0,65	-1	
1967	0,02	0	-0,12	0	-0,12	0	0,03	0	0,03	0	0,00	0	-0,04	1	-0,10	1	-0,16	1	-0,22	1	
1968	-0,02	0	-0,43	0	-0,54	0	-0,66	0	-0,66	0	-0,68	-1	-0,67	-1	-0,63	-1	-0,59	0	-0,53	0	
1969	0,01	0	-0,36	0	-0,44	0	-0,50	0	-0,49	0	-0,47	0	-0,46	0	-0,45	0	-0,43	0	-0,41	0	
1970	0,05	0	-0,16	0	-0,30	0	-0,34	0	-0,27	0	-0,21	0	-0,18	0	-0,16	0	-0,15	0	-0,14	0	
1971	-0,03	0	-0,26	0	-0,39	0	-0,43	0	-0,48	0	-0,52	0	-0,54	0	-0,55	0	-0,55	0	-0,53	0	
1972	-0,07	0	-0,37	0	-0,49	0	-0,65	0	-0,67	-1	-0,68	-1	-0,67	-1	-0,57	0	-0,49	0	-0,44	0	
1973	0,05	0	-0,19	0	-0,24	0	-0,28	0	-0,29	0	-0,28	0	-0,24	0	-0,23	0	-0,22	0	-0,21	0	
1974	0,03	0	-0,33	0	-0,40	0	-0,46	0	-0,48	0	-0,48	0	-0,47	0	-0,45	0	-0,43	0	-0,41	0	
1975	0,12	0	-0,26	0	-0,30	0	-0,38	0	-0,42	0	-0,45	0	-0,47	0	-0,47	0	-0,46	0	-0,45	0	
1976	-0,24	-6	-0,51	3	-0,72	-1	-0,85	-3	-0,96	-6	-1,00	-8	-1,00	-9	-0,98	-11	-1,00	-13	-0,95	-9	
1977	-0,13	-1	-0,42	1	-0,57	0	-0,61	1	-0,67	1	-0,69	1	-0,69	1	-0,70	1	-0,69	-1	-0,67	1	
1978	-0,15	0	-0,31	0	-0,36	1	-0,42	1	-0,42	2	-0,41	3	-0,39	4	-0,40	6	-0,40	6	-0,41	8	
1979	0,12	0	-0,44	0	-0,58	0	-0,64	0	-0,74	-1	-0,71	-1	-0,64	0	-0,58	0	-0,51	0	-0,48	0	
1980	0,00	0	-0,21	0	-0,33	0	-0,36	0	-0,35	0	-0,33	0	-0,31	0	-0,29	1	-0,28	1	-0,25	1	
1981	-0,01	0	-0,34	0	-0,50	0	-0,58	0	-0,55	0	-0,56	0	-0,52	0	-0,48	0	-0,42	0	-0,37	0	
1982	-0,15	0	-0,32	0	-0,48	0	-0,49	0	-0,48	0	-0,49	0	-0,47	0	-0,46	0	-0,45	0	-0,44	0	
1983	-0,03	0	-0,38	0	-0,45	0	-0,57	0	-0,66	0	-0,62	0	-0,59	0	-0,57	0	-0,53	0	-0,50	0	
1984	-0,15	-1	-0,48	0	-0,54	0	-0,61	0	-0,70	-1	-0,69	-1	-0,66	-1	-0,65	-1	-0,62	-1	-0,60	-1	
1985	0,08	0	-0,30	0	-0,40	0	-0,43	0	-0,46	0	-0,42	0	-0,39	0	-0,37	0	-0,37	0	-0,37	1	
1986	0,11	0	-0,36	0	-0,48	0	-0,55	0	-0,57	0	-0,50	1	-0,53	0	-0,55	0	-0,55	0	-0,54	0	
1987	-0,08	0	-0,36	0	-0,42	0	-0,50	0	-0,50	0	-0,49	0	-0,46	0	-0,44	0	-0,39	0	-0,35	0	
1988	0,00	0	-0,34	0	-0,35	0	-0,32	0	-0,36	0	-0,38	0	-0,40	0	-0,37	0	-0,33	0	-0,31	0	
1989	-0,03	0	-0,35	0	-0,43	0	-0,53	0	-0,57	0	-0,58	0	-0,53	0	-0,48	0	-0,44	0	-0,41	0	
1990	0,06	0	-0,19	0	-0,26	0	-0,24	0	-0,24	0	-0,24	0	-0,24	0	-0,22	0	-0,20	0	-0,17	0	
1991	0,01	0	-0,34	0	-0,45	0	-0,59	0	-0,61	0	-0,59	0	-0,55	0	-0,51	0	-0,48	0	-0,44	0	
1992	0,12	0	-0,37	0	-0,55	0	-0,63	0	-0,65	0	-0,68	-1	-0,68	-1	-0,64	-1	-0,60	0	-0,54	0	
1993	-0,33	-5	-0,56	0	-0,75	-2	-0,83	-3	-0,92	-4	-0,94	-4	-0,90	-4	-0,87	-4	-0,82	-4	-0,82	-4	
1994	-0,09	-1	-0,52	0	-0,74	-1	-0,76	-1	-0,84	-2	-0,80	-1	-0,75	-1	-0,72	-1	-0,68	-1	-0,60	-1	

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Confronto risultati modello semplificato arginatura (metodo SEMI-ANALITICO/FEMWATER®) Condizione al contorno lato fiume: serie storica dei livelli idrometrici 1951-2016. H0=55 m livello indisturbato iniziale: primo livello della serie storica Modello insaturo di Van Genuchten: AW-D																					
Anno	Sez. 1		Sez. 2		Sez. 3		Sez. 4		Sez. 5		Sez. 6		Sez. 7		Sez. 8		Sez. 9		Sez. 10		
	x=11 m	x=22 m	x=33 m	x=44 m	x=55 m	x=66 m	x=77 m	x=88 m	x=99 m	x=110 m	Δh max	ΔT									
1995	-0,07	0	-0,29	0	-0,38	0	-0,43	0	-0,47	0	-0,50	0	-0,50	0	-0,49	0	-0,47	0	-0,45	0	
1996	-0,06	-1	-0,44	0	-0,62	-1	-0,66	0	-0,70	-1	-0,61	0	-0,52	1	-0,55	1	-0,57	0	-0,58	0	
1997	0,04	0	0,08	0	0,01	1	-0,12	2	-0,26	2	-0,35	2	-0,41	2	-0,45	2	-0,46	1	-0,46	2	
1998	-0,01	0	-0,22	0	-0,34	0	-0,39	0	-0,42	0	-0,41	0	-0,40	0	-0,39	0	-0,37	0	-0,35	0	
1999	-0,02	0	-0,34	0	-0,51	0	-0,53	0	-0,57	0	-0,59	0	-0,58	0	-0,55	0	-0,50	0	-0,47	0	
2000	0,10	0	-0,51	1	-0,65	0	-0,78	-1	-0,86	-3	-0,91	-4	-0,91	-5	-0,92	-7	-0,90	-8	-0,84	-5	
2001	-0,04	0	-0,23	0	-0,34	0	-0,35	0	-0,36	1	-0,31	2	-0,26	3	-0,28	4	-0,32	3	-0,39	3	
2002	-0,19	-5	-0,47	2	-0,71	-1	-0,85	-3	-0,89	-3	-0,87	-3	-0,88	-4	-0,85	-4	-0,78	-3	-0,74	-3	
2003	0,16	0	-0,26	0	-0,19	0	-0,22	1	-0,19	2	-0,21	3	-0,28	3	-0,37	3	-0,46	1	-0,50	1	
2004	0,05	0	-0,26	0	-0,43	0	-0,50	0	-0,55	0	-0,54	0	-0,49	0	-0,44	0	-0,40	0	-0,38	0	
2005	-0,04	0	-0,19	0	-0,32	0	-0,25	0	-0,13	0	-0,11	0	-0,11	0	-0,12	0	-0,14	0	-0,16	0	
2006	0,13	0	-0,26	0	-0,35	0	-0,41	0	-0,37	0	-0,29	0	-0,24	0	-0,21	0	-0,19	0	-0,17	0	
2007	-0,02	0	-0,16	0	-0,24	0	-0,26	0	-0,27	0	-0,26	0	-0,23	0	-0,21	0	-0,21	0	-0,21	0	
2008	0,00	0	-0,31	0	-0,48	0	-0,56	0	-0,63	0	-0,63	0	-0,64	0	-0,66	0	-0,67	0	-0,68	0	
2009	0,04	0	-0,40	0	-0,50	0	-0,62	0	-0,70	-1	-0,67	-1	-0,63	0	-0,61	0	-0,60	-1	-0,59	-1	
2010	-0,02	0	-0,28	0	-0,47	0	-0,51	0	-0,53	0	-0,52	0	-0,51	0	-0,52	0	-0,53	0	-0,53	0	
2011	0,09	0	-0,13	0	-0,30	0	-0,38	0	-0,43	0	-0,45	0	-0,46	0	-0,47	0	-0,47	0	-0,46	0	
2012	-0,06	0	-0,31	0	-0,44	0	-0,44	0	-0,45	0	-0,45	0	-0,44	0	-0,41	0	-0,36	0	-0,29	0	
2013	-0,05	-1	-0,33	1	-0,57	0	-0,63	0	-0,67	0	-0,73	-1	-0,74	-1	-0,71	-1	-0,69	-2	-0,67	-1	
2014	0,06	0	-0,36	2	-0,70	-1	-0,71	-1	-0,67	0	-0,71	-1	-0,73	-1	-0,70	-1	-0,66	-1	-0,64	-1	
2015	0,03	0	-0,17	0	-0,13	0	0,04	1	0,01	2	-0,06	2	-0,14	3	-0,23	3	-0,31	3	-0,39	2	
2016	0,22	0	-0,24	0	-0,38	0	-0,32	0	-0,23	0	-0,24	0	-0,24	0	-0,24	0	-0,23	0	-0,22	0	
max +	0,71	5	0,12	3	0,14	2	0,07	4	0,03	6	0,00	8	/	10	/	13	/	11	/	13	
max -	-0,33	-6	-0,56	0	-0,75	-2	-0,85	-3	-0,96	-6	-1,00	-8	-1,00	-9	-0,98	-11	-1,00	-13	-0,95	-9	

h,max: quota piezometrica [m.s.l.m.]
T: tempo di ritorno [anni]
 Δ =SA-FW
max+ indica la massima sovrastima del metodo semi-analitico rispetto a quello numerico
max- indica la massima sottostima del metodo semi-analitico rispetto a quello numerico
In rosso i valori di Δ positivi
In giallo i valori di Δ negativi

Tabella 9.3-Risultati confronto modello semi-analitico/numerico

9.5.1 Analisi dei risultati ottenuti

Dai risultati riportati in Tabella 9.3 è possibile concludere che:

- Il modello numerico FEMWATER® produce valori maggiori di quota piezometrica massima annuale e relativo tempo di ritorno per la maggior parte degli anni e delle sezioni analizzate. Le sovrastime del modello semi-analitico rispetto quello numerico sono decisamente meno frequenti.
- La massima sottostima della quota piezometrica massima annuale ottenuta con il modello semi-analitico rispetto quello numerico è dell'ordine di 1 m. Se si ragiona invece in termini di tempo di ritorno, la massima sottostima è di circa 13 anni.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Entrambe le massime sottostime, sia in termini di quota piezometrica massima annuale che di tempo di ritorno, si verificano per le sezioni più distanti dal fiume.

- I valori massimi di sottostima della massima quota piezometrica annuale si sono registrati per la maggior parte nelle sezioni che vanno dalla 5 alla 10 nel 1976. Per le prime sezioni si evidenzia invece che i valori massimi di scarto si sono verificati tendenzialmente nel 1993.
- La massima sovrastima del modello semi-analitico rispetto quello numerico è dell'ordine di 70 cm e si è verificata nella prima sezione nel 1951. Si osserva tuttavia che per tutte le altre sezioni la massima sovrastima risulta essere estremamente ridotta. In particolare, per le sezioni dalla 7 alla 10 il modello semi-analitico ha sempre prodotto soluzioni sottostimate rispetto a quello del modello numerico per tutti gli anni della serie in esame. Per quanto riguarda i tempi di ritorno la massima sovrastima del metodo semi-analitico rispetto quello numerico è stata di circa 13 anni.
- Per la sezione 1, posta alla distanza di 11 m dal fiume ci si sarebbe aspettato che le differenze tra le due soluzioni fossero piuttosto elevate, in quanto proprio in vicinanza del fiume dovrebbe sentirsi maggiormente l'influenza dell'ipotesi di Dupuit nel modello semi-analitico. Se si escludono però il 1951 e il 1993 tali differenze si sono rivelate essere piuttosto esigue.

Esaminando inoltre l'andamento del livello idrometrico e della quota piezometrica (Figura 9.21) si nota che lo scarto tra le due soluzioni risulta minimo finché il livello idrometrico risulta basso, mentre raggiunge il valore di circa 70 cm quando il livello idrometrico raggiunge il picco massimo.

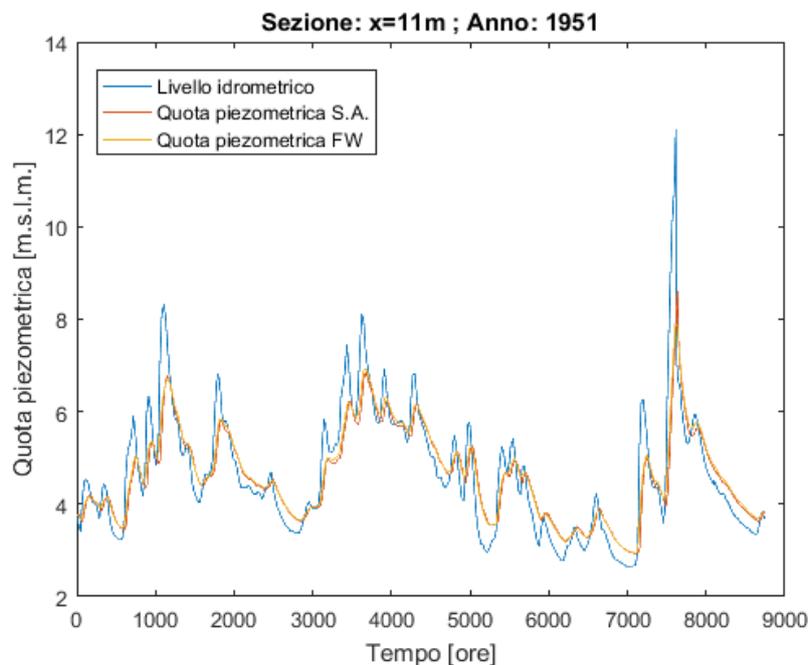


Figura 9.21- Confronto soluzione modello semi-analitico/numerico (sezione 1, 1951)

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

Si è quindi proceduto al confronto delle soluzioni ottenute con i due modelli risolutivi per gli anni 1960 e 1976 attraverso la visualizzazione delle stesse in termini di quota piezometrica nel tempo.

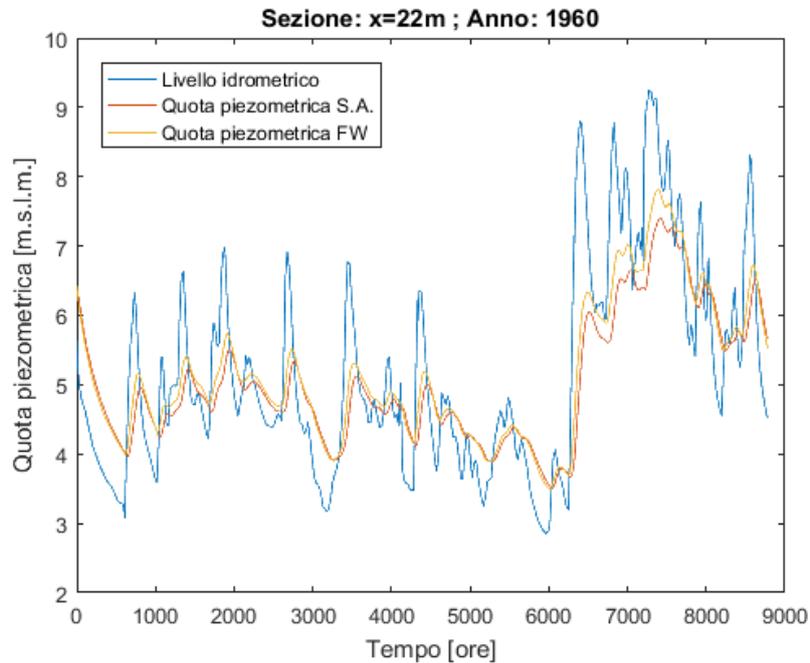


Figura 9.22-Confronto soluzione modello semi-analitico/numerico (sezione 2, 1960)

In Figura 9.22 è possibile notare che il comportamento delle due soluzioni è piuttosto simile in termini di sfasamento dei picchi di quota piezometrica rispetto ai picchi di livello idrometrico. Le maggiori differenze tra le due soluzioni si registrano laddove i picchi di livello idrometrico sono più elevati.

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

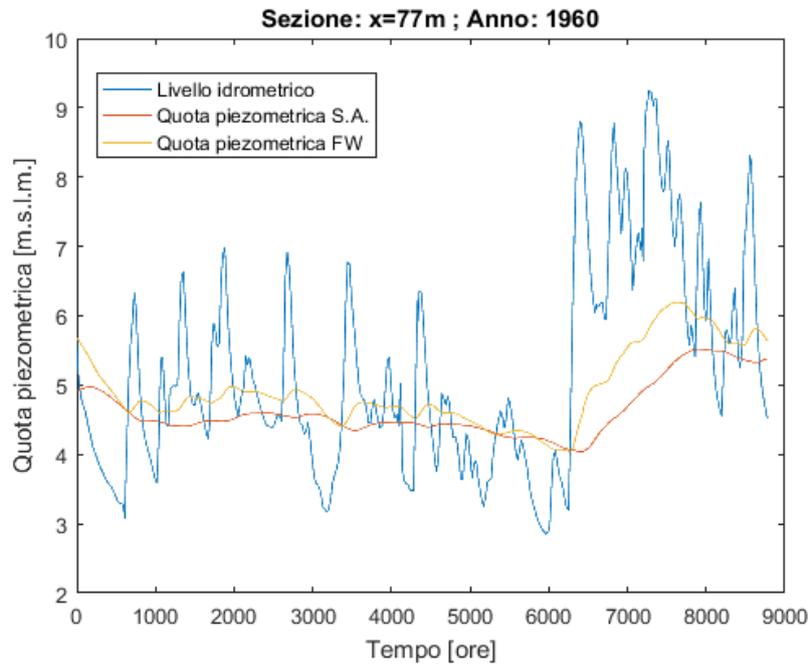


Figura 9.23- Confronto soluzione modello semi-analitico/numerico (sezione 7, 1960)

In Figura 9.23 si osserva un maggiore sfasamento temporale dei picchi del modello semi-analitico rispetto a quello numerico. Inoltre, si può notare che il modello numerico risulta più reattivo nei confronti delle variazioni di livello idrometrico, infatti la quota piezometrica ottenuta con quest'ultimo segue maggiormente l'andamento dell'altezza idrometrica nel fiume.

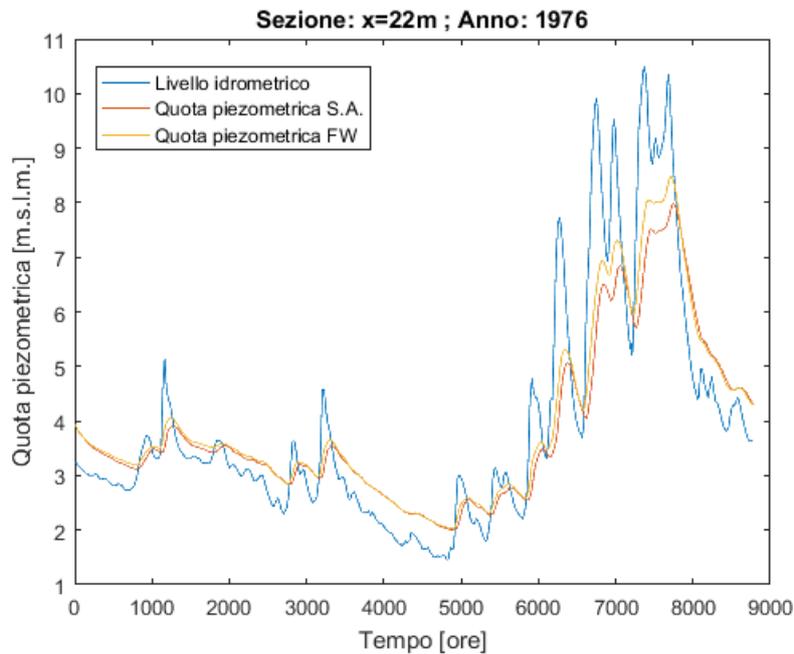


Figura 9.24 Confronto soluzione modello semi-analitico/numerico (sezione 2, 1976)

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

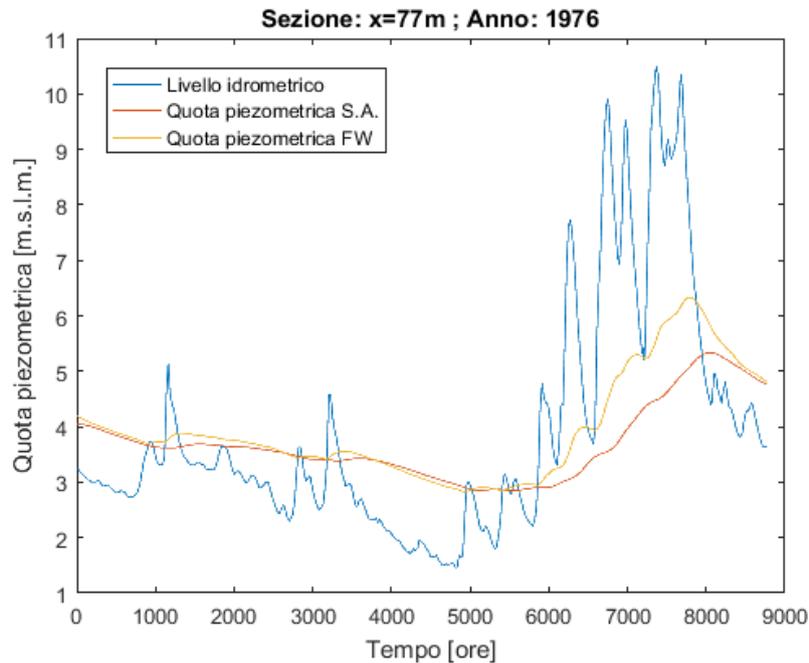


Figura 9.25 Confronto soluzione modello semi-analitico/numerico (sezione 7, 1976)

In conclusione, dal confronto grafico dei risultati si può notare che:

- Le differenze maggiori tra le soluzioni ottenute tra i due modelli si verificano qualora il livello idrometrico raggiunga livelli elevati. Tale evidenza sembra giustificabile considerando che lo spessore reale dell'acquifero in un generico istante t è esprimibile da:

$$H = H_0 + h(x, z, t)$$

Tuttavia, il metodo semi-analitico, essendo basato sull'equazione linearizzata della filtrazione approssima $H = H_0$ dove H_0 è lo spessore dell'acquifero in condizioni indisturbate, trascurando l'influenza della variazione di quota piezometrica h su tale parametro. Questa approssimazione conduce a soluzioni tanto più realistiche, tanto più h è piccolo, di conseguenza, in condizioni di picchi molto elevati di livello idrometrico questa ipotesi porterà a un errore maggiore nella soluzione rispetto alla soluzione ottenuta dal modello numerico, il quale risolve l'equazione completa della filtrazione.

- L'ipotesi di Dupuit non sembra produrre effetti rilevati sulla soluzione già a soli 11 m dal fiume qualora l'andamento del livello piezometrico risulti lentamente variabile. Se così non fosse ci si aspetterebbe di ottenere soluzioni differenti tra modello semi-analitico e numerico anche laddove gli incrementi di quota piezometrica fossero bassi. Dalla soluzione riportata in Figura 9.21 si nota invece che laddove le quote piezometriche sono basse e lentamente variabili rispetto al livello iniziale indisturbato le due soluzioni si mantengono piuttosto vicine. Si ritiene però che l'influenza di tale ipotesi si manifesti congiuntamente a quella descritta al punto precedente, nel

momento in cui si osservino rapide variazioni temporali del livello idrometrico. In questi casi infatti, l'incremento rapido del livello dell'acqua nel fiume comporta gradienti di carico piezometrico verticali i quali non possono essere tenuti in conto dal modello semi-analitico, contribuendo quindi alla mancanza di accordo tra le soluzioni che si verifica in situazioni come quella del 1951 descritta in Figura 9.21.

- La permeabilità non nulla del materiale nella fascia insatura produce certamente effetti rilevanti nella soluzione. Tale condizione infatti porta a un effetto di incremento generale della permeabilità media dell'ammasso interessato dal moto di filtrazione, con conseguente maggiore reattività dello stesso alle sollecitazioni imposte lato fiume. Questo sembrerebbe giustificare il minore sfasamento temporale dei picchi nella soluzione del modello numerico rispetto a quello semi-analitico.

9.6 Conclusioni

Ai punti precedenti si sono identificate due metodologie risolutive del moto di filtrazione nei rilevati arginali (metodo semi-analitico e metodo numerico) le quali permettono la risoluzione del problema nel caso in cui la serie di livelli idrometrici imposta al paramento di monte dell'argine sia di lunga durata. Tali metodologie risolutive hanno il vantaggio di simulare per lungo tempo il comportamento idraulico dell'arginatura, permettendo quindi di ricostruire non solo la risposta dell'argine a eventi di piena estremi, ma anche nei confronti delle normali oscillazioni stagionali di livello idrometrico. Tuttavia, tale procedura si basa sulla necessità di disporre di serie storiche misurate di lunga durata, le quali sono disponibili con continuità solamente per poche stazioni idrometriche. Occorre inoltre considerare che l'utilizzo di serie storiche, per quanto di lunga durata non risulta in generale essere sufficientemente cautelativo nel campo della sicurezza arginale, vista l'estrema gravità delle conseguenze legate a un eventuale collasso arginale.

Ci si è quindi posti il problema di individuare uno strumento progettuale di semplice utilizzo, il quale permettesse di ottenere un'onda di piena, la cui sollecitazione imposta al paramento lato fiume dell'arginatura potesse produrre effetti statisticamente significativi nelle sezioni di interesse e che allo stesso tempo mantenesse uno stretto legame con i valori di portata, ma anche di volume che si sono nel tempo trovati a transitare nel tratto di fiume in esame. Tale strumento può essere individuato nel cosiddetto "Idrogramma sintetico di progetto" o SDH (Syntetic Design Hydrograph) il quale presenta il vantaggio di poter essere costruito anche con metodi di regionalizzazione delle piene, prescindendo quindi dalla necessità di disporre di lunghe serie storiche di misure idrologiche.

Nei capitoli successivi si procederà a introdurre il concetto di SDH attraverso la descrizione della procedura di calcolo proposta da Maione et al. (2000) a partire da una serie storica di portate. In seguito, tale procedura sarà applicata alla serie storica di portate ottenuta al capitolo 6 allo scopo di ottenere gli idrogrammi sintetici di progetto, i quali, per mezzo della trasformazione in livelli mediante utilizzo della scala di deflusso di riferimento permetteranno l'applicazione dei modelli di filtrazione (semi-analitico e numerico). I risultati dell'applicazione

9. Applicazione del modello numerico (serie storica 1951-2016)

di tali modelli verranno quindi confrontati con quelli ottenuti dalla modellazione delle serie storiche allo scopo di comprendere se, dal punto di vista statistico, lo strumento dell'SDH riesca a garantire adeguato margine di sicurezza nella progettazione delle arginature fluviali. Sarà infine analizzata l'influenza di una serie di parametri sulla soluzione ottenibile dall'applicazione dei due modelli di filtrazione.

10 Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

10.1 Introduzione

Lo strumento dell'idrogramma sintetico di progetto venne introdotto per risolvere il problema relativo al fatto che, per molte applicazioni di gestione del rischio idraulico, la sola conoscenza dei valori di picco di portata ottenibili con i metodi di inferenza statistica noti dall'idrologia non fosse sufficiente in quanto vi era la necessità di stimare non solo le portate massime, ma anche i volumi mobilitati durante l'evento di piena di progetto. Questo è un problema tipico ad esempio della progettazione di casse di espansione.

Come si è visto ai punti precedenti, l'effetto dei volumi in transito in un determinato intervallo temporale nel corso d'acqua in esame gioca un ruolo fondamentale anche nella verifica idraulica delle arginature, in quanto determina il tempo per cui determinati livelli idrometrici potranno essere mantenuti nel tempo e quindi il grado di sollecitazione dell'argine che verrà raggiunto in una determinata sezione. Volendo quindi raccogliere sia le informazioni relative alle portate massime raggiunte che quelle riguardanti i massimi volumi mobilitati all'interno di un idrogramma semplificato, sarà necessaria un'approfondita analisi delle serie storiche di partenza. In particolare, l'informazione relativa alle portate massime potrà essere ottenuta da un'inferenza statistica sul campione di portate massime annuali della serie storica in esame, mentre quella sui volumi potrà essere ricavata facendo riferimento a portate mediate su intervalli temporali di riferimento, le quali possono essere facilmente ricondotte ai relativi volumi transitati. Proprio questo approccio è suggerito per ricavare gli idrogrammi sintetici di progetto (Maione et al,2000).

L'approccio descritto da Maione et al. (2000) si basa sulla definizione delle cosiddette "Flow Duration Frequency Curve (FDF)" dette anche "curve di riduzione dei colmi di piena", le quali forniscono il valore della massima portata mediata sull'intervallo temporale D in funzione del tempo di ritorno $Q_D(T)$ per una serie di durate di riferimento D (NERC, 1975; Bacchi & Brath, 1990).

Ricordando l'espressione della portata media su un intervallo temporale D si ha:

$$Q_D = \frac{1}{D} \int_0^D Q(\tau) d\tau \quad (10.1)$$

Si può quindi ricavare il volume transitato nel fiume nell'intervallo temporale D come:

$$\int_0^D Q(\tau) d\tau = Q_D D \quad (10.2)$$

È quindi immediato comprendere che le curve di riduzione dei colmi di piena, pur presentando sulle ordinate dei valori di portata, contengono in realtà informazioni sui massimi volumi transitati nel fiume per un intervallo temporale di durata D.

A partire dalle curve di riduzione dei colmi di piena, imponendo per ogni istante che il valore medio di portata sia pari a quello ottenuto dalla FDF riferita a un certo tempo di ritorno si ottiene l'idrogramma di progetto riferito anch'esso al medesimo tempo di ritorno.

In seguito, si riporta l'applicazione del metodo descritto per la serie storica di portate ricavata in precedenza.

10.2 Applicazione del metodo di calcolo (Maione et al, 2000)

Il primo passo per il calcolo degli SDH consiste nel ricavare la curva di riduzione dei colmi di piena. Per fare questo occorre innanzi tutto analizzare gli idrogrammi storici di piena a disposizione in modo da individuare i più significativi in termini di portata massima e di volume mobilitato. Nel caso in esame però, si è ritenuto di procedere diversamente.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalla modellazione semi-analitica e numerica relativi alle quote piezometriche raggiunte nelle diverse sezioni dell'arginatura, si è infatti notata la grande influenza dei volumi di acqua mobilitati che, per le sezioni più lontane dal fiume risulta essere nettamente prevalente rispetto all'influenza delle portate massime raggiunte. Tuttavia, nella pratica idrologica si tende a dare maggior peso alle portate massime raggiunte, rispetto ai volumi mobilitati. Pertanto, considerare solamente gli idrogrammi di piena storici avrebbe potuto voler dire trascurare eventi idrologici il cui valore massimo di portata fosse stato ridotto, ma che avessero mobilitato ingenti volumi di acqua. Non si sono quindi analizzati solamente gli idrogrammi di piena storici, ma si è proceduto al tracciamento delle FDF tenendo conto dell'intera serie storica a disposizione ottenendo così un maggiore dettaglio.

Operativamente la curva di riduzione delle portate può essere ricavata mediante una procedura di integrazione mobile sull'idrogramma di riferimento allo scopo di definire, per ogni durata considerata, il valore massimo di portata mediata sull'intervallo temporale di riferimento.

Il valore da inserire nella curva di riduzione delle portate relativamente alla durata D può quindi essere ottenuto dall'equazione seguente.

$$Q_{D,max} = \max \left(\frac{1}{D} \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau \right) \quad (10.3)$$

Dove t viene fatto variare da 0, ossia il tempo di inizio della serie, alla durata totale della stessa meno D che è la durata di integrazione di riferimento. La procedura può quindi essere descritta come un'integrazione su di una finestra temporale mobile. Ripetendo la procedura per tutti i valori D di riferimento si ottiene la curva FDF per la serie in esame.

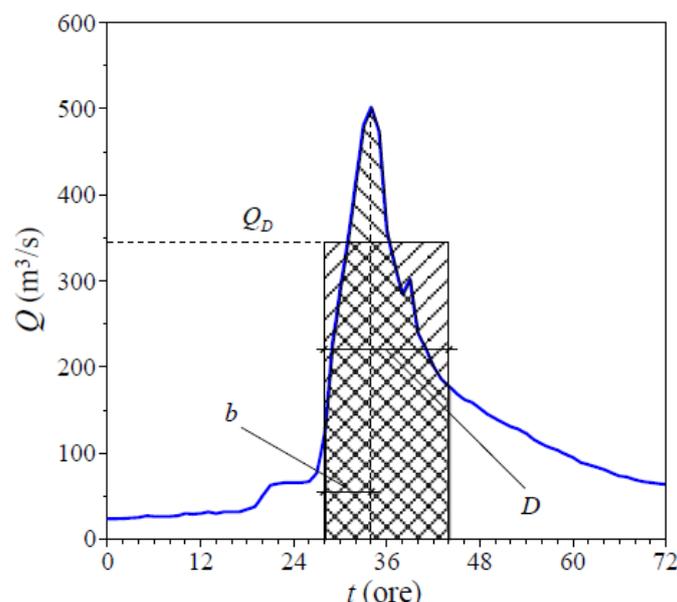


Figura 10.1-Schema di integrazione su finestra mobile per il tracciamento della FDF (Maione et al, 2000)

In Figura 10.1 è riportata graficamente la procedura descritta. In sintesi, occorre muovere l'intervallo di integrazione su tutto l'idrogramma di riferimento e per ogni posizione calcolare la portata media. Il valore massimo di portata media ottenuto per le diverse posizioni della finestra temporale di integrazione sarà il valore di $Q_{D,max}$ da riportare nella FDF relativamente alla durata D.

Nel caso in esame si ha intenzione di applicare questa procedura sugli idrogrammi annuali completi della serie storica 1951-2016 individuando i valori massimi annuali di $Q_{D,max}$ per una serie di valori di durata D.

Per prima cosa occorre quindi stabilire quali siano le durate di riferimento D da utilizzare per ricavare la curva di riduzione delle portate. In particolare, queste ultime varieranno da 0, a cui corrisponde un valore massimo di portata mediata sull'intervallo pari al valore massimo annuale a un valore D_f che deve essere sufficientemente ampio da permettere alla procedura di campionare efficacemente le caratteristiche della serie storica in esame.

10.2.1 Determinazione della durata massima di riferimento per la determinazione delle curve di riduzione dei colmi di piena

L'approccio seguito per determinare la durata massima di riferimento D_f si basa su un'analisi della frequenza relativa alle durate con cui eventi idrologici la cui altezza idrometrica al colmo supera determinate soglie, si presentano all'interno della serie storica in esame. In particolare, si è individuata la durata di riferimento stabilendola come un quantile delle durate totali che si presentano nella serie, per eventi la cui altezza idrometrica risulta maggiore o uguale a un certo quantile del campione di altezze idrometriche orarie che si sono verificate nella serie storica. Per fare questo si è proceduto come segue.

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Si è innanzi tutto considerata la serie storica unita dei 66 anni di osservazioni di livelli idrometrici. Si è quindi ricavata la curva di frequenza cumulata delle altezze idrometriche relativa a questa serie, attraverso cui è stato possibile stabilire i diversi valori dei quantili usati come riferimento. In seguito, si sono analizzate le durate degli eventi verificatisi durante la serie storica, il cui livello idrometrico sia stato maggiore o uguale a quello del quantile fissato, ottenendo una nuova curva cumulata di frequenza, facente questa volta riferimento alle durate degli eventi. Il valore di durata di riferimento è quindi ottenibile come un quantile prefissato del campione di durate suddetto.

Volendo ricavare un valore massimo di durata a cui fare riferimento per l'integrazione degli idrogrammi si è fissato il quantile di altezza idrometrica a un valore pari all'80 % ottenendo quindi il valore di altezza idrometrica h_{80} e andando a considerare le durate di quegli eventi la cui altezza idrometrica nel 20 % dei casi, per il campione in esame, supera il valore h_{80} .

A questo punto si è ricavato il quantile 95 % delle durate relative all'altezza h_{80} , indicato come $d_{95}(h_{80})$, ossia quella durata degli eventi idrologici il cui valore di altezza idrometrica supera il valore h_{80} , che solo nel 5 % dei casi viene superata. Quest'ultimo valore sarà quello massimo di riferimento per l'integrazione degli idrogrammi.

I valori ottenuti con l'approccio spiegato sono i seguenti:

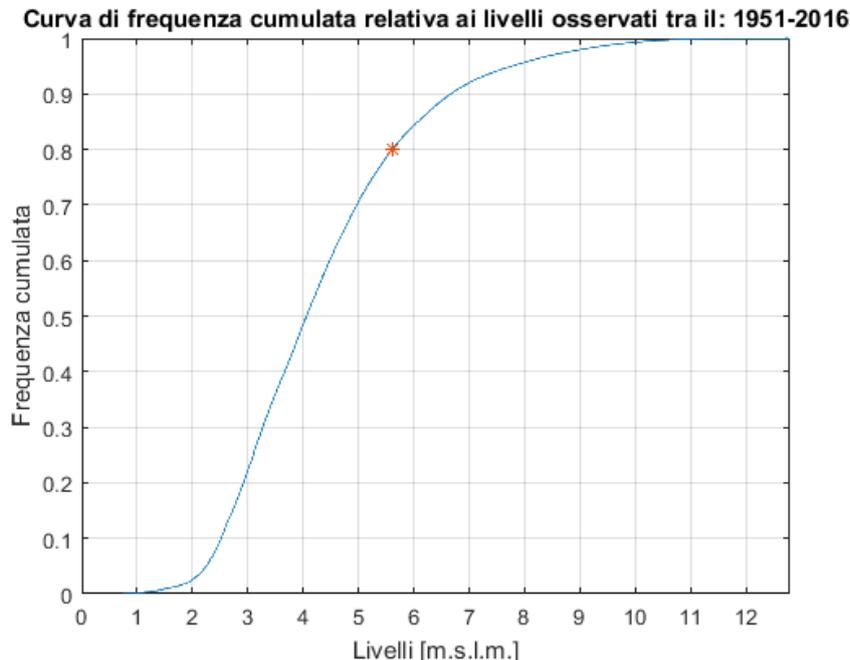


Figura 10.2-Curva di frequenza cumulata delle altezze idrometriche per il campione relativo alla serie 01/01/1951-31/12/2016

$$h_{80} = 5,6 \text{ m}$$

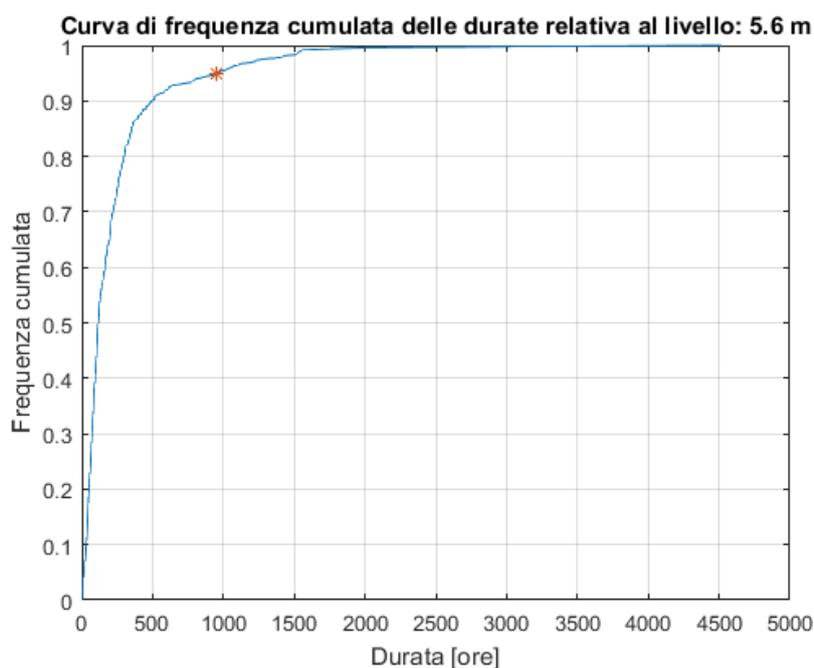


Figura 10.3-Curva di frequenza cumulata degli eventi idrologici la cui altezza idrometrica ha superato il valore h_{80}

$$d_{95}(h_{80}) = 953 \text{ ore}$$

10.2.2 Integrazione su finestra mobile degli idrogrammi annuali (1951-2016)

Avendo determinato la durata massima D_f è possibile procedere alla definizione dei valori di riferimento per le durate per cui verrà determinata la curva FDF. Queste ultime sono formate dai valori 0, 3, 6 e 12 ore e successivamente da tutti i valori compresi tra le 12 ore e le 960 ore con passo temporale di 12 ore. L'intervallo è stato fissato in questo modo per ridurre l'onerosità del calcolo di integrazione numerica eseguito su Matlab, tuttavia, considerando che la maggior parte della serie storica è stata costruita a partire da altezze idrometriche a lettura giornaliera interpolate a scansione oraria questa ipotesi non dovrebbe comportare perdita di informazioni. Si è arrivati fino alla durata $D=960$ ore per avere tutti intervalli equispaziati di 12 ore tra i dati.

L'integrazione mobile degli idrogrammi annuali è stata eseguita con uno script scritto in Matlab sfruttando l'integrazione numerica trapezoidale ottenuta con il comando "trapz". Si è quindi proceduto a integrare, per ogni intervallo temporale di riferimento, l'intero idrogramma annuale, facendo muovere l'intervallo di integrazione su tutta la durata dello stesso e si sono poi salvati i valori massimi di durata mediata sulle diverse durate D ottenuti per ogni anno.

Per ogni passo di integrazione si è inoltre determinato il coefficiente di avanzamento r_D che risulta definito come segue.

$$r_D = \frac{b}{D} \quad (10.4)$$

Dove b è la durata riferita all'inizio dell'intervallo di integrazione a cui si colloca il picco massimo di portata Q_0 nell'intervallo di lunghezza D . r_D avrà quindi valori variabili tra 0 e 1 e risulterà responsabile della determinazione della forma dell'idrogramma sintetico di progetto.

10.2.3 Analisi e inferenza statistica delle portate massime annuali (1951-2016)

A questo punto è necessario procedere all'inferenza statistica della serie storica allo scopo di determinare la relazione $Q_0 = Q_0(T)$ delle portate al colmo di piena in funzione del tempo di ritorno delle stesse.

Per fare questo si è deciso di utilizzare l'approccio AM (Annual Maximun) basato sull'analisi statistica dei massimi annuali di portata.

Si sono quindi analizzate le serie storiche di portata relative ai diversi anni andando a estrarre i valori massimi annuali. Successivamente si è utilizzando il software ANABASI sviluppato da ISPRA per l'analisi statistica delle serie storiche per identificare la distribuzione di probabilità che meglio si adattasse alla serie storica in esame e i relativi parametri. I valori massimi annuali di portata ottenuti sono riportati al paragrafo 13.1.

I valori massimi di portata annuali sono stati inseriti nel software ANABASI e si è proceduto all'analisi statistica.

Nel foglio di input dei dati il programma restituisce una serie di informazioni relative ai dati inseriti, parte di queste informazioni sono riportate in seguito.

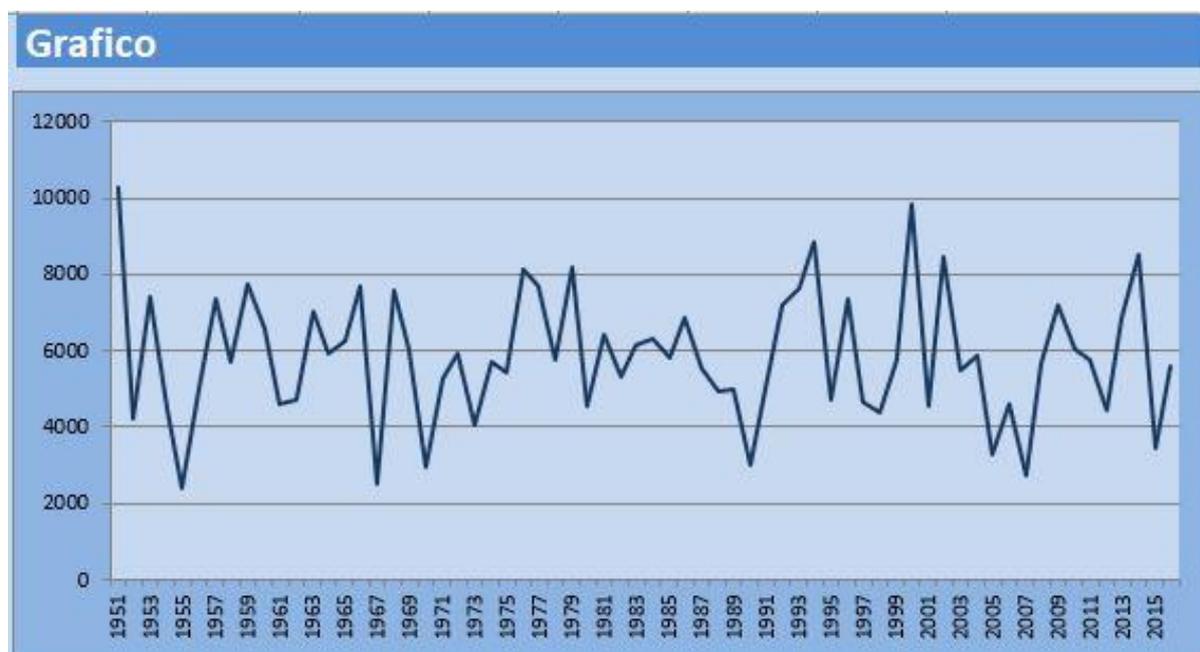


Figura 10.4-Serie storica delle portate massime annuali

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Caratteristiche	
Simbolo	Q _a
Unità di misura	m ³ /s
Numero massimo di dati	66
Num. dati/anno (freq.)	1
Numero di anni	66
Primo anno	1951
Ultimo anno	2016
Valore massimo	10300,0
Valore minimo	2382,3
Numero dati mancanti	0
Numero intervalli dati mancanti	0
Completezza	100,00%
Continuità	100,00%

Tabella 10.1-Caratteristiche del campione di portate massime annuali

Il software permette quindi di scegliere quali tipi di analisi effettuare. Nel caso in esame si richiedono:

- Statistiche descrittive di base
- Analisi valori estremi AM con Gumbel/EV1
- Analisi valori estremi AM con GEV

Una volta lanciata l'esecuzione dei calcoli si ottengono i risultati.

In particolare, nel foglio "statistiche di base" si ottengono le seguenti informazioni.

Statistiche della serie	Valore	SE
Media	5857,49	209,03
Moda	-	
Minimo	2382,33	
Quantile 25% (1° quartile Q1)	4675,46	
Mediana (Quantile 50%, 2° quartile Q2)	5765,96	
Quantile 75% (3° quartile Q3)	7151,67	
Massimo	10300,00	
Range interquartile IQR	2476,22	
Range	7917,67	
Valore adiacente inferiore (VAI)	2382,33	
Valore adiacente superiore (VAS)	10300,00	
Scarto (Standard Deviation)	1698,2	144,5
Varianza (Variance)	2883891,2	490723,5
MAD (Median Absolute Deviation)	1151,0	
Coefficiente di Variazione (CV)	0,3	
Asimmetria (Skewness)	0,20	
Curtosi (Kurtosis)	-0,1	
Percentuale di dati su cui sono calcolate le statistiche	100,0%	

Tabella 10.2-Statistiche di base del campione di portate massime annuali

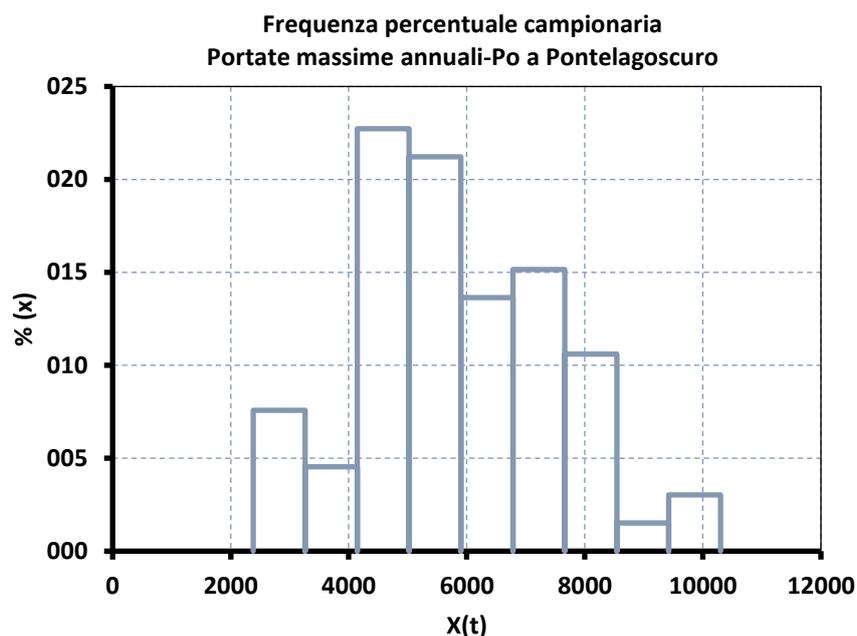


Figura 10.5-Frequenza percentuale campionaria delle portate massime annuali

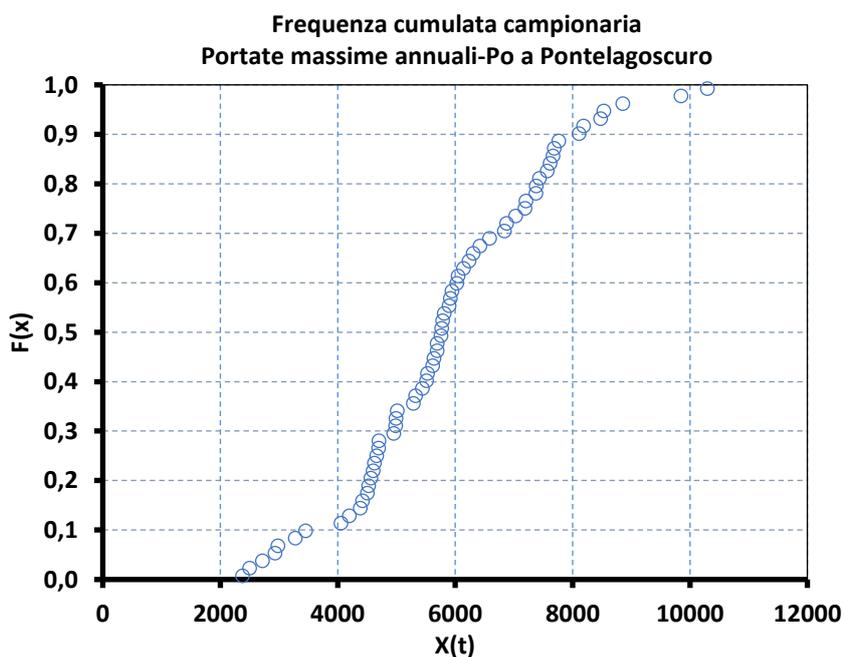


Figura 10.6-Frequenza cumulata campionaria delle portate massime annuali

Nel foglio "Valori_estremi_EV1" si ottengono le informazioni relative all'adattamento del campione alla distribuzione di probabilità di Gumbel, i cui parametri vengono stimati con il metodo dei momenti, con quello degli L-momenti e con il criterio di massima verosimiglianza. I risultati ottenuti sono riportati in seguito.

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Numero di dati	66	Valore medio	5857,5
Valore max	10300,0	Valore min	2382,3
Parametri della distribuzione			
	MoM	PWM/LM	MLE
Posizione (μ)	5087,3	5051,5	4934,1
(s.e.)	176,8	181,3	163,3
Scala (σ)	1334	1396	1260
(s.e.)	172,2	154,2	120,9
Matrice varianza-covarianza dei parametri			
	MoM	PWM/LM	MLE
Var(μ)	31259	32877	26672
Var(σ)	29669	23772	14624
Covar(μ, σ)	2588	6757	6183
Test bontà di adattamento			
Livello di significatività	5%		
	Statistica	P-Value	Ipotesi H0
Kolmogorov-Smirnov	0,0860	0,7140	NON RIGETTABILE
χ^2 Pearson	30,6667	0,0439	RIGETTABILE

Tabella 10.3-Valori dei parametri e risultati dei test statistici per il campione di portate massime annuali (distribuzione EV1 di Gumbel)

È importante notare che nella Tabella 10.3 sono riportati i valori dei parametri della distribuzione stimati con i diversi metodi descritti in precedenza, tuttavia i test di adattamento vengono eseguiti sulla distribuzione relativa ai parametri stimati con il solo metodo degli L-momenti, come da impostazione prescelta nel foglio “opzioni”.

Come si può vedere il test statistico di adattamento del χ^2 di Pearson, eseguito per la distribuzione ottenuta con il metodo di stima dei parametri degli L-momenti non risulta passato, pertanto la distribuzione di Gumbel va scartata.

Si analizzano quindi i risultati relativi alla distribuzione GEV che sono riportati nel foglio “valori_estremi_GEV”.

Numero di dati	66	Valore medio	5857,5
Valore max	10300,0	Valore min	2382,3
Parametri della distribuzione			
	MoM	PWM/LM	MLE
Posizione (μ)	5202,4	5204,4	5212,4
(s.e.)	223	226	222
Scala (σ)	1645	1646	1640
(s.e.)	156	161	155
Forma (ξ)	-0,215	-0,218	-0,221
(s.e.)	0,076	0,088	0,075
Matrice varianza-covarianza dei parametri			
	MoM	PWM/LM	MLE
Var(μ)	49807	51207	49399
Var(σ)	24390	25921	23870
Var(ξ)	0,0058	0,0077	0,0056
Covar(μ, σ)	3257	3969	3051
Covar(μ, ξ)	-6,20	-7,79	-6,10

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Covar(σ, ξ)	-5,71	-6,94	-5,88
Campo di esistenza			
Intervallo	$x <$	12772,2	
Test bontà di adattamento			
Livello di significatività	5%		
	Statistica	P-Value	Ipotesi H0
Kolmogorov-Smirnov	0,0568	0,9834	NON RIGETTABILE
χ^2 Pearson	20,6667	0,2966	NON RIGETTABILE

Tabella 10.4-Valori dei parametri e risultati dei test statistici per il campione di portate massime annuali (distribuzione GEV)

Da quanto riportato in Tabella 10.4 è possibile notare che in questo caso entrambi i test statistici portano a un risultato di accettabilità della distribuzione GEV. Tuttavia, tale distribuzione è caratterizzata da un parametro di forma negativo, questo comporta che essa risulti limitata superiormente. Questa caratteristica viene evidenziata dalla presenza in Tabella 10.4 di un campo di esistenza per la distribuzione.

Osservando la serie di valori massimi di portata è possibile notare che il valore massimo assoluto registrato per i 66 anni di osservazioni analizzati è quello relativo all'evento di piena del novembre 1951 e risulta pari a 10300 m³/s. Occorre però tenere presente che tale valore di portata si è verificato a seguito di numerose rotte arginali avvenute a monte della sezione di Pontelagoscuro. Queste rotte arginali hanno convogliato nella pianura del Polesine ingenti quantitativi di acqua creando un importante effetto di laminazione per tutte le sezioni a valle. In particolare, ebbe particolare importanza per la sezione in esame la rotta arginale verificatasi a Occhiobello il 14 novembre 1951 i cui effetti di laminazione risultano essere evidenti dall'analisi dell'idrogramma di piena riportato in figura 10.7.

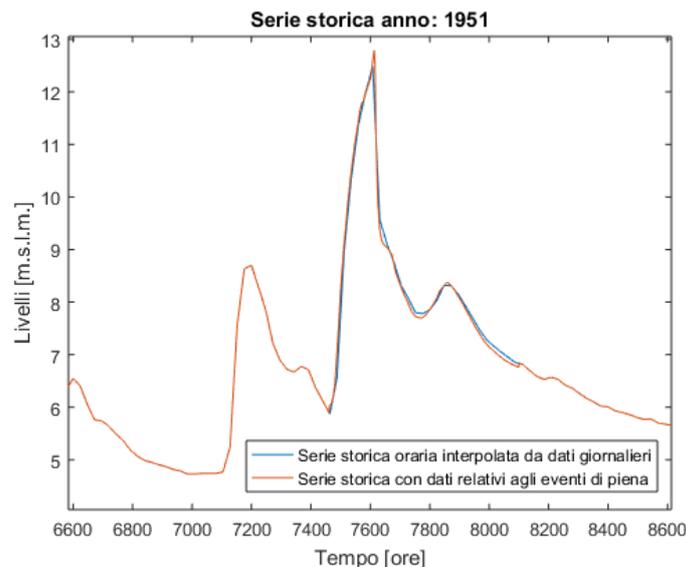


Figura 10.7-Idrogramma di piena relativo all'evento del 1951

Dall'analisi dell'idrogramma risulta infatti evidente l'innaturalità del picco di portata che risulta evidentemente "decapitato" dalla rotta arginale verificatasi immediatamente a monte.

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto



Figura 10.8-Distanza tra Occhiobello e Pontelagoscuro (Google Maps)

La portata ricostruita, immaginando che non si fossero verificate le rotte arginali, per la sezione di Pontelagoscuro è stata in seguito stimata pari a circa $11580 \text{ m}^3/\text{s}$. Si è quindi tentata l'inferenza statistica sulle portate massime annuali sostituendo quella relativa al 1951 con il valore ricostruito riscontrando un buon adattamento alla distribuzione EV1 di Gumbel. Questo risultato sembra confermare l'ipotesi che la distribuzione non risulti limitata superiormente e che di conseguenza la GEV non risulti adatta a descrivere la reale serie storica che si sarebbe verificata senza le rotte arginali.

Si deve infatti ricordare che a seguito dell'evento del 1951 e poi di quelli del 1994 e del 2000, le arginature del tratto in esame sono state soggette a una serie di interventi di consolidazione e sovrizzo che di fatto impedirebbero un cedimento come quello del 1951 a parità di valori di portata. A fronte della capacità di evitare un disastro come quello avvenuto a Occhiobello, ci si troverebbe però a dover fronteggiare l'inevitabile crescita dei livelli idrometrici di valle, i quali supererebbero, a parità di entità dell'evento, quelli raggiunti nel 1951.

Vista l'impossibilità di conoscere i valori esatti di portata che effettivamente si sarebbero materializzati nella sezione di Pontelagoscuro se non si fossero verificate le rotte arginali per l'evento del novembre 1951, si è deciso, ritenendo di operare a favore di sicurezza di adottare come distribuzione di riferimento la EV1 di Gumbel. Tale scelta è giustificata anche dal fatto che la medesima distribuzione è assunta come riferimento nei piani strategici di protezione del territorio. I parametri della distribuzione saranno pertanto quelli evidenziati in rosso in Tabella 10.3.

Invertendo la distribuzione EV1 per tempi di ritorno e quindi per le relative probabilità di non superamento prefissate, in Matlab si sono ottenuti i seguenti valori di portata.

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

T [anni]	Q[m ³ /s]
2	5563
5	7146
10	8194
20	9199
50	10500
100	11475
200	12447
500	13728

Tabella 10.5-Portate al colmo di piena in funzione del tempo di ritorno ottenute dall'inferenza statistica con distribuzione EV1 di Gumbel

Tali valori di portata sono stati confrontati con quelli riportati nella relazione di sintesi del "progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori di pianura lungo l'asta medio-inferiore del fiume Po" redatta da AdbPo nel 2005 e risultano piuttosto simili a questi ultimi (Tabella 10.6).

Stazione	2 anni	5 anni	10 anni	25 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
Meirano-Moncalieri	779	1206	1490	1848	2113	2377	2639	2986
Crescentino	2655	4357	5484	6908	7965	9013	10058	11436
CasaleMonferrato	2011	3184	3960	4940	5668	6390	7109	8058
Piacenza	4664	6290	7366	8725	9734	10735	11733	13049
Cremona	5475	7310	8525	10061	11199	12330	13456	14942
Boretto	5449	7397	8687	10316	11525	12725	13920	15498
Borgoforte	5527	7352	8560	10087	11219	12344	13464	14941
Pontelagoscuro	5653	7149	8140	9392	10321	11243	12162	13374

Tabella 10.6-Portate al colmo di piena per gli idrogrammi sintetici di progetto (AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po, 2005)

10.2.4 Calcolo delle curve di riduzione dei colmi di piena

Lo scopo è quello di ricavare l'andamento delle curve di tipo $Q_D = Q_D(T)$ da cui dipenderanno i valori di portata degli idrogrammi sintetici di progetto. Le curve suddette saranno pertanto ricavate fissando il valore di tempo di ritorno T e valutando la Q_D per le diverse durate definite in precedenza.

Per fare questo si è seguito l'impostazione proposta dal NERC (1975) la quale si basa sulla definizione del seguente rapporto detto "di riduzione dei colmi di piena".

$$\varepsilon_D(T) = \frac{Q_D(T)}{Q_0(T)} \quad (10.5)$$

Dove $Q_0(T)$ rappresenta la portata al colmo di piena per assegnato periodo di ritorno.

In generale, il rapporto di riduzione risulta essere funzione anch'esso del tempo di ritorno, pertanto andrebbe valutato in base a quest'ultimo. Tuttavia, numerosi studi hanno evidenziato come questo valore risulti in realtà poco variabile in funzione di T. Questa

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

supposizione è accettabile qualora il coefficiente di variazione delle massime portate mediate sull'intervallo temporale D risulti poco variabile per le diverse durate analizzate.

$$CV(Q_D) \approx cost$$

Si procede quindi alla valutazione di quest'ultimo allo scopo di comprendere se questa ipotesi, che risulta necessaria per l'applicazione dei metodi semplificati di stima degli SDH, sia ammissibile per i valori ottenuti dalla serie in esame.

Si è quindi calcolato il valore medio e la deviazione standard di Q_D per le diverse durate D relativamente ai valori ottenuti per i diversi anni della serie storica ottenendo N valori dove N rappresenta il numero di durate D analizzate. Per ogni durata il campione di portate medie risulta costituito da 66 valori, uno per ogni anno della serie analizzata.

A questo punto è stato possibile procedere al calcolo di $CV(Q_D)$ come:

$$CV(Q_D) = \frac{\sigma(Q_D)}{\bar{Q}_D} \quad (10.6)$$

I valori ottenuti sono riportati in Figura 10.9. Come si può notare la variabilità rispetto al valore medio è piuttosto bassa e al crescere della durata ha la tendenza a stabilizzarsi. Si assume quindi valida l'ipotesi semplificativa che $\varepsilon_D(T) = \varepsilon_D$ sia indipendente dal tempo di ritorno.

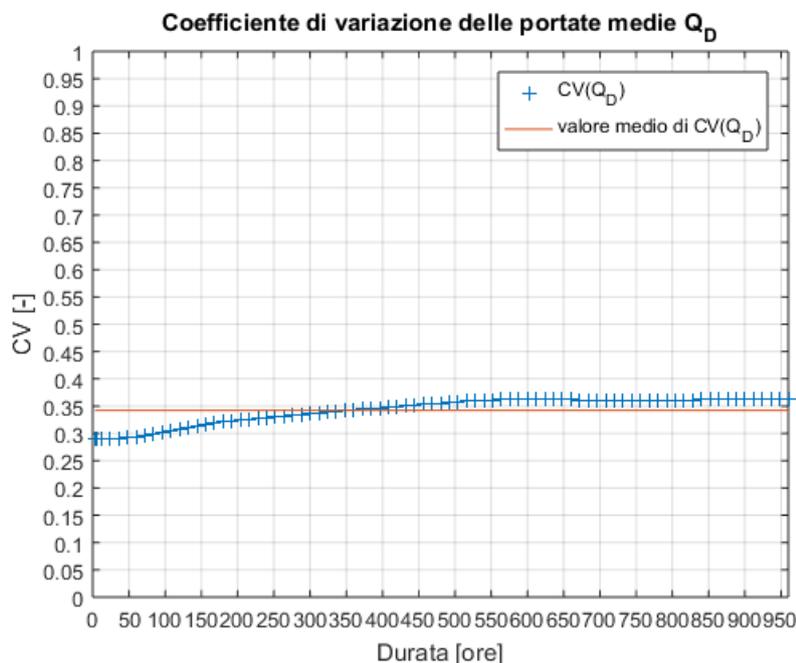


Figura 10.9-Andamento del coefficiente di variazione delle massime portate annuali mediate sulle durate di riferimento D

L'assunzione precedente permette di determinare i valori del coefficiente di riduzione per una certa durata D fissata, indipendentemente dalla portata per cui esso è stato determinato.

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Questo permette di determinare i valori di ε_D a partire dalla serie storica in esame e, dopo averli interpolati con una legge adeguata di utilizzare questi ultimi per la definizione delle portate medie di durata D a partire da un qualsiasi valore della portata al colmo di piena $Q_0(T)$ secondo la relazione:

$$Q_D(T) = Q_0(T) \varepsilon_D \quad (10.7)$$

Allo scopo di ottenere un'interpolazione adeguata alla serie di valori di $\varepsilon_D(D)$ si sono provate diverse leggi interpolanti. La curva interpolante che ha prodotto i migliori risultati in termini di RMSE (Root Mean Square Deviation) si è ottenuta mediante interpolazione gaussiana di settimo grado sfruttando il toolbox di "Curve Fitting" di Matlab.

La legge interpolante Gaussiana è definita da:

$$\varepsilon_D(D) = \sum_{i=1}^7 a_i \exp \left[- \left(\frac{D - b_i}{c_i} \right)^2 \right] \quad (10.8)$$

I parametri derivanti dall'interpolazione sono quindi costituiti da sette triplette $(a_i \ b_i \ c_i)$.

L'elevato grado utilizzato per l'interpolazione gaussiana è dovuto alla necessità di modellare il più accuratamente possibile il cambio di concavità che si osserva nella curva empirica dei coefficienti di riduzione dei colmi di piena. Da tale caratteristica dipende infatti la forma del picco degli idrogrammi sintetici di progetto. In Figura 10.10 si riporta quanto ottenuto.

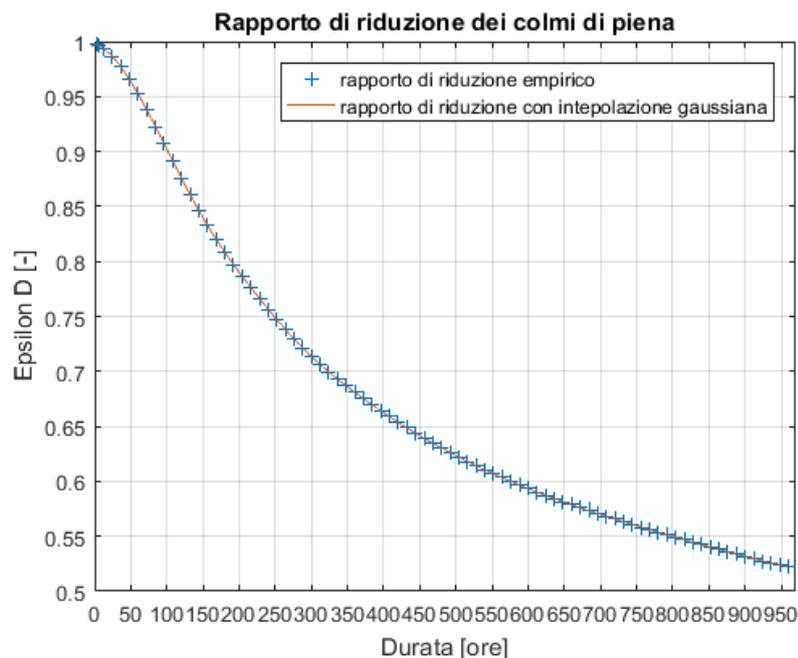


Figura 10.10-Andamento del rapporto di riduzione dei colmi di piena e relativa curva interpolante

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Le curve $Q_D(T)$ ottenute applicando la (10.7) per i valori di $Q_0(T)$ calcolati al paragrafo 10.2.3 sono riportate in Figura 10.11.

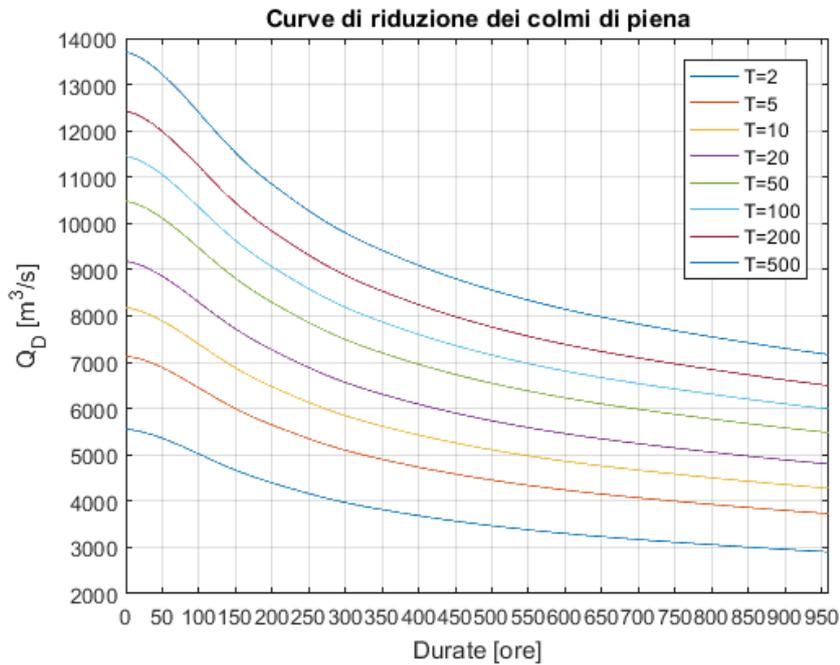


Figura 10.11-Curve di riduzione dei colmi di piena per diversi tempi di ritorno

10.2.5 Calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Per la costruzione degli idrogrammi sintetici di progetto si hanno ora a disposizione le informazioni relative ai valori di portata mediati sulle diverse durate di riferimento. Occorre tuttavia ancora definire quale sia la posizione a cui si troverà il picco di portata rispetto alla durata totale dell'idrogramma di progetto. Come accennato in precedenza questa informazione è contenuta nei valori del coefficiente r_D calcolati durante l'integrazione degli idrogrammi annuali.

Dalla procedura di integrazione mobile degli idrogrammi annuali si sono ottenute N serie di valori di r_D dove N è il numero di durate D analizzate. Si procede quindi al calcolo del valore medio di r_D per ogni durata D mediando i valori ottenuti per i diversi anni. A questo punto, allo scopo di ottenere una forma regolare dell'onda di piena in modo che questa possa essere più rappresentativa delle reali onde che possano verificarsi nel sistema in esame si procede a un'interpolazione lineare dei valori ottenuti per le diverse durate.

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

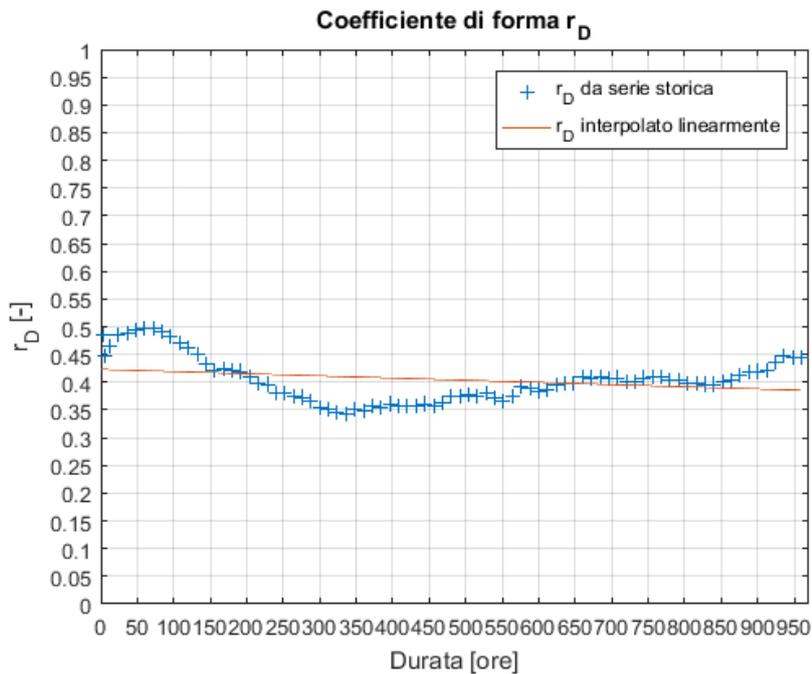


Figura 10.12-Interpolazione lineare dei coefficienti di forma

Note le equazioni interpolanti r_D e ε_D è possibile ricavare gli idrogrammi sintetici di progetto come segue.

Ricordando la definizione di SDH e imponendo che per ogni durata il volume di acqua convogliato dall'idrogramma coincida con quello definito dalle curve di riduzione dei colmi di piena si ha:

- Prima del picco:

$$\int_{-r_D D}^0 Q(\tau) d\tau = r_D Q_D D \quad (10.9)$$

- Dopo del picco:

$$\int_0^{(1-r_D)D} Q(\tau) d\tau = (1 - r_D) Q_D D \quad (10.10)$$

Dove $Q(t)$ è la portata incognita da ricavare per costruire l'idrogramma di progetto.

A questo punto, derivando le espressioni dei due rami dell'idrogramma con alcuni passaggi algebrici si ottiene:

- Prima del picco:

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

$$Q(t) = \frac{\frac{d}{dD} [r_D Q_D D]_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} [r_D D]_{D=D(t)}} \quad (10.11)$$

con

$$t = -r_D D \text{ per } -r_D D \leq t \leq 0$$

- Dopo del picco:

$$Q(t) = \frac{\frac{d}{dD} [(1 - r_D) Q_D D]_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} [(1 - r_D) D]_{D=D(t)}} \quad (10.12)$$

con

$$t = (1 - r_D) \text{ per } 0 \leq t \leq (1 - r_D) D_f$$

Le derivate indicate in (10.11) e (10.12) possono quindi essere risolte numericamente ricavando l'andamento di $Q(t)$. Tale procedura è stata implementata in Matlab in modo da fornire gli SDH ricavati dalle curve di riduzione dei colmi di piena calcolate in precedenza per valori qualsiasi di durata degli stessi.

Gli idrogrammi sintetici di progetto relativi alla serie storica analizzata per una durata di 960 ore pari a quella massima di riferimento per la definizione delle curve di riduzione dei colmi di piena sono riportati in Figura 10.13.

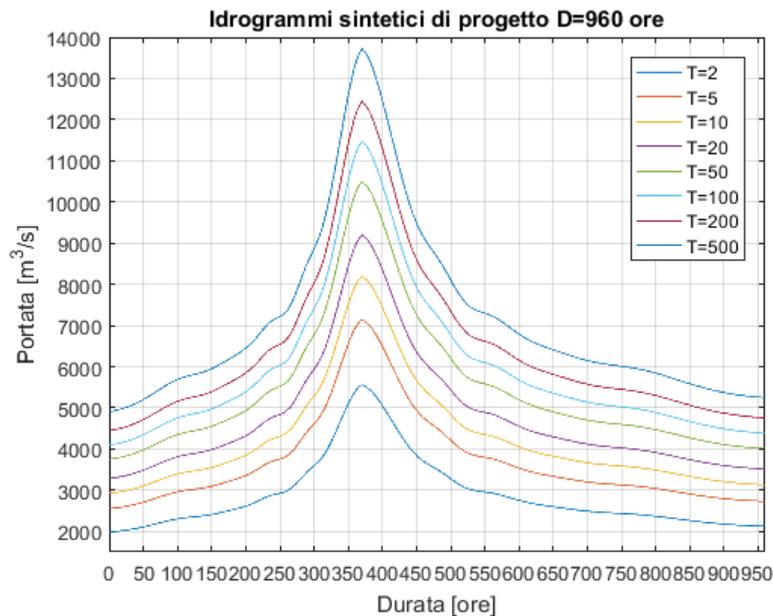


Figura 10.13-Idrogrammi sintetici di progetto per diversi tempi di ritorno

10. Introduzione e calcolo degli idrogrammi sintetici di progetto

Gli idrogrammi sintetici ottenuti sono infine stati tradotti in livelli idrometrici per mezzo dell'utilizzo della scala di deflusso di riferimento del 2002 in modo analogo a quanto fatto per le portate della serie storica completa. In Figura 10.14 si riportano i diagrammi dei livelli idrometrici in funzione del tempo ottenuti. Tali diagrammi verranno d'ora in avanti indicati con la sigla SDDL (Standard Design Level Diagrams) e saranno utilizzati come condizioni al contorno lato fiume per la risoluzione dei modelli di filtrazione trattata al capitolo seguente.

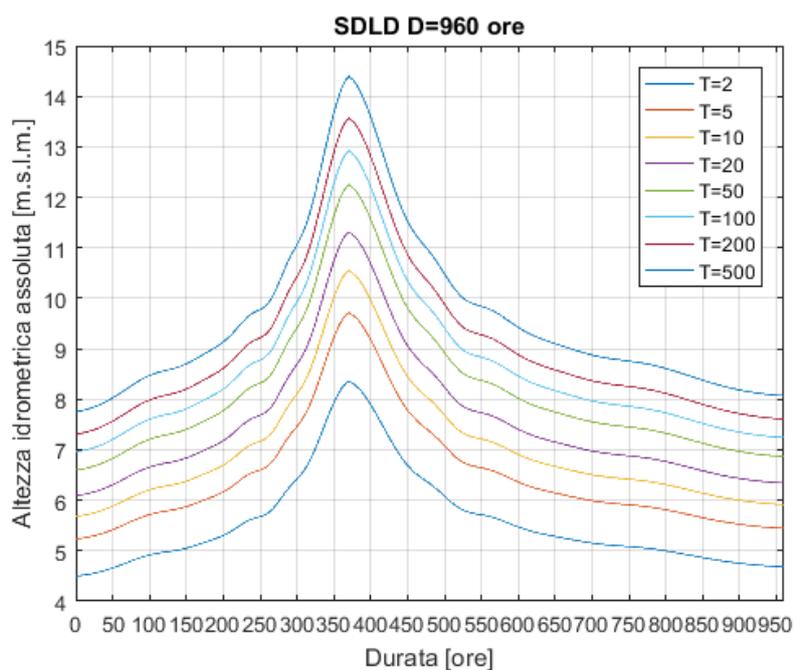


Figura 10.14-Standard Design Level Diagrams

11 Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

Una volta ottenuti gli idrogrammi sintetici di progetto come descritto al capitolo precedente, si è proceduto all'applicazione degli stessi come condizione al contorno sul paramento lato fiume del modello semplificato di arginatura e alla relativa risoluzione del moto di filtrazione mediante i modelli semi-analitico e numerico.

Gli obiettivi che ci si è posti di raggiungere in seguito alla modellazione sono fondamentalmente due:

- **Analizzare l'affidabilità dell'utilizzo di idrogrammi sintetici in fase di progetto delle arginature fluviali.** I parametri per mezzo dei quali si è deciso di valutare l'affidabilità e la sicurezza delle soluzioni ottenute dalla risoluzione dei modelli di filtrazione, sono quindi stati individuati nella massima quota piezometrica raggiunta nelle diverse sezioni di riferimento sotto l'effetto del SDLD e nel tempo di ritorno ad essa relativo. Quest'ultimo sarà calcolato mediante l'utilizzo delle distribuzioni di probabilità dei valori estremi EV1 di Gumbel i cui parametri sono stati stimati nei capitoli precedenti a partire dai campioni di quote piezometriche massime annuali calcolate in precedenza.
- **Analizzare l'influenza sulle soluzioni ottenibili dai due metodi di risoluzione dell'equazione della filtrazione (semi-analitico e numerico) di una serie di parametri.** A tale scopo si sono individuate due grandezze adimensionali che saranno utilizzate per valutare l'influenza sulla soluzione di parametri come il tempo di ritorno del SDH, il livello indisturbato iniziale, il valore del parametro α di Van Genuchten e lo spessore H_0 dell'acquifero in condizioni indisturbate. Tali parametri adimensionali sono il **"rapporto di infiltrazione" (RI)** e il **"rapporto di posizione del picco" (RPP)**. *RI* rappresenta l'incremento di quota piezometrica ottenuto in una certa sezione e in un dato istante (rispetto al livello indisturbato iniziale), rapportato all'incremento massimo che si registra nel fiume al passaggio del SDLD, *RPP* rappresenta invece il rapporto tra il tempo per cui si ottiene il valore massimo della quota piezometrica in una certa sezione e la durata dell'idrogramma che ha generato tale livello.

Si avrà quindi:

$$RI(x, t) = \frac{h(x, t) - h_{li}}{h(x=0)_{max} - h_{li}} \quad (11.1)$$

$$RPP(x) = \frac{t(h_{max}(x))}{D_{SDH}} \quad (11.2)$$

dove: h è la quota piezometrica, h_{li} è il livello iniziale indisturbato, h_0 è il livello massimo del SDLD, t è il tempo e D_{SDH} è la durata totale dell'idrogramma sintetico.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

La funzione definita a numeratore del rapporto d'infiltrazione sarà in seguito denominata **onda di filtrazione**, la quale risulterà pertanto definita come $h(x, t) - h_{li}$.

La funzione $h(x = 0, t) - h_{li}$ viene invece definita **onda di piena**.

Il denominatore del rapporto d'infiltrazione sarà in seguito denominato **altezza massima di piena**, la quale risulta definita come $h(x = 0)_{max} - h_{li}$ e coincide con il valore massimo dell'onda di piena.

Il rapporto di infiltrazione può di conseguenza essere definito come l'onda di filtrazione adimensionalizzata attraverso l'altezza massima di piena.

L'utilizzo delle grandezze adimensionali così definite permette di confrontare le caratteristiche della soluzione potendo comprendere gli effetti di smorzamento e ritardo dell'onda di filtrazione rispetto alla sollecitazione imposta come condizione al contorno e permette inoltre un confronto oggettivo delle soluzioni ottenibili dai due modelli di filtrazione.

11.1 Impostazione dei modelli di filtrazione

I modelli matematici utilizzati per risolvere l'equazione della filtrazione sono analoghi a quelli utilizzati per la simulazione della serie storica. Le principali caratteristiche dei modelli vengono riprese ai punti successivi.

11.1.1 Modello semi-analitico

Il modello semi-analitico fa riferimento allo stesso modello semplificato di arginatura definito al capitolo 7 e utilizzato per la simulazione della serie storica. I valori dei parametri utilizzati sono quindi riportati in Tabella 11.1.

Parametri modello semi-analitico						
Porosità	Porosità cinematica	Permeabilità				Spessore dell'acquifero indisturbato
n [%]	n c [%]	K [cm/s]	K [m/s]	K [m/h]	K [cm/gg]	H0 [m]
40,57	36,51	0,0005	5,00E-06	0,018	43,2	55

Tabella 11.1-Sintesi parametri modello semi-analitico SDLD

Lo script Matlab utilizzato per la risoluzione funziona in modo analogo a quello utilizzato per le serie storiche tuttavia, in questo caso, non è stato necessario procedere al ricampionamento del vettore dei livelli idrometrici in quanto la durata ridotta del SDLD non implica tempi lunghi di risoluzione. Il passo temporale di definizione del SDLD in ingresso è quindi stato mantenuto orario.

Il tempo totale di simulazione è stato fissato pari al doppio della durata dell'idrogramma sintetico di progetto utilizzato per la simulazione.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

11.1.2 Modello numerico FEMWATER®

Il modello numerico FEMWATER® è analogo a quello utilizzato per la simulazione delle serie storiche per quanto riguarda la mesh di calcolo. Le differenze di modellazione sono solamente legate alle condizioni iniziali e al contorno. Le prime sono imposte di tipo “cold start” con un valore costante di quota piezometrica per tutti i nodi del modello, le seconde sono invece definite dalla serie dei livelli idrometrici al paramento lato fiume del modello semplificato di arginatura e da una quota piezometrica costante pari alla condizione iniziale nei nodi estremi del modello lato campagna.

L'intervallo temporale di risoluzione dell'equazione della filtrazione è stato fissato pari a 1 ora e il tempo massimo di simulazione è stato fissato pari a due volte la durata dell'idrogramma sintetico di progetto in modo che risultasse coincidente con quello utilizzato per il modello semi-analitico. I valori di altezza piezometrica calcolati sono stati salvati nel file di output “.phd” con una cadenza temporale pari a 1 ora e sono stati elaborati con lo stesso post-processore utilizzato nel caso delle serie storiche allo scopo di ottenere le serie di quote piezometriche nel tempo per le diverse sezioni di interesse.

11.2 Analisi dell'influenza del tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto sulla soluzione

Si è deciso di studiare l'influenza del tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto, costruito mediante la procedura di Maione et al. (2000) a partire dalla serie storica di portate come descritto al capitolo 10, sulla soluzione ottenibile dall'applicazione dei modelli di filtrazione. Il confronto è quindi stato impostato sia in termini di sicurezza, espressa dal tempo di ritorno raggiunto dai massimi livelli piezometrici nell'arginatura, che in termini di qualità e somiglianza delle soluzioni ottenute con i due metodi utilizzati. L'obiettivo di tale studio è quello di comprendere se l'informazione in termini di portate e volumi contenuta negli SDH risulti sufficiente a garantire l'efficacia di applicazione dei modelli di filtrazione per lo meno nelle sezioni per le quali si possono presentare, dal punto di vista pratico, problematiche legate ai moti di filtrazione.

11.2.1 Impostazione dell'analisi

11.2.1.1 Definizione della durata di riferimento per gli idrogrammi sintetici di progetto

Come descritto al capitolo 10, la curva di riduzione dei colmi di piena utilizzata per la definizione degli SDH è stata calcolata mediante integrazione su finestra temporale mobile degli idrogrammi annuali dal 1951 al 2016 prendendo come riferimento un range di durate che va da 0 a 960 ore. Questo significa che gli idrogrammi sintetici di progetto che possono essere costruiti in modo affidabile a partire da tali curve di riduzione dei colmi di piena devono avere durata compresa in tale intervallo, in modo da evitare estensioni di tali curve al di fuori dei loro limiti di definizione.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalla simulazione con entrambi i metodi risolutivi della serie storica riportati in precedenza, si era notato che i valori massimi di quota piezometrica nelle sezioni più distanti dal fiume venivano raggiunti solamente qualora gli eventi di piena

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

manifestassero durate molto lunghe. Allo scopo di sollecitare le sezioni più distanti dell'arginatura si è pertanto deciso di utilizzare SDH di durata massima consentita in base alle curve di riduzione dei colmi di piena ricavate in precedenza, tale durata risulta essere pari a 960 ore corrispondenti a 40 giorni.

11.2.1.2 Definizione della condizione indisturbata iniziale di falda

Qualora si utilizzino idrogrammi sintetici per la simulazione dei moti di filtrazione all'interno delle arginature, assume particolare importanza la scelta delle condizioni iniziali nelle quali si immagina possa trovarsi l'argine prima che l'effetto dell'onda sintetica inizi a fare sentire i propri effetti. Infatti, in questo caso, a differenza di quando si simula l'effetto di serie storiche misurate, non si può conoscere quale sia la condizione reale dell'arginatura all'inizio dell'onda di piena. Si immaginino ad esempio due situazioni opposte, una per cui l'onda di piena si manifesti a seguito di un lungo periodo di siccità e quindi con livelli iniziali molto bassi e l'altra in cui la stessa onda si manifesti dopo un lungo periodo di piogge, le quali hanno comportato notevoli altezze idrometriche e di conseguenza elevati livelli freatici nell'argine. Vista la durata dell'onda di piena indagata (40 giorni) si può ritenere che la prima situazione si presenti per un SDLD avente inizio subito dopo la stagione estiva, mentre nella seconda situazione si può immaginare che il SDLD inizi in autunno inoltrato. Si può facilmente comprendere che gli effetti in termini idraulici sull'arginatura nelle due situazioni considerate potranno essere profondamente differenti. Le condizioni iniziali imposte influiscono quindi in maniera molto importante sulle soluzioni ottenibili nel caso in cui si simuli l'effetto di idrogrammi sintetici la cui definizione su basi statistiche prescinde dalla conoscenza di condizioni iniziali realistiche. L'influenza delle condizioni iniziali, dal punto di vista teorico si manifesta fundamentalmente per i seguenti motivi:

1. L'entità dell'onda di filtrazione, ossia della differenza tra la quota piezometrica raggiunta e il livello indisturbato iniziale dipende dalla quota alla quale quest'ultimo è collocato. Ricordando l'equazione alla base del modello semi-analitico infatti si può notare che il termine h_i (onda di filtrazione), definito come la differenza tra il livello idrometrico e il livello indisturbato, compare come un fattore nell'equazione e di conseguenza influisce sulla stessa direttamente.

$$h(x, t) = \sum_{i=1}^N h_i \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{n}{k H_0 (t - t_{0,i})}} \right) \right] \quad (11.3)$$

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

2. Anche lo spessore dell'acquifero indisturbato H_0 dipende dalla condizione iniziale imposta, infatti, quest'ultimo è determinato dalla differenza tra il livello iniziale indisturbato (h_{li}) e la quota a cui si posiziona il limite permeabile del materiale (h_{imp}).

$$H_0 = h_{li} - h_{imp} \quad (11.4)$$

L'influenza di H_0 sulla soluzione può essere notata se si ragiona sul termine:

$$RI(x, t) = \frac{h(x, t)}{h_0} = 1 - erf\left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{n}{k H_0 t}}\right) \quad (11.5)$$

Il quale rappresenta il rapporto di infiltrazione relativo a un'onda sollecitante aperiodica rettangolare imposta al paramento lato fiume dell'arginatura e mantenuta indefinitamente nel tempo. Si noti inoltre che tale termine è equivalente a quello contenuto tra parentesi quadre nella (11.3).

3. Se si ragiona in termini di quota piezometrica, risulta evidente che se il livello indisturbato iniziale è già molto alto, anche per piccoli sopralti dovuti all'onda di filtrazione potranno essere raggiunte situazioni critiche, ad esempio per affioramento della linea piezometrica nel paramento lato compagna dell'arginatura.
4. Occorre infine considerare che, nel caso si utilizzi un codice di calcolo agli elementi finiti con modellazione del comportamento idraulico del terreno insaturo, nella maggior parte dei casi la condizione iniziale di carico di suzione per la zona asciutta è determinata dal software automaticamente imponendo condizioni idrostatiche sia sopra che sotto la superficie piezometrica. Questo comporta che se la quota piezometrica iniziale è molto bassa, il terreno nella parte alta dell'argine sarà molto asciutto e di conseguenza poco permeabile. Traslando verso l'alto la quota piezometrica iniziale il terreno costituente l'arginatura tenderà nel complesso a raggiungere condizioni di inumidimento tali da comportare valori di permeabilità media maggiori e quindi risulterà maggiormente reattivo alle sollecitazioni imposte nel fiume, variando il suo comportamento idraulico. Anche l'effetto di immagazzinamento di acqua nella parte insatura del terreno sarà profondamente modificato in conseguenza alla variazione di contenuto idrico.

Nel caso in esame, si ha intenzione di misurare la sicurezza ottenibile dalle simulazioni di moto di filtrazione relative agli SDH calcolando il tempo di ritorno relativo alla massima altezza ottenuta nelle diverse sezioni di riferimento indicate in precedenza mediante l'utilizzo delle distribuzioni di probabilità dei valori estremi EV1, i cui parametri sono stati stimati in precedenza a partire dalle soluzioni dei due modelli di filtrazione utilizzati per la simulazione della serie storica. A tale scopo si è inizialmente immaginato di sostituire tale serie storica di livelli idrometrici con tre diversi SDLD aventi tempo di ritorno pari a 50 anni, 100 anni e 200

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

anni procedendo a verificare se gli effetti di tali idrogrammi potessero essere ritenuti a favore di sicurezza nei confronti della simulazione relativa alla serie storica. Si è quindi ritenuto di utilizzare la medesima condizione iniziale imposta nella simulazione relativa alla serie storica, pari a una quota piezometrica iniziale coincidente con il livello idrometrico relativo al 01/01/1951 alle 12:00 (3,78 m.s.l.m.). In questo modo è stato possibile comparare gli effetti della serie storica e quelli dei relativi SDLD nelle medesime condizioni.

Una più precisa analisi dell'influenza della condizione iniziale sulle soluzioni ottenibili è rimandata ai paragrafi successivi.

11.2.1.3 Definizione dei parametri del materiale insaturo

Le curve caratterizzanti il comportamento del materiale nella fascia insatura utilizzate nella modellazione numerica sono quelle relative alla condizione di Average Wetting-Drying (AW-D) e corrispondono a quelle utilizzate nella modellazione relativa alle serie storiche. Questa assunzione, oltre ad essere quella più ovvia a seguito dell'applicazione della procedura di Sleep, in quanto non è possibile stabilire a rigore se l'argine si stia asciugando o bagnando durante la simulazione, permette di ottenere condizioni di validità delle distribuzioni di probabilità dei valori estremi ricavate in seguito alla modellazione effettuata relativamente alle serie storiche. Tali distribuzioni di probabilità saranno utilizzate per determinare i tempi di ritorno relativi ai valori massimi di quota piezometrica raggiunti nelle diverse sezioni.

11.2.1.4 Definizione del tempo di ritorno degli idrogrammi sintetici utilizzati

Come accennato in precedenza gli idrogrammi sintetici utilizzati per questa analisi sono tre, relativi ai tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni. Si è scelto di selezionare questi tre tempi di ritorno in quanto si intende analizzare il comportamento dell'arginatura sottoposta ad eventi estremi, il cui interesse statistico è espresso nelle pianificazioni di bacino. Il tempo di ritorno massimo è stato fissato a 200 anni in quanto questo valore è quello di riferimento per la progettazione delle arginature secondo il piano di bacino del fiume Po, in affiancamento ai profili di piena SIMPO.

Gli idrogrammi sintetici utilizzati per la modellazione sono riportati nelle in Figura 11.1, si noti che l'utilizzo del livello indisturbato iniziale posto pari al primo livello della serie storica 1951-2016 fa sì che si verificano due gradini di livello elevati alla prima e ultima ora degli stessi. L'idrogramma sintetico assume quindi valore costante pari al livello indisturbato iniziale per tempi superiori alle 960 ore e viene mantenuto tale fino a fine simulazione.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

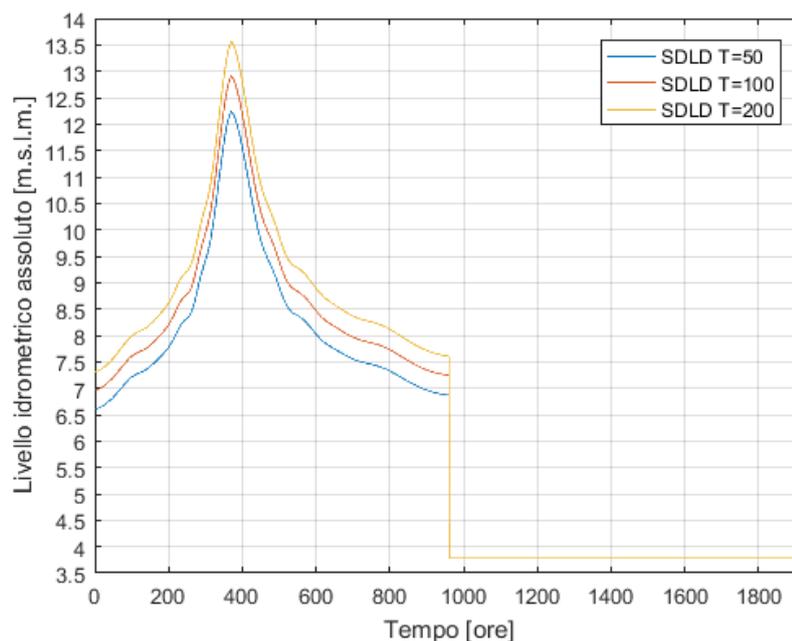


Figura 11.1-SDLD per analisi influenza del tempo di ritorno sulla soluzione dei modelli di filtrazione

11.2.2 Risultati dell'analisi

Come descritto a inizio capitolo, i risultati della modellazione sono presentati in termini di quota piezometrica massima raggiunta per ognuna delle sezioni di riferimento considerate e del relativo tempo di ritorno. Sono inoltre stati calcolati i valori massimi di rapporto di infiltrazione, i quali rappresentano la massima frazione dell'altezza massima di piena relativa al SDLD che viene trasmessa in una determinata sezione. Infine, sono riportati i valori del rapporto di posizione del picco in modo da comprendere le modalità di propagazione dell'onda di filtrazione all'interno dell'argine potendo misurare il ritardo con cui quest'ultima raggiunge i valori massimi. Si noti che l'utilizzo combinato dei parametri RI e RPP permette la determinazione dello smorzamento e del ritardo di propagazione dell'onda di filtrazione.

I risultati ottenuti sono riportati in forma tabellare in appendice (13.2.1) e vengono in seguito discussi.

11.2.2.1 Analisi dei valori massimi delle quote piezometriche e dei relativi tempi di ritorno

Come prevedibile, i valori massimi di quota piezometrica per tutte le sezioni analizzate sono raggiunti nel caso in cui si simuli l'effetto dell'idrogramma con tempo di ritorno di 200 anni. Si vuole comunque ricordare che questo risultato non è solamente legato al fatto che la portata al colmo di piena risulta maggiore per questo idrogramma rispetto agli altri analizzati, ma anche che, al crescere del tempo di ritorno, grazie alla procedura di costruzione degli SDH, aumenta considerevolmente il volume di acqua movimentato dalla piena. Questo permette ai livelli elevati raggiunti, di mantenersi per tempi sufficienti a sollecitare anche le sezioni più lontane dell'arginatura.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

Le differenze in termini di quota piezometrica massima tra i due modelli di filtrazione utilizzati risultano essere inferiori al metro per tutti e tre gli idrogrammi sintetici utilizzati. In generale si è rilevata la tendenza alla diminuzione degli scarti tra le due soluzioni al decrescere del tempo di ritorno. Questo è giustificabile secondo quanto già enunciato ai punti precedenti in commento ai risultati ottenuti dalle serie storiche, infatti, l'accuratezza della soluzione relativa all'equazione della filtrazione linearizzata risulta decrescente qualora i livelli massimi raggiunti si discostino maggiormente dal livello indisturbato iniziale.

Si osserva inoltre che le quote piezometriche ottenute dal modello semi-analitico, in accordo con quanto ottenuto per la serie storica, risultano quasi sempre in difetto rispetto a quelle ottenute con il metodo numerico. Si nota però che, per la sezione 1 posta a 11 m dal fiume i valori ottenuti dal modello semi-analitico risultano maggiori rispetto a quelli del metodo numerico. Si ritiene che questo risultato possa essere legato alla crescita istantanea del livello idrometrico che si verifica nel fiume rispetto al livello indisturbato iniziale, la quale è responsabile del generarsi di gradienti di carico piezometrico verticali la cui influenza non è tenuta in conto dal modello semi-analitico. Questa evidenza conferma quanto si era osservato in precedenza per la simulazione della serie storica, ossia che le rapide variazioni di livello idrometrico provocano maggiore incoerenza tra i risultati del modello semi-analitico e di quello numerico, per lo meno nelle sezioni più vicine al fiume.

Riguardo ai tempi di ritorno relativi alle quote piezometriche massime ottenute nelle diverse sezioni si osserva che questi ultimi risultano essere in generale nettamente inferiori a quelli relativi agli SDH che li hanno generati. In particolare, si osserva che gli scarti tra i tempi di ritorno relativi agli SDH e quelli relativi ai livelli di filtrazione risultano decrescenti al decrescere del tempo di ritorno del SDH.

La netta differenza che si registra tra il tempo di ritorno del SDH e quelli dei livelli piezometrici massimi raggiunti nelle diverse sezioni può essere influenzata dalla posizione del livello indisturbato iniziale. In seguito, si procederà a un'analisi dell'effetto di tale livello sulla soluzione e si cercherà di stabilire un criterio per la definizione di un livello indisturbato iniziale il quale risulti cautelativo per l'analisi.

Le differenze tra i tempi di ritorno calcolati per le soluzioni relative al modello semi-analitico e quello numerico risultano decrescenti all'allontanarsi dal fiume verso la campagna.

11.2.2.2 Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico

Il confronto delle soluzioni ottenute con il metodo semi-analitico e con il modello numerico FEMWATER®, relativamente ai diversi SDLD posti come condizione al contorno lato fiume è avvenuto anche sulla base delle variabili adimensionali RI e RPP definite in precedenza. In particolare, si è innanzi tutto fatto riferimento al valore massimo di RI e al valore di RPP i quali sono riportati nelle tabelle al paragrafo 13.2.1 dell'appendice. Si sono inoltre definiti i seguenti scarti tra le due soluzioni:

$$\Delta RI_{max} = RI_{max_{SA}} - RI_{max_{FW}}$$

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

$$\Delta RPP = RPP_{SA} - RPP_{FW}$$

Si è innanzi tutto proceduto all'analisi dei risultati in termini di rapporto d'infiltrazione massimo. Quest'ultimo permette infatti di comprendere le modalità di diffusione della sollecitazione imposta lato fiume all'interno dell'arginatura. In sostanza questa variabile adimensionale permette di capire quale parte dell'oscillazione di livello idrometrico nel fiume riesce a diffondersi in una certa sezione dell'arginatura.

Dall'analisi dei risultati è possibile osservare che:

- Come è logico aspettarsi, il rapporto di infiltrazione risulta decrescente all'allontanarsi dal paramento lato fiume dell'arginatura sia per la soluzione del modello semi-analitico che per quella del modello numerico. In linea generale si può osservare che, nella prima sezione, posta a 11 m dal fiume, circa il 65-70 % della massima oscillazione del livello idrometrico nel fiume viene trasmessa sotto forma di oscillazione di falda. Nella sezione centrale (sezione 5), posta a 55 m dal fiume tale percentuale scende al 25-30 %, fino ad arrivare a un 10-20 % nella sezione più distante, posta a 110 m dal fiume.
- Le differenze tra i due metodi risolutivi in termini di rapporto d'infiltrazione massimo risultano sempre contenute entro il 5-10 %. Tali scarti risultano inoltre essere positivi per la prima sezione e negativi per tutte le altre.
- Gli scarti tra le due soluzioni risultano tendenzialmente crescenti al crescere della distanza delle sezioni considerate dal fiume e decrescenti al decrescere del tempo di ritorno del SDH. Si può comunque notare una tendenza degli scarti tra le due soluzioni a stabilizzarsi nel loro valore a partire dalla terza sezione a parità di tempo di ritorno del SDH considerato. Questo fa pensare che la fonte di errore tra le due soluzioni risulti essere dipendente dalla distanza dal fiume ma solamente fino a una certa lontananza, oltre la quale l'errore tende a stabilizzarsi. È risaputo da numerosi studi reperibili in bibliografia, alcuni dei quali sono stati citati al capitolo 2, che l'influenza dei termini non lineari dell'equazione della filtrazione e dell'ipotesi di Dupuit si manifesta in misura maggiore vicino al fiume. Questo può giustificare il risultato osservato.
- Gli scarti minimi tra le soluzioni, per tutti e tre gli SDH considerati si sono verificati nella seconda sezione.

Se si osservano i risultati espressi dalla variabile adimensionale RPP (rapporto di posizione del picco) è possibile notare che:

- Il picco tende a essere traslato nel tempo di un intervallo temporale crescente al crescere della distanza della sezione considerata dal fiume. Ciò è ben noto già dalle prime soluzioni del moto vario di filtrazione nelle arginature fluviali e consiste in un ritardo di reazione del sistema alle sollecitazioni imposte dovuto all'inerzia che lo stesso presenta.
- La tendenza del modello semi-analitico è di anticipare il raggiungimento del picco rispetto al metodo numerico nelle prime due sezioni. Al contrario lo stesso metodo

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

tende a posticipare il raggiungimento del picco nelle sezioni più distanti, manifestando un'inerzia maggiore rispetto al modello numerico. Si ritiene che questa differenza di comportamento tra i due modelli possa essere giustificata dall'influenza dei termini non lineari e dell'ipotesi di Dupuit, i quali, come si è visto, influiscono maggiormente in vicinanza al fiume rispetto a quanto si osserva per le sezioni più distanti.

- Per le sezioni più distanti dal fiume, il modello numerico tende a raggiungere il picco a un tempo pari alla durata dell'idrogramma sintetico. Ciò sembra suggerire che il rapido abbassamento del livello idrometrico nel fiume successivo al termine dell'idrogramma provochi un'immediata reazione dell'arginatura anche a sezioni molto distanti dal fiume, provocando una rapida decrescita della quota piezometrica. Tale comportamento non si evidenzia per il modello semi-analitico il quale presenta un comportamento inerziale e quindi continua a subire l'effetto dell'idrogramma per un certo periodo di tempo successivo al termine dello stesso, continuando ad accrescere la quota piezometrica.

Le soluzioni ottenute sono quindi state messe a confronto diagrammando i rapporti d'infiltrazione ottenuti dai due metodi risolutivi per i diversi SDLD considerati su un unico grafico per ognuna delle diverse sezioni.

In seguito, si riporta quanto ottenuto per le sezioni 2 e 7 prese come riferimento.

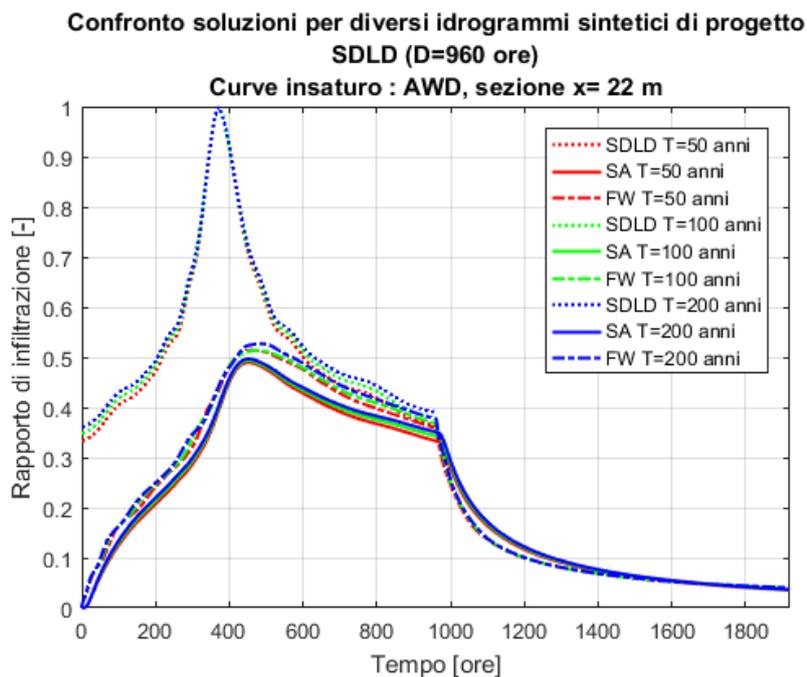


Figura 11.2-Confronto soluzioni SA-FW per diversi SDLD, sezione 2

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

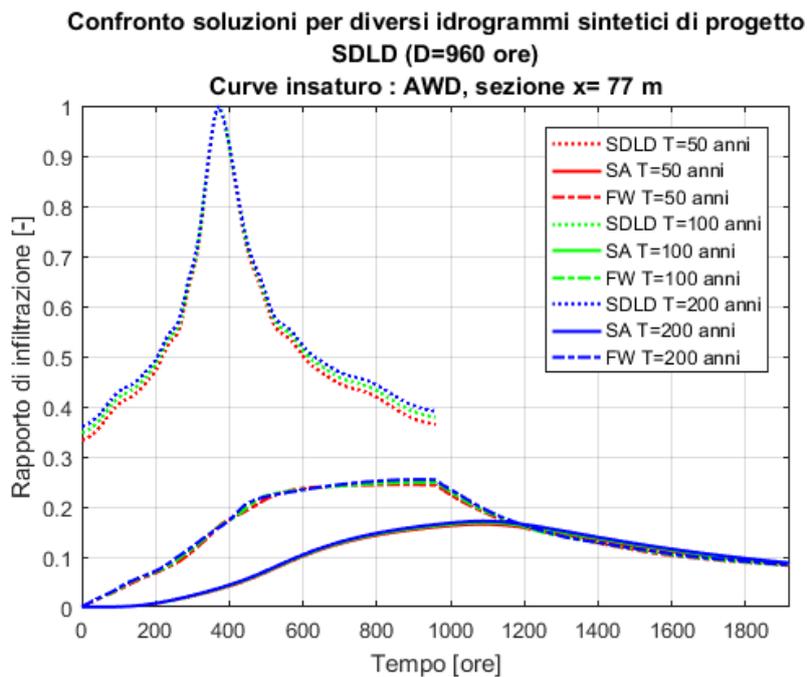


Figura 11.3- Confronto soluzioni SA-FW per diversi SDLD, sezione 7

Da quanto riportato in Figura 11.2 e Figura 11.3 è possibile osservare che:

- Gli SDLD relativi a diversi tempi di ritorno, espressi in termini di rapporto d'infiltrazione, risultano essere pressoché coincidenti. Questo è dovuto alle modalità con cui essi sono stati costruiti a partire dalle curve di riduzione dei colmi di piena. Si è infatti assunto che la curva del coefficiente di riduzione dei colmi di piena potesse ritenersi indipendente dal tempo di ritorno e questo ha fatto sì che le curve di riduzione dei colmi di piena relative a tempi di ritorno differenti avessero la stessa forma e fossero semplicemente scalate le une rispetto le altre per mezzo di un fattore moltiplicativo. Si può inoltre notare che il rapporto di infiltrazione massimo relativo agli SDLD coincide con 1, questo significa che $RI=1$ coincide con la trasmissione dell'intera onda di piena come onda di filtrazione all'interno dell'arginatura.
- Le soluzioni ottenute con metodi analoghi (semi-analitico o numerico) per i diversi SDLD risultano molto vicine tra loro. Ciò è comprensibile visto che le stesse onde sollecitanti risultano estremamente simili se espresse in termini di RI .
- Come si era notato nella simulazione relativa alla serie storica effettuata in precedenza, anche in questo caso si osserva che il modello numerico risulta maggiormente reattivo alle sollecitazioni imposte rispetto quello numerico.
- L'effetto del gradino rettangolare di livello che caratterizza la condizione al contorno condiziona in modo importante la soluzione. Tale influenza produce effetti maggiori nelle sezioni più distanti dal fiume, laddove il potere smorzante dell'arginatura tende a smussare il picco dell'idrogramma. Tale comportamento è coerente con quanto si è intuito dalla simulazione effettuata con la serie storica: grande influenza sulla

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

soluzione è data dal mantenimento per tempi lunghi di livelli idrometrici elevati. Dalla soluzione ottenuta in Figura 11.3 si può notare che l'influenza del gradino di livello idrometrico rettangolare si faccia sentire in modo preponderante rispetto al picco del SDLD. Questo si evince dal fatto che il picco di quota piezometrica viene raggiunto per tempi vicini a quello per cui termina il SDLD, ossia quando il livello idrometrico immediatamente decresce al livello indisturbato iniziale.

- Sempre dalla Figura 11.3 si può notare che il modello semi-analitico presenta maggiore inerzia nella risposta alle sollecitazioni imposte lato fiume in quanto la quota piezometrica continua a crescere per un certo periodo di tempo, anche a seguito del rapido abbassamento di livello idrometrico che si verifica al termine del SDLD. Anche negli istanti iniziali della simulazione si può notare che la quota piezometrica calcolata con il modello numerico risulta crescere molto più rapidamente di quanto si osserva per il modello semi-analitico.

11.2.3 Conclusioni

Si è proceduto alla risoluzione dell'equazione della filtrazione attraverso i metodi semi-analitico e numerico FEMWATER® applicati sul modello semplificato di arginatura definito in precedenza. La condizione al contorno applicata lato fiume consiste negli idrogrammi sintetici di progetto ricavati al capitolo 10 relativi ai tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni e la condizione iniziale è stata considerata analoga a quella utilizzata per le simulazioni relative alla serie storica.

L'applicazione dei modelli di filtrazione in condizioni analoghe relativamente ai parametri del materiale e alla condizione iniziale per le due diverse tipologie di condizioni al contorno (serie storiche pluriennali-SDLD) ha permesso di utilizzare le distribuzioni di probabilità dei valori estremi EV1 di Gumbel ricavate in precedenza per le diverse sezioni analizzate, per stimare i tempi di ritorno relativi alle quote piezometriche massime ottenute dalle simulazioni con SDLD.

Le soluzioni ottenute con i diversi metodi risolutivi per i diversi idrogrammi sintetici di progetto sono state confrontate in termini di rapporto d'infiltrazione e di rapporto di posizione del picco, si è inoltre proceduto a un'analisi grafica delle soluzioni espresse dal variare della quota piezometrica nel tempo.

In seguito, si procede a sintetizzare quanto osservato.

1. La risoluzione dell'equazione della filtrazione con idrogrammi sintetici di progetto di noto tempo di ritorno imposti come condizione al contorno determina il raggiungimento nell'arginatura di quote piezometriche massime caratterizzate da un tempo di ritorno nettamente inferiore rispetto a quello del SDH che le ha generate. Questo risultato può essere dovuto a una serie di concause, tra cui la durata degli idrogrammi di progetto e l'influenza della condizione iniziale la cui quota piezometrica

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

imposta può ritenersi troppo bassa per fare sì che l'idrogramma riesca a sollecitare adeguatamente l'arginatura.

2. Le soluzioni espresse in termini di rapporto d'infiltrazione relative a diversi tempi di ritorno sono estremamente simili tra loro. Questo è dovuto all'indipendenza della forma della curva di riduzione dei colmi di piena dal tempo di ritorno.
3. La soluzione relativa al modello semi-analitico espressa in termini di quota piezometrica massima raggiunta, risulta inferiore rispetto a quella del modello numerico per quasi tutte le sezioni se non in estrema vicinanza al fiume. Tale risultato conferma i risultati ottenuti dalla simulazione relativa alla serie storica.
4. Il modello numerico risulta essere maggiormente reattivo alle sollecitazioni imposte lato fiume. Ciò conferma, anche in questo caso i risultati dell'analisi effettuata per le serie storiche.

Allo scopo di comprendere l'influenza della condizione iniziale sui risultati ottenibili dai due modelli di filtrazione utilizzati, si procede in seguito ad un'analisi delle soluzioni relative a diverse condizioni di livello indisturbato iniziale.

11.3 Analisi dell'influenza del livello indisturbato iniziale sulla soluzione

Al paragrafo precedente si è compreso che la condizione iniziale, espressa dal livello indisturbato, può influenzare le soluzioni ottenibili dai due modelli risolutivi utilizzati. Si è inoltre visto che, dal punto di vista pratico, risulta di fatto impossibile determinare una condizione iniziale realisticamente plausibile per la risoluzione dell'equazione della filtrazione con SDLD applicati come condizione al contorno, ne consegue che tale condizione iniziale dovrà essere assunta in modo da garantire l'ottenimento di soluzioni cautelative.

Allo scopo di individuare un criterio per la determinazione di un livello iniziale indisturbato tale da produrre delle quote piezometriche nell'arginatura adeguatamente cautelative per le verifiche di sicurezza degli argini, si è deciso di procedere per tentativi alla risoluzione dell'equazione della filtrazione per cinque diverse condizioni iniziali di falda.

11.3.1 Effetto dell'ipotesi di quota piezometrica costante nelle condizioni iniziali

Prima di enunciare le modalità con cui è stata svolta l'analisi, si ritiene di precisare che tutte le osservazioni e i risultati che saranno discussi si basano sull'ipotesi che la quota piezometrica iniziale sia assunta costante all'interno dell'arginatura. Tale considerazione è ovviamente semplificativa rispetto a quella reale presumibile, infatti, ci si attende che, vista la variabilità nel tempo del livello idrometrico nel fiume e la grande inerzia che caratterizza il moto di filtrazione nell'argine, siano sempre presenti dei gradienti di carico all'interno dell'arginatura. Tuttavia, l'imposizione di un livello indisturbato iniziale orizzontale è una delle ipotesi alla base del modello semi-analitico e non può pertanto essere rimossa. L'influenza di tale condizione sull'affidabilità dei risultati in termini statistici è tanto maggiore quanto più ci si allontana dai valori medi di quota piezometrica effettivamente auspicabili per le diverse sezioni all'interno dell'arginatura. Si può infatti notare che, visto l'effetto smorzante dell'arginatura sull'onda di filtrazione, la popolazione di livelli piezometrici massimi nelle sezioni più vicine al fiume sarà

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

tendenzialmente molto più dispersa rispetto a quella degli stessi in sezioni molto lontane dallo stesso. Questo si può vedere dal confronto delle funzioni densità di probabilità delle distribuzioni EV1 di Gumbel ricavate secondo quanto riportato ai capitoli 8 e 9, relative a una sezione molto vicina al fiume (sezione 1) e una molto lontana (sezione 10) i cui valori sono diagrammati in Figura 11.4. per le soluzioni ottenute dal modello semi-analitico e numerico.

Come si può notare, in Figura 11.4 la campana delle distribuzioni relative alla sezione posta a $x=11$ m è piuttosto aperta, mentre per la sezione $x=110$ m si riscontra una campana decisamente più chiusa. Questo risultato è dovuto alla maggiore dispersione delle quote piezometriche massime annuali raggiunte nella prima sezione rispetto alla seconda, per la serie storica esaminata. Si può inoltre notare che, per la sezione posta a $x=11$ m, la campana relativa al modello numerico è più aperta rispetto a quella relativa al modello semi-analitico, questo a indicare una maggiore dispersione.

La variazione di livello indisturbato iniziale provoca uno spostamento delle quote piezometriche massime raggiunte a destra o sinistra nel grafico, a seconda che il livello venga incrementato o ridotto.

Ricordando che il tempo di ritorno è definito da:

$$T = \frac{1}{1 - P(h)} \quad (11.6)$$

dove P è rappresentata dall'area sottesa alla funzione di densità di probabilità a sinistra del valore di riferimento h .

Se si definisce la probabilità di non superamento come:

$$P_r(h) = 1 - P(h) \quad (11.7)$$

La (11.6) può essere riscritta come:

$$T = \frac{1}{P_r(h)} \quad (11.8)$$

Dove P_r rappresenta l'area sottesa alla funzione densità di probabilità a destra del valore di riferimento h .

È quindi evidente dal confronto tra le funzioni densità di probabilità relative alle due sezioni considerate che un aumento unitario di livello iniziale indisturbato produrrà un incremento di tempo di ritorno molto maggiore per le sezioni lontane dal fiume rispetto a quelle vicine. Di questo occorrerà tenere adeguatamente conto per evitare risultati irrealistici.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

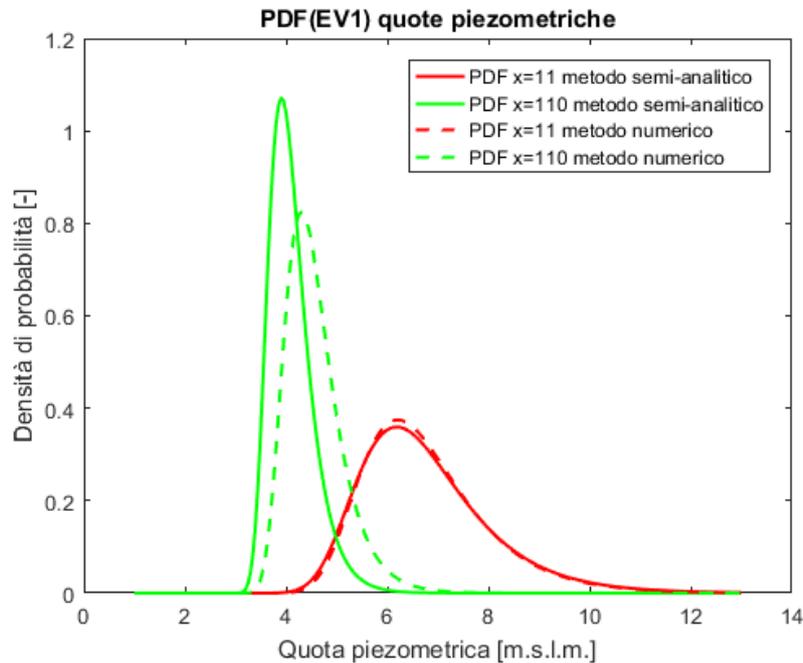


Figura 11.4-Densità di probabilità EV1 di Gumbel ($x=11$ m, $x=110$ m) metodo semi-analitico e numerico

11.3.2 Impostazione dell'analisi

Dai risultati ottenuti nell'analisi dell'effetto sulla soluzione ottenibile dai modelli di filtrazione, del tempo di ritorno dell'idrogramma di progetto imposto come condizione al contorno del problema, si è notato che quest'ultimo influenza di poco la soluzione se questa è espressa in termini di rapporto d'infiltrazione. Volendo porsi in ottica progettuale si è quindi deciso di analizzare l'influenza della condizione iniziale sulla soluzione risolvendo i modelli semi-analitico e numerico per cinque diversi livelli indisturbati iniziali imponendo come condizione al contorno lato fiume sempre il SDLD di tempo di ritorno pari a 200 anni. Tale tempo di ritorno è infatti quello preso come riferimento nelle pianificazioni di bacino del fiume Po per la progettazione delle arginature.

I parametri geometrici e del terreno utilizzati per le simulazioni sono gli stessi utilizzati in precedenza.

I livelli indisturbati iniziali di riferimento sono stati calcolati andando a considerare come livello minimo quello corrispondente al 01/01/1951 alle 12:00 utilizzato per le simulazioni effettuate in precedenza e come livello massimo il primo valore relativo all'idrogramma sintetico SDLD ($T=200$ anni). I livelli di riferimento intermedi tra questi due sono stati calcolati suddividendo l'intervallo di variazione in quattro parti uguali.

I livelli indisturbati di riferimento individuati sono riportati in Tabella 11.2.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

Livello indisturbato 1	3,78 m.s.l.m.
Livello indisturbato 2	4,66 m.s.l.m.
Livello indisturbato 3	5,55 m.s.l.m.
Livello indisturbato 4	6,43 m.s.l.m.
Livello indisturbato 5	7,31 m.s.l.m.

Tabella 11.2-Livelli indisturbati iniziali di riferimento

11.3.3 Risultati dell'analisi

I risultati ottenuti sono stati analizzati in modo analogo a quanto fatto nell'analisi relativa all'influenza del tempo di ritorno degli idrogrammi sintetici di progetto. Le variabili di riferimento per l'analisi dei risultati sono: la quota piezometrica massima raggiunta nelle diverse sezioni e il relativo scarto tra i due modelli risolutivi utilizzati; il relativo tempo di ritorno; il rapporto di infiltrazione massimo e il relativo scarto tra le due soluzioni; il rapporto di posizione del picco e il relativo scarto tra le soluzioni.

Si è ritenuto di poter calcolare il tempo di ritorno usando le stesse distribuzioni di probabilità dei valori estremi calcolate ai capitoli 8 e 9 in quanto, in occasione della simulazione della serie storica, si era compreso che la condizione iniziale influenzasse la soluzione solamente per i primi tempi della stessa. Si è pertanto ritenuto che le distribuzioni di probabilità ottenute per le diverse sezioni fossero poco variabili in funzione del livello indisturbato iniziale. Tale ipotesi andrebbe tuttavia verificata ripetendo ogni volta la simulazione della serie storica per i diversi valori del livello indisturbato iniziale imposti.

I risultati sono riportati in forma tabellare in appendice (13.3). In seguito, si procede alla discussione di quanto ottenuto.

11.3.3.1 Analisi dei valori massimi delle quote piezometriche e dei relativi tempi di ritorno

Analizzando i risultati in termini di quote piezometriche massime raggiunte nelle diverse sezioni è stato possibile dedurre le seguenti considerazioni.

L'innalzamento del livello indisturbato iniziale produce un aumento generalizzato delle quote piezometriche massime raggiunte nelle diverse sezioni. L'innalzamento del livello indisturbato iniziale, a parità di idrogramma sintetico imposto come condizione al contorno, produce di fatto due effetti. Da un lato il livello iniziale cresce e pertanto a parità di ampiezza dell'onda di filtrazione, il livello piezometrico massimo raggiunto crescerà con esso. Dall'altro lato l'entità della sollecitazione esterna (posta in termini di incremento di livello idrometrico rispetto al livello indisturbato iniziale) diminuisce, pertanto anche l'ampiezza dell'onda di filtrazione diminuirà. Il fatto che il livello piezometrico massimo raggiunto cresca al crescere del livello indisturbato, significa di fatto che il primo effetto descritto sia maggiore del secondo. Un'analisi più dettagliata dell'effetto dell'incremento del livello indisturbato sull'onda di filtrazione sarà effettuata in seguito in termini di rapporto d'infiltrazione.

Il modello semi-analitico tende a sottostimare le quote piezometriche per tutte le sezioni tranne che per la prima. Analogamente a quanto si era riscontrato nelle simulazioni effettuate in precedenza, il modello semi-analitico sottostima sempre i livelli idrometrici massimi

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

raggiunti rispetto a quello numerico. Solamente nella sezione posta a 11 m dal fiume si registra la tendenza dello stesso alla sovrastima dei livelli massimi raggiunti.

Gli scarti tra le soluzioni relative al metodo semi-analitico e al modello numerico risultano decrescenti al crescere del livello indisturbato iniziale. Tale evidenza può essere giustificata per due motivi fondamentali: innanzi tutto al crescere del livello indisturbato di falda diminuisce l'oscillazione del livello piezometrico e di conseguenza assumono minore importanza i termini non lineari dell'equazione della filtrazione, in seconda battuta al crescere del livello idrometrico diminuisce fino ad annullarsi il primo incremento istantaneo di livello idrometrico il quale si ritiene sia responsabile del generarsi di gradienti di carico verticali importanti i quali non vengono tenuti in conto dal modello semi-analitico come conseguenza dell'ipotesi di Dupuit.

L'innalzamento del livello indisturbato iniziale produce un aumento del tempo di ritorno relativo alle quote piezometriche massime raggiunte per le diverse sezioni. Questo effetto è naturale conseguenza di quello descritto in precedenza, tuttavia è importante notare l'influenza di quanto discusso al paragrafo 11.3.1. Si nota infatti che, al crescere del livello indisturbato iniziale i tempi di ritorno delle sezioni più distanti dal fiume crescono moltissimo, raggiungendo, per livelli indisturbati molto elevati, dei valori completamente irrealistici di diverse migliaia di anni. Questo risultato è naturale conseguenza del considerare il livello indisturbato iniziale costante. Allo scopo di ottenere dei risultati applicabili nella pratica ingegneristica, è necessario considerare che l'interesse nella determinazione della quota piezometrica all'interno dell'arginatura è relativo ai primi 30-40 m, entro cui si sviluppa in genere l'argine artificiale oggetto di calcolo. Nel caso in esame si avrebbe quindi interesse per le prime 3-4 sezioni di riferimento (Figura 11.5). Seppure anche per queste sezioni sia irrealistico assumere il livello indisturbato iniziale come orizzontale, tale ipotesi risulta essere maggiormente ammissibile e in minor misura fuorviante rispetto a quanto si ottiene per le sezioni più distanti dal fiume.

Se si considerano solamente i tempi di ritorno relativi alle prime quattro sezioni, l'incremento di tempo di ritorno al crescere del livello iniziale indisturbato, seppur significativo, non risulta essere estremo come nelle sezioni più lontane dal fiume.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

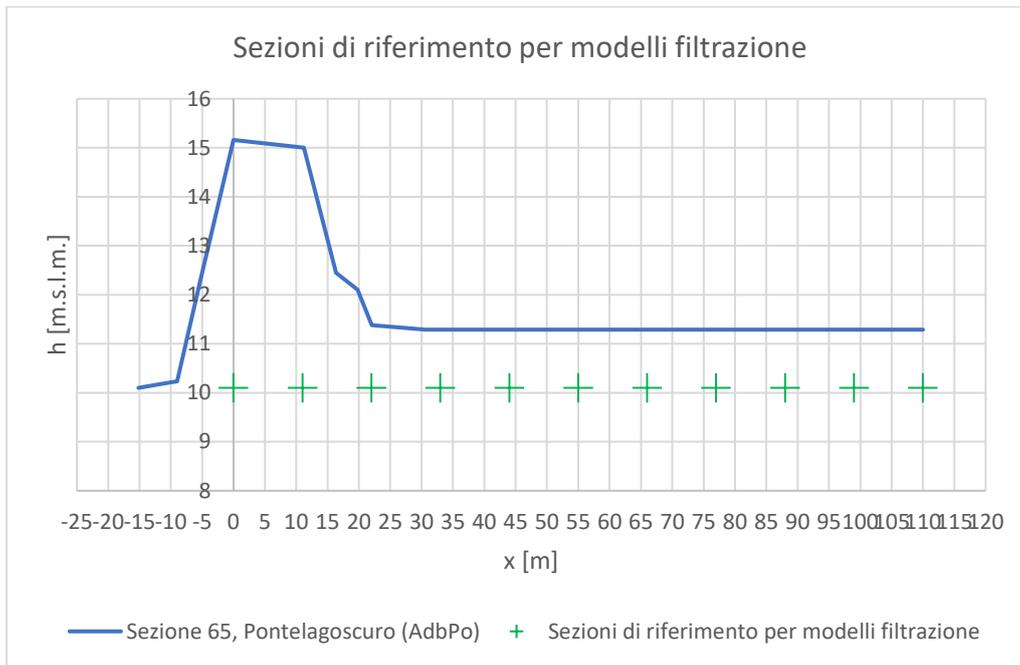


Figura 11.5-Sezioni riferimento

Si può quindi notare la tendenza del modello semi-analitico a produrre incrementi di tempo di ritorno al crescere del livello indisturbato piuttosto significativi. In tutte le simulazioni effettuate si è infatti notata la tendenza del modello semi-analitico a sovrastimare il tempo di ritorno rispetto al modello numerico, portando quindi il sistema verso una sovrastima della sicurezza raggiunta.

Se si guarda ai tempi di ritorno relativi alle prime quattro sezioni, è possibile notare che la condizione per cui il livello indisturbato iniziale è posto pari al primo livello dell'idrogramma di progetto produce, per quanto riguarda il modello numerico, i tempi di ritorno più vicini a quelli dell'idrogramma sintetico di progetto posto come condizione al contorno. Anche in questo caso è possibile notare una netta sovrastima del relativo tempo di ritorno da parte del metodo semi-analitico.

Allo scopo di verificare se il risultato ottenuto, ossia la vicinanza dei tempi di ritorno ottenuti con il modello numerico a quelli degli SDH che li hanno generati, sia valido anche a partire da idrogrammi sintetici di progetto di altro tempo di ritorno, si è proceduto a ripetere le simulazioni imponendo come condizione al contorno lato fiume gli SDLD di tempo di ritorno pari a 50 e 100 anni. I livelli indisturbati iniziali sono quindi stati imposti pari ai primi livelli dei rispettivi SDLD.

Dai risultati ottenuti si è potuto avere una conferma della tendenza evidenziata in precedenza, in particolare si è notato che per la terza sezione, la quale risulta potenzialmente quella di maggiore interesse dal punto di vista ingegneristico in quanto nelle zone attorno a quest'ultima potrebbe verificarsi l'affioramento della falda nel paramento lato campagna

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

dell'arginatura, il tempo di ritorno relativo alla quota piezometrica massima raggiunta per il modello numerico relativamente a tutti gli idrogrammi di progetto analizzati è molto vicino a quello del SDLD che l'ha generato. Anche in questo caso i tempi di ritorno ottenuti per il metodo semi-analitico risultano essere decisamente maggiori rispetto a quelli ottenuti con il modello numerico.

11.3.3.2 Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico

L'analisi e il confronto delle soluzioni ottenute sono stati impostati in termini di rapporto d'infiltrazione e rapporto di posizione del picco e dei relativi scarti ottenuti tra i risultati del modello semi-analitico e di quello numerico. Quanto ottenuto dall'analisi dei risultati è riportato in seguito.

Il rapporto d'infiltrazione massimo tende a decrescere, per le diverse sezioni, al crescere del livello indisturbato iniziale. Tale risultato è giustificabile dal fatto che al crescere del livello indisturbato iniziale si va a ridurre il gradino di livello iniziale caratterizzato dalla crescita istantanea del livello idrometrico dal livello indisturbato al primo livello del SDLD. Tale crescita iniziale di livello era responsabile degli elevati valori del rapporto d'infiltrazione in quanto garantiva che venissero mantenuti per una durata lunga (l'intera durata dell'idrogramma) dei livelli idrometrici decisamente elevati rispetto al livello indisturbato iniziale. All'aumentare del livello indisturbato iniziale si riduce quindi l'ampiezza di oscillazione di livello idrometrico che viene mantenuta più a lungo e che quindi è maggiormente responsabile del valore del rapporto di infiltrazione ottenuto specialmente nelle sezioni più lontane dal fiume.

Si noti che tale concetto è traducibile, se si ragiona sul SDH, nella riduzione dei volumi derivanti dall'integrazione dell'idrogramma secondo la seguente equazione:

$$V_{SDH} = \int_0^D [Q_{SDH}(t) - Q(h_{li})] dt \quad (11.9)$$

dove:

$Q_{SDH}(t)$ è la portata istantanea del SDH di riferimento

$Q(h_{li})$ è la portata relativa al livello indisturbato iniziale ottenuta per mezzo della scala di deflusso

D è la durata del SDH

Dalla (11.9) è possibile ottenere ulteriore conferma riguardo a quanto si era supposto in osservazione dei risultati ottenuti dalla modellazione della serie storica, ossia che il livello idrometrico massimo raggiunto in una determinata sezione è influenzato non soltanto dal livello massimo raggiunto nel fiume, ma anche dal volume di acqua transitato nel fiume durante l'evento. Si è inoltre individuato un parametro il quale risulta direttamente collegato all'area dell'idrogramma ed è quindi facilmente quantificabile anche solo in modo qualitativo permettendo di comprendere immediatamente l'efficacia di un idrogramma di progetto nel sollecitare le diverse sezioni dell'arginatura.

Lo scarto tra i rapporti di infiltrazione massimi tra le due soluzioni si riduce al crescere del livello indisturbato iniziale. Tale risultato può essere considerato imputabile alla riduzione di ampiezza che si osserva nella sollecitazione lato fiume. È infatti noto che il modello semi-analitico risulta essere tanto meno accurato quanto più l'oscillazione di falda è elevata, pertanto, l'aumento del livello indisturbato iniziale permette un migliore adattamento tra le due soluzioni.

Il rapporto di posizione dei picchi diminuisce al crescere del livello indisturbato iniziale per le sezioni più distanti dal fiume. Come osservato in precedenza il livello piezometrico raggiunto nelle sezioni più lontane dal fiume è influenzato in misura maggiore dal volume d'acqua transitato nel fiume piuttosto che dalla portata massima raggiunta. Ne consegue che l'aumento del livello indisturbato provochi una drastica riduzione dei volumi d'acqua movimentati e di conseguenza una maggiore influenza del picco raggiunto dall'idrogramma sulla soluzione ottenuta. Questo fa sì che il tempo per cui il livello massimo viene raggiunto nelle sezioni più lontane dal fiume tenda ad essere meno influenzato dalla durata dell'idrogramma quanto piuttosto dal tempo per cui quest'ultimo raggiunge il picco.

Lo scarto in termini di rapporto di posizione dei picchi tra le due soluzioni diminuisce al crescere del livello iniziale indisturbato. Si ritiene che tale risultato sia imputabile allo stesso motivo che giustifica la riduzione delle differenze di rapporto d'infiltrazione. Infatti, la minore escursione di falda che si registra rispetto al livello indisturbato permette ai termini non lineari dell'equazione della filtrazione di pesare meno e quindi di ottenere soluzioni più simili dal modello semi-analitico e numerico.

Si riportano in seguito le soluzioni ottenute in termini di rapporto d'infiltrazione in forma grafica per tre diverse sezioni

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

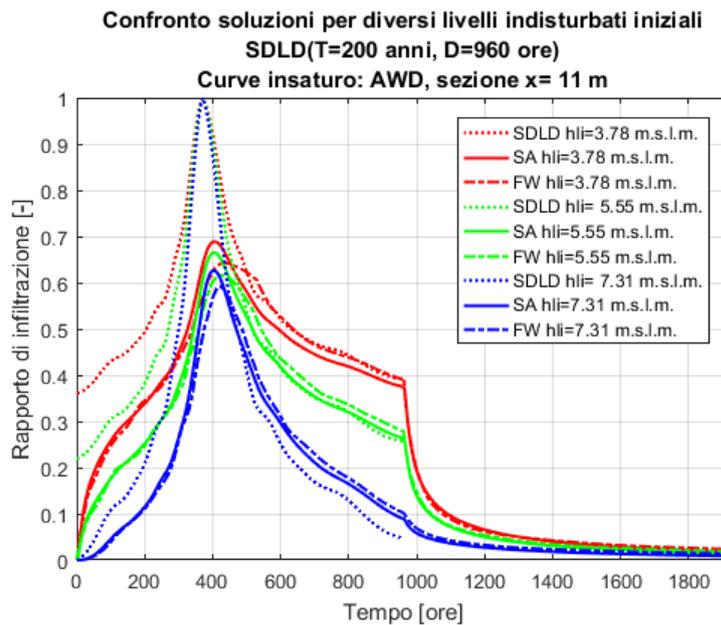


Figura 11.6-Confronto delle soluzioni per diversi valori di livello indisturbato iniziale (metodo semi-analitico/numerico, $x=11$ m)

In Figura 11.6 è possibile notare la tendenza alla sovrastima del massimo rapporto d'infiltrazione del modello semi-analitico rispetto a quello numerico nelle sezioni più vicine al fiume. Si può inoltre notare la tendenza delle soluzioni relative ai due modelli di filtrazione utilizzati ad avvicinarsi al crescere del livello indisturbato e quindi al diminuire, fino ad annullarsi del primo gradino di livello.

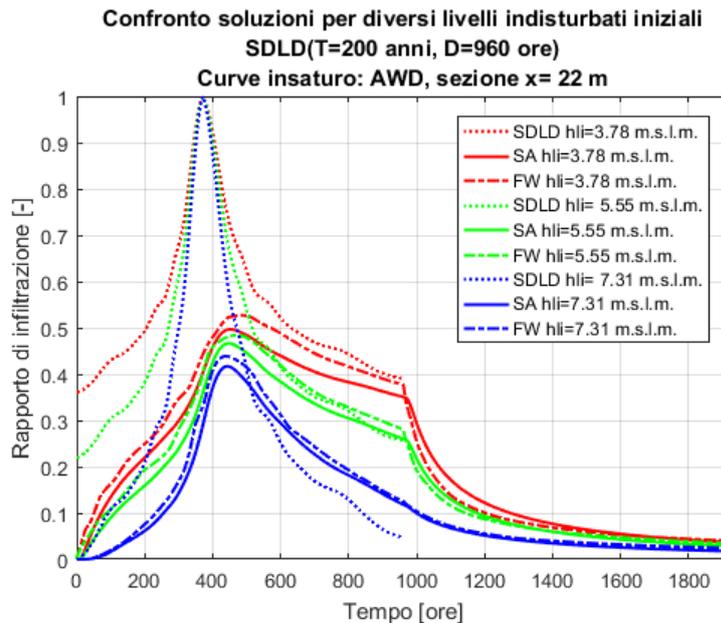


Figura 11.7-Confronto delle soluzioni per diversi valori di livello indisturbato iniziale (metodo semi-analitico/numerico, $x=22$ m)

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

In Figura 11.7 si può notare che già a 22 metri dal paramento lato fiume il modello semi-analitico produce una sottostima del massimo rapporto d'infiltrazione raggiunto. Anche in questo caso le soluzioni relative ai due modelli comportano un migliore adattamento al crescere del livello indisturbato iniziale.

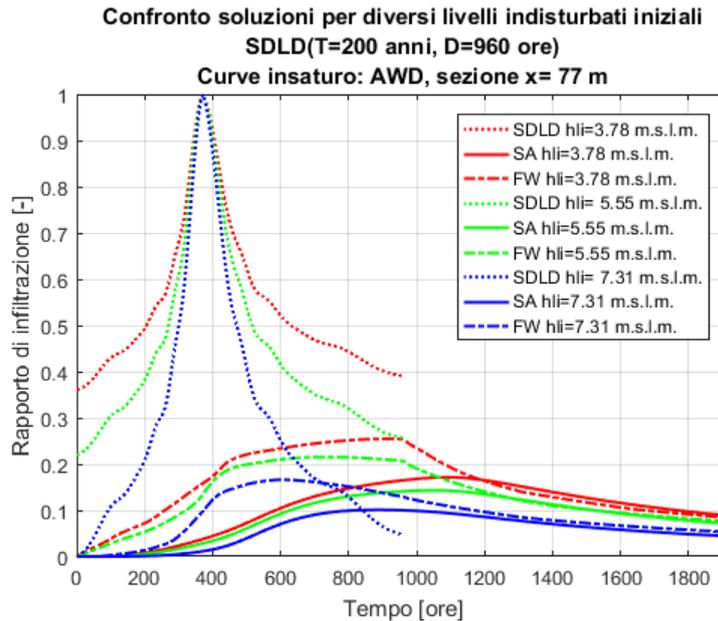


Figura 11.8- Confronto delle soluzioni per diversi valori di livello indisturbato iniziale (metodo semi-analitico/numerico, $x=77$ m)

In Figura 11.8 si può notare la grande influenza del gradino iniziale sulla soluzione. Risulta infatti evidente, per le curve in rosso (relative al livello indisturbato posto al livello iniziale della serie storica) che la soluzione nella sezione 77 risulta decisamente influenzata dal primo incremento di livello piuttosto che dal picco massimo raggiunto dall'idrogramma di progetto. Si può inoltre notare che le differenze tra i due modelli risolutivi in questo caso sono decisamente maggiori rispetto alle sezioni più vicine al fiume esaminate in precedenza.

Si sono infine analizzate le soluzioni relative ai due modelli di filtrazione ottenute relativamente agli SDLD di tempo di ritorno pari a 50, 100 e 200 anni in termini di rapporto d'infiltrazione imponendo però questa volta che il livello indisturbato iniziale coincidesse con il primo livello del SDLD.

I risultati ottenuti sono riportati in forma tabellare in appendice (13.2.2).

Come prima osservazione è possibile notare in Figura 11.9 e in Figura 11.10 che il rapporto d'infiltrazione del SDLD definito rispetto al livello indisturbato iniziale imposto pari al primo livello dell'idrogramma comporta che gli SDLD coincidano perfettamente sul piano $(t, R/I)$. Questo risultato, è dovuto all'indipendenza della forma della curva di riduzione dei colmi di piena dal tempo di ritorno.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

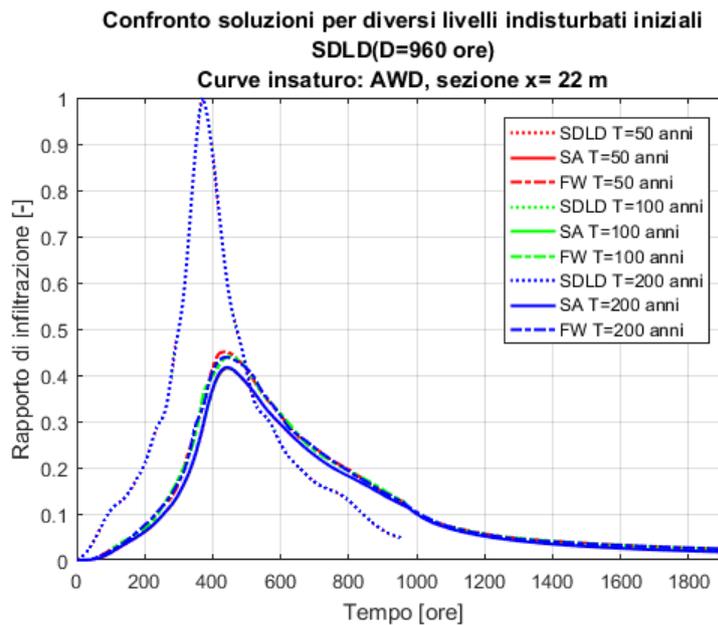


Figura 11.9-Confronto soluzioni modello semi-analitico e numerico per diversi tempi di ritorno del SDH ($x=22$ m)

In Figura 11.9 è possibile notare che le soluzioni relative ai tre idrogrammi sintetici di progetto ottenute con il modello semi-analitico risultano pressoché perfettamente coincidenti in termini di rapporto d'infiltrazione. Andando a considerare più nel dettaglio le soluzioni si notano in realtà piccole differenze, ma queste sono perfettamente legittimate dal lieve aumento dello spessore indisturbato dell'acquifero in condizioni iniziali H_0 il quale, come si è visto in precedenza influenza la soluzione. Se si considerano invece le soluzioni relative al modello numerico è possibile notare che queste ultime risultano leggermente più variabili in funzione del tempo di ritorno del SDH. Tale variabilità riguarda soprattutto i valori massimi raggiunti.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

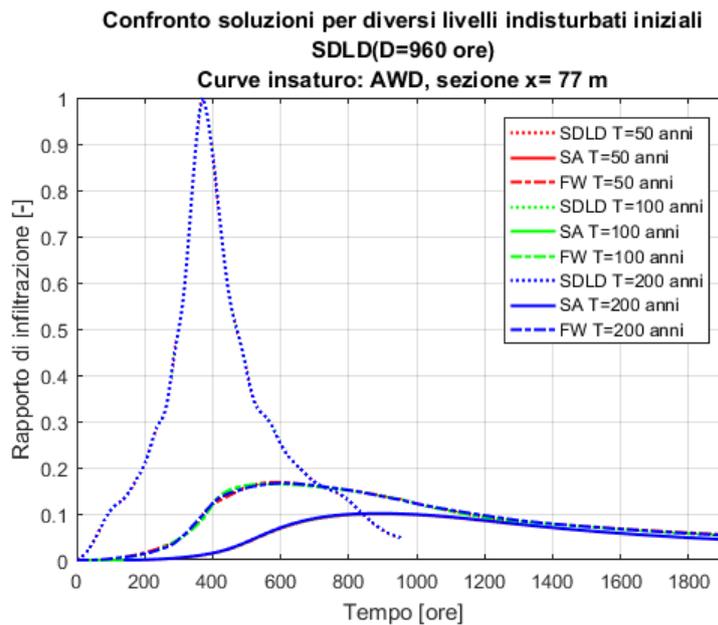


Figura 11.10-Confronto soluzioni modello semi-analitico e numerico per diversi tempi di ritorno del SDH ($x=77$ m)

In Figura 11.10 è possibile notare un migliore adattamento delle tre soluzioni adimensionalizzate relative al modello numerico per diversi valori di tempo di ritorno del SDH.

11.3.4 Conclusioni

In conclusione, dall'analisi dell'influenza del livello indisturbato di falda sulla soluzione è stato possibile dedurre che quest'ultimo, com'era prevedibile, influisce in maniera importante sui risultati sia in termini di quote piezometriche massime raggiunte e relativi tempi di ritorno, che in termini di rapporto d'infiltrazione e rapporto di posizione del picco. In particolare, l'influenza sul tempo di ritorno raggiunto si è rivelata decisamente importante, tuttavia, in questi termini, l'ipotesi di livello indisturbato iniziale costante per tutte le sezioni si è rivelata estremamente poco realistica per le sezioni più distanti dal fiume. Si ritiene quindi che l'imposizione di un livello indisturbato iniziale pari al primo livello dell'idrogramma di progetto (SDLD) possa risultare cautelativa per le sezioni per le quali in genere si ha interesse, nella pratica ingegneristica, nella determinazione della quota piezometrica. Si è in particolare notato che, nelle condizioni di simulazione (condizione di Average Wetting Drying per il materiale insaturo), per le prime tre sezioni analizzate, le soluzioni ottenute dall'applicazione dei due metodi risolutivi nella condizione con livello indisturbato iniziale posto pari al primo livello del SDLD sono risultate piuttosto vicine in termini di quota piezometrica massima raggiunta e relativo rapporto d'infiltrazione. Si è tuttavia riscontrato un tempo di ritorno relativo alle altezze massime raggiunte in queste tre sezioni decisamente superiore per il modello semi-analitico rispetto a quello numerico. Tale risultato può essere imputabile alla minore reattività di tale modello alle sollecitazioni imposte lato fiume, la quale è responsabile della determinazione di distribuzioni di EV1 di Gumbel meno disperse.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

Resta da analizzare l'influenza sulle soluzioni ottenibili dal modello numerico del parametro α di Van Genuchten, il quale è diretto responsabile della forma della curva di ritenzione e della funzione di permeabilità la cui influenza sulle soluzioni è evidente e comprovata. Tale analisi sarà effettuata al paragrafo successivo.

11.4 Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten

Al paragrafo 9.1 sono state ricavate le curve caratterizzanti il comportamento idraulico del materiale insaturo mediante applicazione del metodo di Sleep e successivamente della procedura di Van Genuchten sui risultati di quest'ultimo. Tale procedura ha permesso di determinare una serie di curve di ritenzione e di relative curve di permeabilità legate tutte alla stessa tipologia di terreno determinata in funzione della permeabilità satura di quest'ultimo. Tali curve tengono conto dell'isteresi tipica del materiale insaturo, della quale però non è possibile valutare l'effetto nei codici di calcolo agli elementi finiti vista la possibilità di inserire una sola coppia di curve di ritenzione e di permeabilità. Le curve tengono inoltre conto della dispersione registrata per le stesse dall'analisi effettuata da Sleep dei terreni catalogati nel database UNSODA.

Durante il funzionamento dell'arginatura sotto l'effetto di un'onda di piena e a maggior ragione nel caso di serie storiche di lunga durata si alterneranno per il materiale fasi di bagnatura e asciugatura, di conseguenza il contenuto idrico dovrebbe seguire curve caratteristiche differenti nelle due condizioni. Allo scopo di limitare l'errore di modellazione dell'isteresi si era quindi scelto di definire una condizione la cui curva caratteristica fosse intermedia tra quella media di bagnatura e di asciugatura.

In seguito, si intende analizzare l'effetto della scelta di curve di ritenzione e quindi di permeabilità relative alle diverse condizioni individuate da Sleep sulla soluzione. Tale analisi permetterà infatti di comprendere quale portata possa avere l'incertezza nella determinazione delle curve caratterizzanti il materiale insaturo sui risultati della modellazione numerica i quali saranno analizzati in termini di quota piezometrica massima raggiunta nelle diverse sezioni, del relativo valore di rapporto d'infiltrazione e di rapporto di posizione del picco.

11.4.1 Impostazioni dell'analisi

I modelli di filtrazione sono stati impostati in modo analogo a quanto fatto in precedenza. In particolare, restano invariati parametri del materiale (al di fuori di α che sarà fatto variare) e la definizione della mesh. Allo scopo di analizzare l'effetto di α sulla soluzione ottenibile si è scelto di effettuare le simulazioni imponendo come condizione al contorno lato fiume il SLDL di tempo di ritorno 200 anni. La condizione iniziale è stata invece fissata pari al primo livello di tale SLDL in modo da annullare il primo gradino di livello e ottenere quindi una soluzione maggiormente influenzata dalla forma dell'idrogramma. Si ricorda inoltre che tale situazione si è dimostrata essere quella per cui gli scarti tra il modello numerico e quello semi-analitico sono stati inferiori, si è quindi ritenuto che fosse la più indicata per misurare l'influenza del valore di α e quindi delle curve dell'insaturo sulla soluzione.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

Sono quindi state effettuate cinque simulazioni relative alle seguenti condizioni per la fascia insatura del materiale.

Condizione Wetting Boundary 90 % confidence (WB90)	$\alpha=15.850$ 1/m
Condizione Average Wetting (AW)	$\alpha=2.961$ 1/m
Condizione Average Wetting-Drying (AW-D)	$\alpha=1.436$ 1/m
Condizione Average Drying (AD)	$\alpha=0.696$ 1/m
Condizione Drying Boundary 90 % confidence (DB90)	$\alpha=0.114$ 1/m

Tabella 11.3-Condizioni del materiale nella fascia insatura analizzate

Tali condizioni corrispondono alle seguenti curve caratterizzanti il comportamento del materiale nella fascia insatura.

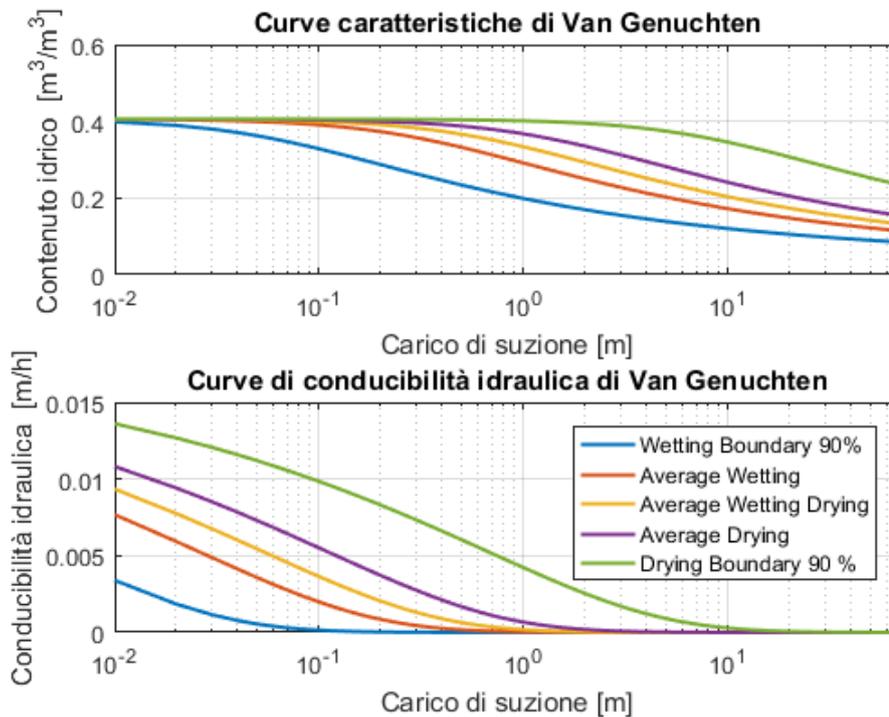


Figura 11.11-Curve di Van Genuchten relative alle diverse condizioni del terreno analizzate

Dai grafici riportati in Figura 11.11 è possibile notare che il parametro α di Van Genuchten risulta influenzare in modo molto importante la forma delle curve dei parametri del terreno. In particolare, valori molto alti di α caratterizzano una condizione di bagnatura del materiale con aumento del contenuto idrico a partire da valori ridotti dello stesso e comportano che le curve di permeabilità osservino una rapida decrescita della conducibilità idraulica per bassi valori di suzione. Tale condizione risulta avvicinarsi a quella di un modello saturo-asciutto come quello semi-analitico, per cui la permeabilità si annulla non appena il valore della

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

pressione dell'acqua interstiziale raggiunge quello della pressione atmosferica. Al contrario, valori molto piccoli di α , corrispondenti a una situazione di asciugatura del terreno, ossia di riduzione del contenuto idrico, comportano delle curve di permeabilità che tendono a mantenere valori elevati anche per carichi di suzione piuttosto grandi. Tale situazione si discosta in modo deciso da quella del modello semi-analitico (modello saturo-asciutto) e comporta la possibilità per l'acqua di muoversi sotto l'effetto dei gradienti di carico piezometrico anche in una zona piuttosto ampia al di sopra della parte di terreno satura.

In linea generale, ci si aspetta che valori molto piccoli di α comportino una grande reattività del sistema argine alle sollecitazioni imposte lato fiume in quanto nel complesso, tale sistema risulterà più permeabile rispetto a un sistema saturo-asciutto. Al contrario, nel caso di α molto grandi ci si aspetta che il sistema argine risulti decisamente meno reattivo alle sollecitazioni. Questo giustificherebbe le osservazioni fatte in precedenza per cui si era giustificata la maggiore reattività del modello numerico rispetto a quello semi-analitico in base alla maggiore permeabilità media del sistema arginale.

Occorre infine notare che le diverse curve del materiale insaturo esaminate sono relative a un gruppo di materiali definito da Sleep come "silty sand" ossia sabbie limose. L'utilizzo di una curva piuttosto che l'altra andando ad allontanarsi dalle condizioni medie porta il materiale a risultare più o meno assimilabile a una sabbia oppure a un limo. È infatti risaputo che le sabbie e in generale i materiali a grana grossa tendono ad essere descritti da curve di ritenzione caratterizzate da una rapida decrescita del contenuto idrico per bassi livelli di suzione, avvicinandosi quindi a un comportamento saturo-asciutto, mentre materiali a grana fine come i limi tendono invece a mantenere un contenuto idrico piuttosto elevato e quindi elevata conducibilità idraulica anche per valori di suzione piuttosto elevati. Ne consegue che una curva media tra la condizione di bagnatura e asciugatura di un terreno argilloso sarà vicina a quelle di asciugatura riportate in Figura 11.11, mentre al contrario quella relativa a un materiale sabbioso sarà vicina alle curve di bagnatura di Figura 11.11. Questa osservazione permetterà di esaminare i risultati ottenuti in un'ottica più ampia potendo comprendere in quali situazioni l'utilizzo del modello semi-analitico possa risultare più o meno adatto per la descrizione del moto di filtrazione.

11.4.2 Risultati dell'analisi

In seguito, si procede all'analisi dei risultati relativi alle diverse modellazioni effettuate. Allo stesso modo di quanto è stato fatto in precedenza i risultati saranno analizzati prima in termini di quote piezometriche massime raggiunte nelle diverse sezioni e poi in termini di rapporti d'infiltrazione e rapporti di posizione del picco. In questo caso non saranno effettuate analisi relative ai tempi di ritorno in quanto si ritiene che le distribuzioni di probabilità EV1 di Gumbel ricavate in precedenza non possano essere ritenute valide per curve di permeabilità differenti rispetto a quelle utilizzate per la modellazione della serie storica a partire da cui sono stati stimati i parametri delle stesse.

I risultati ottenuti sono riportati in forma tabellare in appendice (13.4.1).

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

11.4.2.1 Analisi dei valori massimi di quota piezometrica ottenuti

Così come ci si aspettava da quanto premesso a inizio capitolo, i valori massimi di quota piezometrica sono stati raggiunti, per il modello numerico, qualora sia considerato il valore minore di α tra quelli a disposizione. Tale risultato è dovuto alla maggiore permeabilità generale dell'arginatura all'onda di piena la quale viene trasmessa in modo maggiormente efficace se la permeabilità viene mantenuta a valori elevati anche al di sopra zona satura. Occorre inoltre considerare che per α piccolo, anche la capacità del materiale insaturo di immagazzinare acqua sarà ridotta, in quanto anche per elevati valori di suzione esso presenterà contenuti idrici vicini al valore di porosità. Ne conseguirà una diminuzione dell'effetto di immagazzinamento che contribuirà, insieme con la maggiore permeabilità nella fascia insatura, all'incremento dei livelli freatici.

Confrontando i risultati con il modello semi-analitico si è potuto notare che quest'ultimo risulta sovrastimare le quote piezometriche massime raggiunte, per lo meno nelle prime sezioni per le quali si ha maggiore interesse ingegneristico, nel caso in cui si consideri la condizione del materiale insaturo denominata Wetting Boundary 90 % confidence (α grande), la quale risulta essere la condizione più simile a quella di un comportamento di tipo saturo-asciutto per il terreno. Per le sezioni più lontane si nota invece la tendenza a produrre scarti tra i due modelli considerati che risultano essere decisamente inferiori. Questo risultato sembra confermare quanto intuito nelle analisi precedenti, ossia che l'effetto delle ipotesi semplificative del modello semi-analitico possa risultare a favore di sicurezza nelle sezioni vicine al fiume. Tale margine di sicurezza, nelle simulazioni effettuate in precedenza veniva però ridotto dal fatto che, considerando la condizione di Average Wetting-Drying (AW-D), la permeabilità media dell'ammasso poroso tende ad aumentare portando a una maggiore reattività del modello numerico alle sollecitazioni lato fiume. Occorre infatti considerare che la condizione Wetting Boundary (WB90) è quella che maggiormente tende ad avvicinarsi alla condizione saturo-asciutto del modello semi-analitico. Tale situazione permette di mettere maggiormente in luce l'influenza delle ipotesi semplificative di linearizzazione dell'equazione della filtrazione e di Dupuit la cui influenza, come previsto, risulta decrescente all'allontanarsi dal fiume.

Al diminuire del valore di α il sistema tende ad allontanarsi dal modello di tipo saturo-asciutto in quanto la permeabilità tende a mantenere valori sempre più elevati anche in zone parecchio distanti sopra la zona satura. Tale condizione porta a un incremento della permeabilità media dell'ammasso e a un conseguente incremento della reattività dello stesso alle sollecitazioni esterne, tale effetto si materializza nel raggiungimento di quote piezometriche sempre più alte le quali possono arrivare a superare anche di più di 1,5 m quelle ottenute dal modello semi-analitico nella condizione più critica di Drying Boundary (DB90). Come descritto in precedenza, il raggiungimento di livelli così elevati è sicuramente influenzato dalla ridotta capacità di immagazzinamento di acqua del materiale insaturo a causa degli elevati contenuti idrici presenti per elevati valori di suzione.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

11.4.2.2 Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico

Il confronto delle sue soluzioni è stato posto in termini di rapporto d'infiltrazione e di rapporto di posizione del picco.

Per quanto riguarda il rapporto d'infiltrazione valgono le stesse considerazioni fatte per le quote piezometriche in quanto in questo caso, avendo mantenuto la sollecitazione esterna e la condizione iniziali invariate, tale rapporto rappresenta semplicemente un'adimensionalizzazione della quota piezometrica rispetto all'altezza massima di piena costante.

Per quanto riguarda invece il rapporto di posizione del picco si è potuto osservare che quest'ultimo tende, al diminuire di α , a diminuire anch'esso avvicinandosi a quello relativo al SLDL che l'ha generato. Questo risultato è giustificato dalla maggiore permeabilità media che si trova a caratterizzare l'ammasso poroso in tale condizione, infatti, quest'ultimo diventerà man mano più "trasparente" riflettendo maggiormente, nelle diverse sezioni, le variazioni di livello piezometrico registrate nel fiume.

Si riportano in seguito le soluzioni in forma grafica relative a tre sezioni di riferimento.

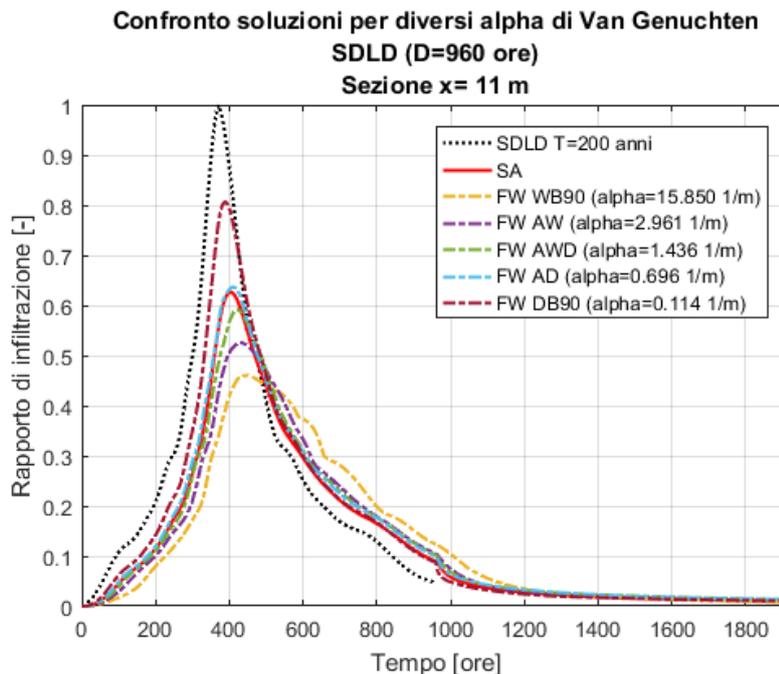


Figura 11.12-Confronto soluzioni modello numerico/semi-analitico per diversi valori di α di Van Genuchten (sezione x=11 m)

In Figura 11.12 è possibile notare la grande somiglianza tra la soluzione ottenuta per il modello numerico in condizioni Drying Boundary (DB90) e il SLDL posto come condizione al contorno. Tale somiglianza testimonia la maggiore permeabilità che caratterizza il sistema argine in questo caso. È inoltre possibile notare che il modello semi-analitico in questo caso tende ad avvicinarsi molto alla soluzione relativa al Average Drying (AD), mentre dal punto di vista

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

teorico, per un modello saturo-insaturo, ci si attenderebbe una vicinanza alla soluzione relativa alla condizione Wetting Boundary (WB90). Tale risultato è giustificato dal fatto che le ipotesi semplificative su cui si basa il modello semi-analitico, come discusso in precedenza hanno maggiore incidenza nelle sezioni vicine al fiume.

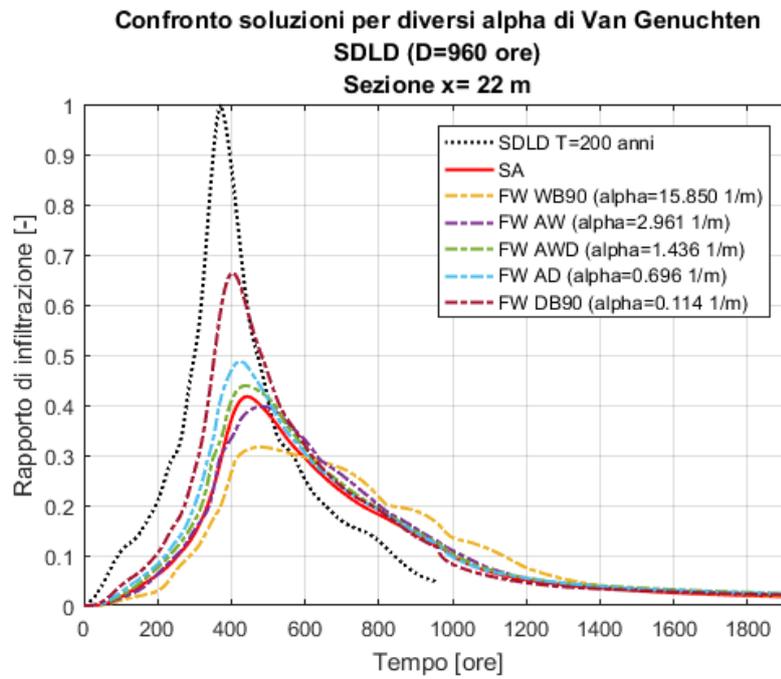


Figura 11.13-Confronto soluzioni modello numerico/semi-analitico per diversi valori di α di Van Genuchten (sezione $x=22$ m)

In Figura 11.13 è possibile notare che la soluzione del modello semi-analitico tende a porsi in una zona intermedia tra quella relativa alla condizione di Average Wetting Drying (AWD) e Average Wetting (AW), questo sembra testimoniare la minore influenza delle ipotesi semplificative del modello sui risultati.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

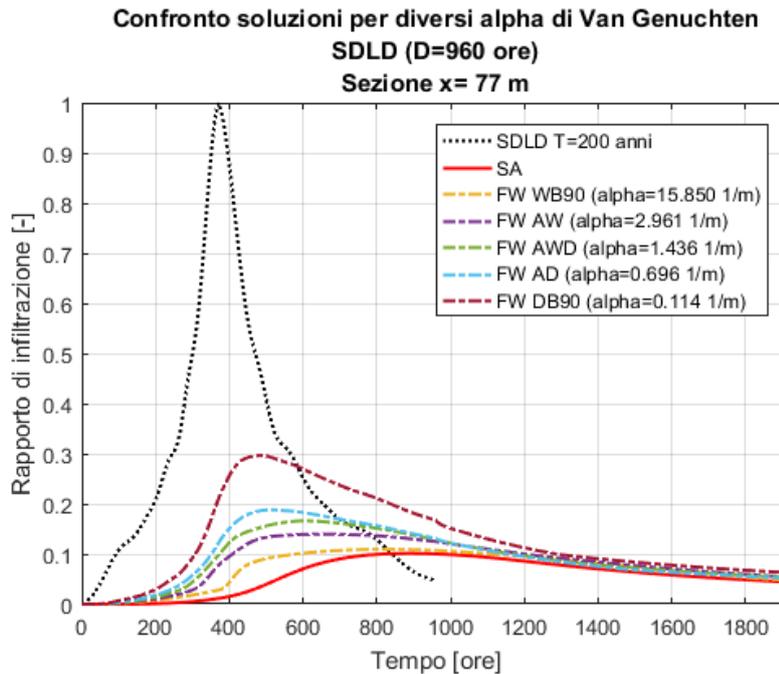


Figura 11.14-Confronto soluzioni modello numerico/semi-analitico per diversi valori di α di Van Genuchten (sezione $x=77$ m)

In Figura 11.14 si può notare che la soluzione relativa al modello semi-analitico tende ad avvicinarsi, come previsto, a quella relativa alla condizione di Wetting Boundary (WB90) la quale risulta essere la più vicina al modello di tipo saturo-asciutto. All'allontanarsi dal paramento lato fiume diminuisce infatti l'incidenza delle ipotesi semplificative del modello semi-analitico il quale pertanto tende ad avvicinarsi alla soluzione numerica il cui modello saturo-insaturo più si avvicina al modello saturo-asciutto.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

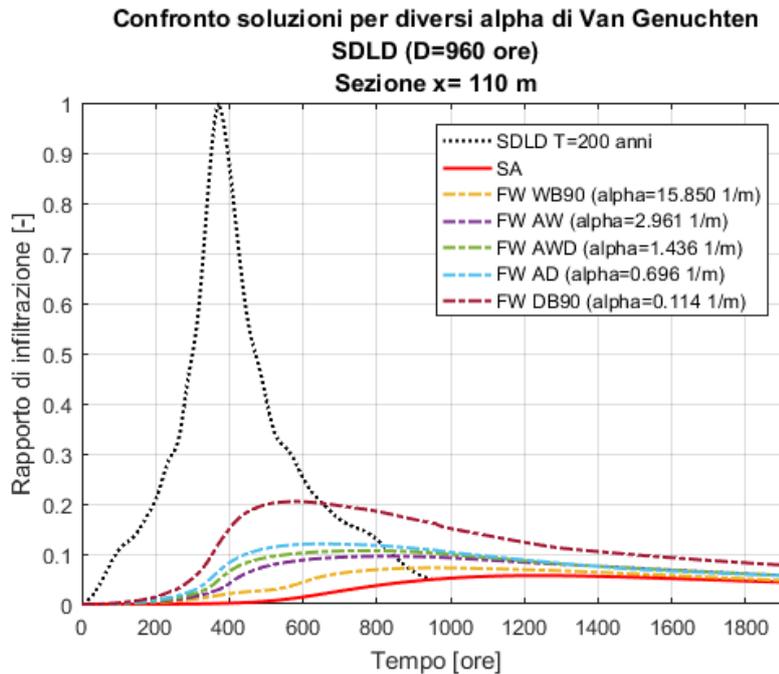


Figura 11.15- Confronto soluzioni modello numerico/semi-analitico per diversi valori di α di Van Genuchten (sezione $x=110$ m)

In Figura 11.14 è possibile notare che la soluzione relativa al modello semi-analitico tende a diventare inferiore a quella relativa al modello numerico. Si nota però che la forma della soluzione risulta molto simile per il modello semi-analitico e quello numerico in condizioni di Wetting Boundary (WB90). Si ritiene che tale risultato sia legato al fatto che la condizione di Wetting Boundary pur avvicinandosi al modello saturo-asciutto permette comunque di avere una fascia minima al di sopra della zona satura dove la permeabilità non è nulla. Tale condizione porta al raggiungimento di quote piezometriche e quindi di rapporti d'infiltrazione più elevati per il modello numerico.

11.4.3 Conclusioni

Dall'analisi di sensitività nei confronti del parametro α di Van Genuchten è emerso che quest'ultimo, a seguito della modifica delle curve caratteristiche e di permeabilità può condizionare in modo piuttosto marcato i risultati. In generale valori di α piccoli comportano una grande reattività dell'argine alle sollecitazioni esterne con quote piezometriche massime raggiunte molto elevate e grandi differenze con il modello semi-analitico viste le incompatibilità di modellazione del comportamento del materiale insaturo.

Nel caso in cui il valore di α sia grande il modello semi-analitico tende a sovrastimare le quote piezometriche in vicinanza al paramento lato fiume e si ritiene che questo sia dovuto all'influenza delle ipotesi semplificative di linearizzazione dell'equazione della filtrazione e di Dupuit introdotte.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

In sintesi, per le sezioni in cui si ha in genere maggiore interesse dal punto di vista ingegneristico, ossia quelle fino a 30-40 m dal paramento lato fiume, è possibile ritenere che il modello semi-analitico possa portare a risultati piuttosto simili a quelli del modello numerico nel caso in cui i materiali costituenti l'arginatura presentino curve caratterizzanti il comportamento nella fascia insatura intermedie a quelle previste dal modello di Sleep con riferimento a un limo-sabbioso/sabbia-limosa di caratteristiche affini a quelle analizzate nel presente lavoro.

Qualora si abbia interesse nel risolvere il moto di filtrazione relativamente a materiali il cui comportamento nell'insaturo possa avvicinarsi alla condizione DB90, ossia tipicamente argille e limi, occorre tenere conto che il modello semi-analitico tenderà a sottostimare le quote piezometriche a causa della sottostima della permeabilità media del sistema argine dovuta al modello saturo-asciutto su cui esso si basa.

Nel caso infine si abbia interesse a ricostruire l'andamento della falda a grande distanza dal fiume (caso piuttosto raro nella progettazione arginale) occorre tenere presente che il modello semi-analitico tenderà sempre a una condizione del tipo Wetting Boundary, ossia tenderà a sottostimare nettamente l'effetto della permeabilità nella zona insatura, producendo soluzioni maggiormente inerziali e smorzate rispetto a quelle ottenibili con un modello numerico.

In conclusione, si può affermare che, per lo meno per le condizioni più usuali relative al comportamento del materiale nella fascia insatura, gli errori legati alle ipotesi semplificative introdotte dal modello semi-analitico tendono a compensare l'effetto della mancata considerazione del moto di filtrazione che avviene nella zona insatura del mezzo poroso.

11.5 Analisi dell'influenza dello spessore dell'acquifero indisturbato sulla soluzione

Allo scopo di valutare l'influenza dello spessore dell'acquifero in condizioni indisturbate sulla soluzione si è deciso di ripetere l'analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten applicando questa volta i modelli risolutivi dell'equazione della filtrazione sul modello semplificato di arginatura definito al capitolo 7 avente spessore dell'acquifero indisturbato pari a 110 m nella condizione in cui il livello indisturbato si trovi a coincidere con il primo livello della serie storica. È infatti risaputo dalle analisi di Carravetta e Giugni & Fontana che lo spessore dell'acquifero indisturbato influisce sulla validità della soluzione lineare dell'equazione della filtrazione, pertanto, si intende comprendere se la modifica di tale parametro possa influire sull'accordanza delle due soluzioni.

Al paragrafo 7.2 si era definito lo spessore minimo richiesto per l'acquifero affinché le variazioni di livello nel fiume causate dalla serie storica e dagli SLDL risultassero compatibili con quanto descritto dalla relazione $h/H_0 \leq 0.2$ definita da Giugni & Fontana come limite di validità dell'equazione linearizzata della filtrazione. Si erano quindi stabiliti due valori per H_0 , uno vicino a tale limite e uno tale da poter considerare tale relazione ampiamente verificata.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

Ovviamente l'imposizione di uno spessore H_0 così elevato porta il modello semplificato di arginatura a separarsi completamente dalla reale condizione auspicabile per il tratto di fiume esaminato. Si ritiene tuttavia che tale configurazione possa avere interesse teorico in quanto dovrebbe permettere di capire quale possa essere l'influenza del trascurare i termini non lineari dell'equazione della filtrazione sulla soluzione ottenibile dal modello semi-analitico.

11.5.1 Impostazione dell'analisi

Allo scopo di ripetere la modellazione per le diverse configurazioni di caratteristiche del materiale nella fascia insatura si è dovuto procedere alla nuova modellazione numerica del modello semplificato di arginatura.

La mesh è quindi stata ridefinita seguendo la medesima procedura descritta al paragrafo 9.2.2, questa volta però il limite inferiore dell'acquifero e i bias sono stati modificati in modo da ottenere una modellazione adeguata dell'argine che potesse tenere conto adeguatamente dei gradienti di carico piezometrico in vicinanza al fiume. Le impostazioni con cui è stata definita la griglia di nodi sono riportate in Figura 11.16 e in Figura 11.17 è riportata la griglia tridimensionale di nodi ottenuta.

Dimension	Origin	Length (m)	Bias	Use base and limit	Number cells	Base cell size	Limit cell size
X-Dimension	0.0	500.0	1.05	<input checked="" type="checkbox"/>	10	1.0	7.0
Y-Dimension	0.0	1.0	1.0	<input type="checkbox"/>	1	10.0	50.0
Z-Dimension	-106.22	121.38	0.96	<input checked="" type="checkbox"/>	1	6.0	1.0

Figura 11.16-Impostazioni per la creazione della mesh (modello con spessore maggiorato dell'acquifero)

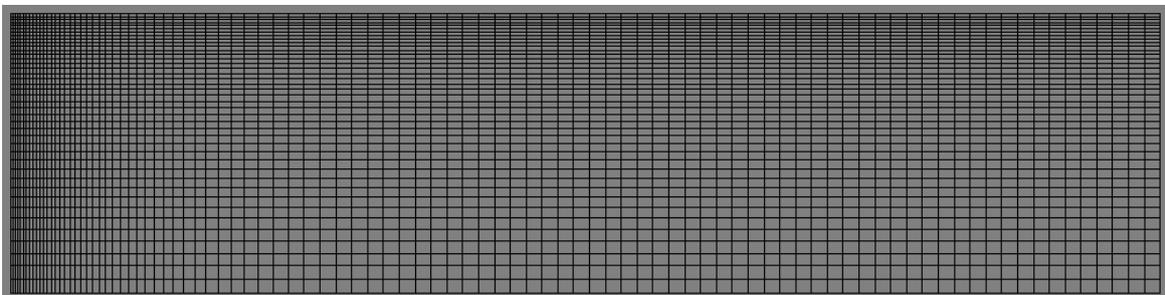


Figura 11.17-Griglia tridimensionale di nodi (modello con spessore maggiorato dell'acquifero)

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

Tutte le impostazioni del modello risolutivo sono state mantenute invariate rispetto alle modellazioni numeriche precedenti.

Per la risoluzione del modello semi-analitico sono stati riutilizzati i medesimi script Matlab definiti in precedenza e si è solamente proceduto a modificare il limite inferiore dell'acquifero dalla cui conoscenza il programma provvede a calcolare lo spessore dell'acquifero indisturbato che sarà utilizzato nel modello di calcolo.

Le simulazioni effettuate fanno riferimento alle medesime condizioni del terreno nella fascia insatura definite in precedenza secondo la Tabella 11.3.

11.5.2 Risultati dell'analisi

Le soluzioni ottenute sono state analizzate in termini di quote piezometriche massime raggiunte nelle diverse sezioni e dei relativi scarti tra i due modelli risolutivi utilizzati. Le medesime analisi sono quindi state ripetute in termini di rapporto di infiltrazione e di rapporto di posizione del picco. Si è inoltre proceduto a confrontare tali risultati con quelli ottenuti dalla medesima analisi di sensitività effettuata però con il primo modello semplificato di arginatura allo scopo di comprendere come la modifica dello spessore indisturbato di falda iniziale possa avere influito sui risultati.

I risultati ottenuti sono riportati in forma tabellare in appendice (13.4.2).

11.5.2.1 Analisi dei valori massimi di quota piezometrica ottenuti

Se si analizzano i risultati in termini di valori massimi della quota piezometrica raggiunti nelle diverse sezioni è possibile notare una differenza di comportamento tra il modello semi-analitico e quello numerico. L'aumento dello spessore dell'acquifero da 58,53 m a 113,53 m produce, nel modello semi-analitico, un incremento delle quote piezometriche massime che può raggiungere, per alcune sezioni, valori di circa 65 cm. Lo stesso comportamento non si osserva invece per il modello numerico, per lo meno per le prime sezioni e per le configurazioni del materiale insaturo caratterizzate da bassa permeabilità nella fascia insatura le cui quote piezometriche massime raggiunte nelle diverse sezioni risultano poco variabili (pochi centimetri) e inoltre spesso risultano inferiori nel modello con spessore maggiore rispetto al primo. Diverso è il comportamento nelle sezioni più lontane dal fiume, laddove si registrano leggeri aumenti anche nel modello numerico. Si può inoltre osservare che tali aumenti risultano crescenti al diminuire del valore di α di Van Genuchten ossia per quelle configurazioni le quali prevedono elevata permeabilità nella zona insatura.

Considerando che, dalle considerazioni effettuate in precedenza, il modello semi-analitico era sembrato maggiormente aderente a quello numerico per la condizione di Wetting Boundary (WB90), caratterizzato da bassa permeabilità nella fascia insatura e per le sezioni più distanti dal fiume, si può notare che, a parità di condizioni, l'aumento di quota piezometrica legato all'aumento dello spessore dell'acquifero risulta essere nettamente inferiore nel modello numerico rispetto a quanto previsto dal modello semi-analitico. Addirittura, in queste condizioni tale incremento risulta annullarsi o trasformarsi in un decremento di pochi

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

centimetri della quota piezometrica massima raggiunta. Sembra quindi che il modello numerico di filtrazione risulti nettamente meno sensibile allo spessore dell'acquifero rispetto a quello semi-analitico. Nelle condizioni di WB90 il modello semi-analitico risulta sovrastimare il livello della falda anche in maniera significativa, per lo meno nelle prime sezioni.

Il motivo dell'incremento di quota piezometrica che si registra per il modello semi-analitico è giustificabile riprendendo la (11.10) la quale definisce il rapporto d'infiltrazione per la soluzione di Marchi relativa a un'onda aperiodica rettangolare. Si può infatti notare che il termine H_0 si trova a denominatore dell'argomento della funzione errore e moltiplica la permeabilità k . Ne consegue che, l'aumento dello spessore indisturbato di falda iniziale abbia sulla soluzione un effetto simile a un aumento della permeabilità stessa, rendendo di fatto il modello maggiormente sensibile alle condizioni imposte lato fiume. Inoltre, anche lo smorzamento dell'onda di filtrazione risulterà diminuire.

Si deve infine ricordare che il modello semi-analitico si basa sull'approssimazione che h sia sempre piccolo rispetto a H_0 , e nella (11.10) infatti non compare lo spessore reale dell'acquifero $H = H_0 + h(x, t)$ ma solamente H_0 . Ne consegue che il valore di H_0 condiziona la soluzione a qualunque istante temporale della simulazione.

$$RI = \frac{h(x, t) - h_{li}}{h_{max}(x = 0) - h_{li}} = 1 - erf\left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{n}{k H_0 t}}\right) \quad (11.10)$$

Nel caso si faccia riferimento alla soluzione dell'equazione linearizzata della filtrazione con ipotesi di Dupuit per condizione al contorno lato fiume imposta sotto forma di un'onda sinusoidale, dalla soluzione di Supino si osserva una dipendenza da H_0 analoga a quella riscontrata per la soluzione di Marchi.

L'espressione dell'ampiezza dell'onda di filtrazione fornita da Supino è infatti data da:

$$h_{max}(x) - h_{li} = (h_{max}(x = 0) - h_{li}) \exp\left(-x \sqrt{\frac{\pi n}{k H_0 T}}\right) \quad (11.11)$$

dove T è il periodo dell'onda sinusoidale di piena.

Dalla (11.11) si può notare che l'effetto dell'incremento di H_0 anche in questo caso sarà simile a quello avuto per la soluzione di Marchi.

Ricordando la forma della funzione errore e che quest'ultima presenta valore nullo se l'argomento si annulla è possibile notare che:

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

$$\lim_{H_0 \rightarrow \infty} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{n}{k H_0 t}} \right) \right] = 1 \quad (11.12)$$

La (11.12) stabilisce quindi che al tendere del valore di H_0 a infinito il modello di Marchi comporta che il rapporto d'infiltrazione raggiunga il valore 1 per tutte le sezioni, ma questo è evidentemente inesatto. Infatti, tale risultato significherebbe che per un ammasso poroso caratterizzato da permeabilità k di valore finito una sollecitazione unitaria imposta lato fiume verrebbe trasmessa istantaneamente in sezioni poste a qualunque distanza dal fiume portando di fatto ad annullarsi la capacità smorzante e ritardante del sistema argine. In sostanza il modello con spessore infinito dell'acquifero iniziale si comporterebbe allo stesso modo di un modello dotato di permeabilità infinita. Ciò fa pensare che esista oltre ad un limite inferiore per lo spessore dell'acquifero definito dalla relazione determinata da Giugni & Fontana per la validità della soluzione lineare ($h_0/H_0 \leq 0,2$), anche un limite superiore dello stesso il quale limita l'applicabilità del modello semi-analitico.

Si vuole ricordare che al paragrafo 2.3.3 era stata introdotta la (11.13), definita da Marchi come soluzione maggiorante per il problema della filtrazione in rilevati arginali soggetti a un'onda di piena aperiodica rettangolare prescindendo dall'ipotesi di Dupuit in una configurazione di spessore infinito di falda.

$$RI = \frac{h_{max}(x, t) - h_{li}}{h_{max}(x = 0) - h_{li}} = \frac{2}{\pi} \operatorname{arctg} \left(\frac{k T}{n x} \right) \quad (11.13)$$

Tale equazione denota, come è ovvio, una dipendenza della soluzione dalla permeabilità k anche nel caso in cui lo spessore di falda risulti essere infinito, ne consegue un'ulteriore conferma della necessità di limitare anche superiormente lo spessore dell'acquifero per il quale il modello semi-analitico possa essere considerato valido.

Si è quindi proceduto a diagrammare le soluzioni ottenute dalla (11.13) e dalla (11.10), per valori di k e n analoghi a quelli con cui sono state svolte le simulazioni i cui risultati sono stati discussi in precedenza e per diversi valori dello spessore iniziale indisturbato di falda H_0 . I risultati sono stati diagrammati per due sezioni di riferimento poste rispettivamente a 11 m e a 110 m dal paramento lato fiume.

I valori di riferimento per H_0 relativamente alle soluzioni diagrammate in Figura 11.18 raggiungono valori elevati, nettamente superiori a quelli auspicabili in situazioni reali, allo scopo di indagare l'influenza del parametro su un range molto ampio di valori.

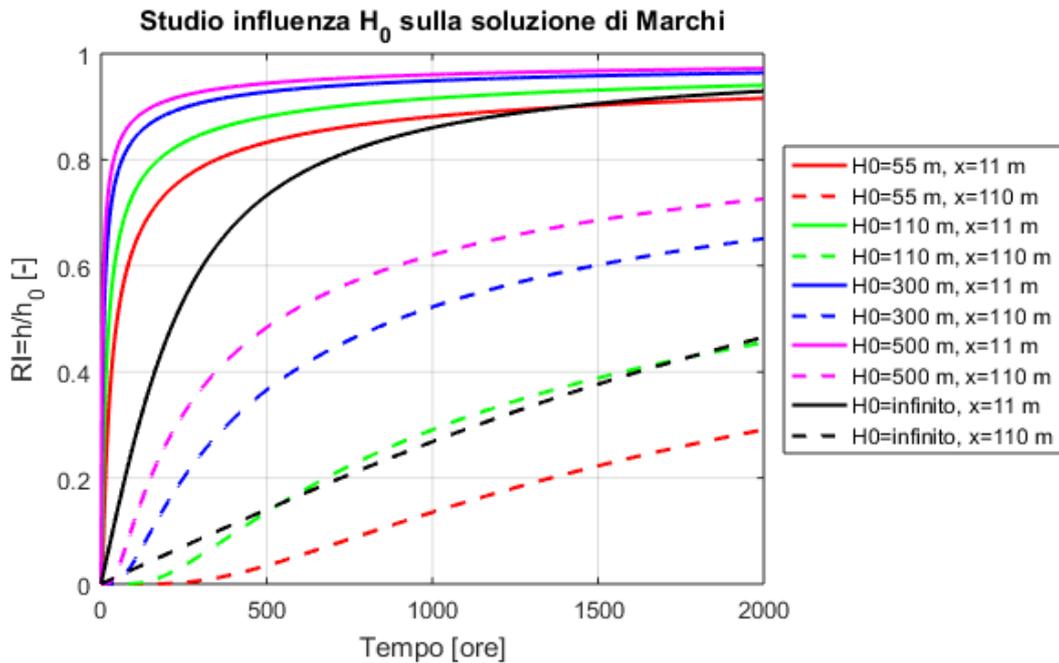


Figura 11.18-Influenza sulla soluzione di Marchi dello spessore dell'acquifero H_0

Da quanto riportato in Figura 11.18 si può notare che la soluzione in nero riguardante la (11.13) risulta decisamente differente rispetto a quelle ottenibili con la (11.10) per la sezione più vicina al fiume per tutti gli spessori dell'acquifero considerati, per lo meno per i primi tempi considerati. Si ritiene che tale differenza sia imputabile in larga misura all'ipotesi di Dupuit da cui la soluzione maggiorante di Marchi prescinde. Il fatto inoltre che tale soluzione risulti inferiore a tutte le altre per brevi durate dell'onda di piena sembra confermare che la tendenza notata per il modello semi-analitico alla sovrastima dei livelli piezometrici in vicinanza del fiume in seguito a rapidi incrementi di livello idrometrico sia dovuta all'influenza dell'ipotesi di Dupuit. Si può inoltre notare che per onde aperiodiche rettangolari di lunga durata, la soluzione maggiorante di Marchi risulta molto vicina a quella ottenuta dai modelli con $H_0 = 55\text{ m}$ e $H_0 = 110\text{ m}$, ciò giustifica il fatto che per variazioni di livello idrometrico piuttosto lente il modello semi-analitico non porti alla sovrastima delle quote piezometriche raggiunte ma anzi tenda a sottostimarle nel caso di $H_0 = 55\text{ m}$ rispetto al modello numerico.

Si ritiene quindi che l'eccessiva influenza sulla soluzione del modello semi-analitico di H_0 , specialmente nelle sezioni più vicine al fiume possa ritenersi imputabile all'ipotesi semplificativa di Dupuit e alla linearizzazione dell'equazione della filtrazione.

Resta tuttavia da giustificare il variare della sensibilità allo spessore dell'acquifero delle soluzioni ottenute dal modello numerico in funzione della forma delle curve caratterizzanti il comportamento idraulico del materiale nella fascia insatura.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

11.5.2.2 Analisi e confronto delle soluzioni relative al modello semi-analitico e numerico

Se si confrontano le soluzioni in termini di rapporto d'infiltrazione massimo si possono ripetere le stesse osservazioni relative alla quota piezometrica massima fatte in precedenza.

Dal punto di vista del rapporto di posizione del picco si può notare che il modello semi-analitico tende, per la soluzione relativa allo spessore dell'acquifero maggiore, ad anticipare la posizione del picco di quota piezometrica rispetto alla soluzione relativa all'acquifero di spessore inferiore. Un comportamento analogo si osserva per il modello numerico. L'anticipo dei picchi risulta essere maggiore per valori di α elevati e via via decrescente al decrescere di quest'ultimo.

Si confrontano in seguito le soluzioni espresse in forma grafica relative alle due configurazioni dell'acquifero esaminate per una serie di sezioni di riferimento.

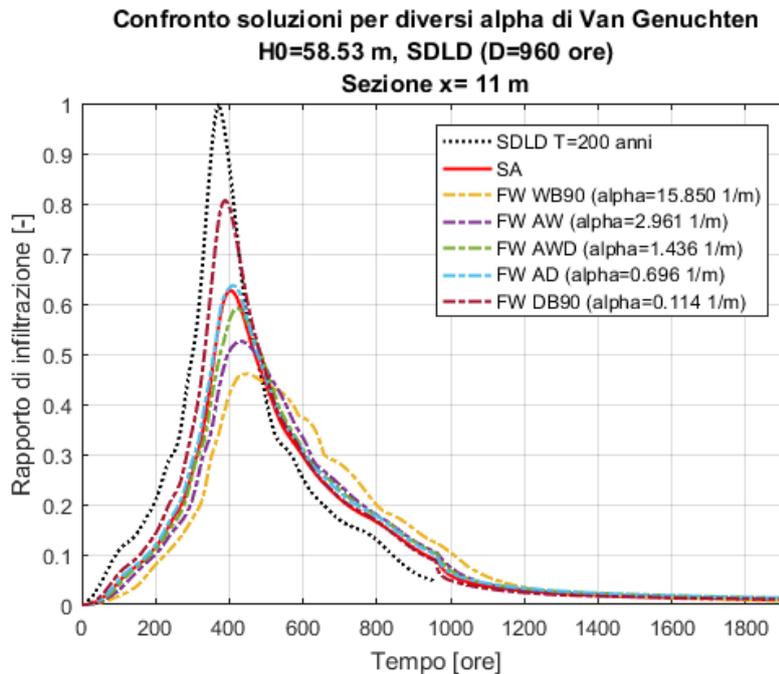


Figura 11.19-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=58.53$ m, $x=11$ m)

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

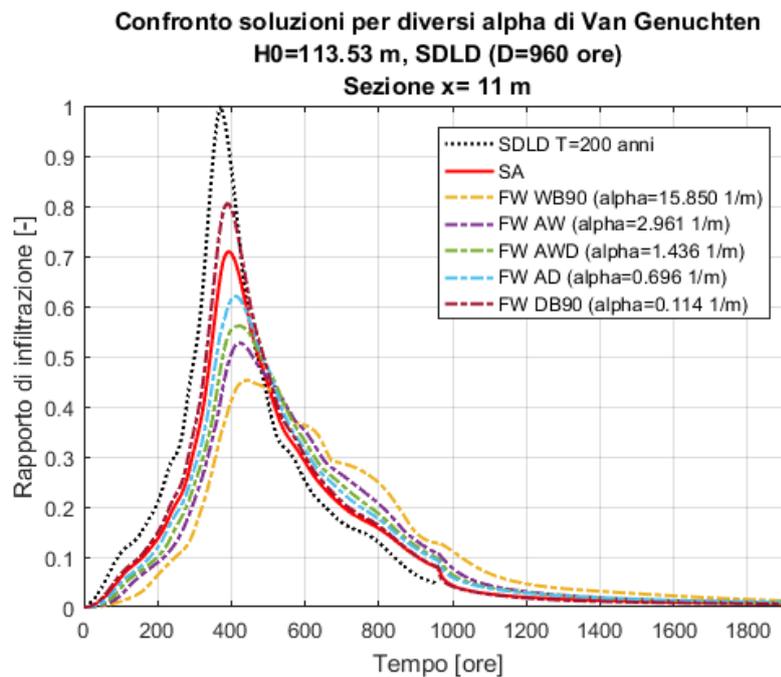


Figura 11.20-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=113.53$ m, $x=11$ m)

Dal confronto della Figura 11.19 e la Figura 11.20 è possibile notare che le soluzioni relative al modello numerico per le due configurazioni risultano molto poco influenzate dal valore di H_0 , mentre la soluzione relativa al modello semi-analitico cresce in maniera decisa nel modello con spessore dell'acquifero indisturbato maggiore. Si ritiene che tale risultato, vista la vicinanza al fiume della sezione considerata possa ritenersi imputabile alle considerazioni fatte in precedenza relativamente all'influenza di H_0 sulla soluzione del modello semi-analitico.

Lo stesso comportamento si può notare dal confronto della Figura 11.21 con la Figura 11.22 relativamente alla sezione $x=22$ m.

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

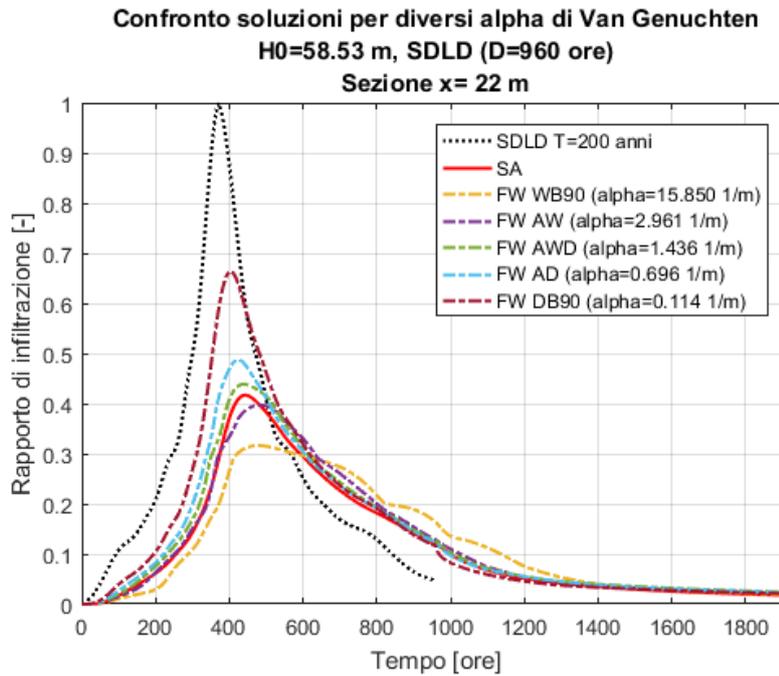


Figura 11.21-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=58.53$ m, $x=22$ m)

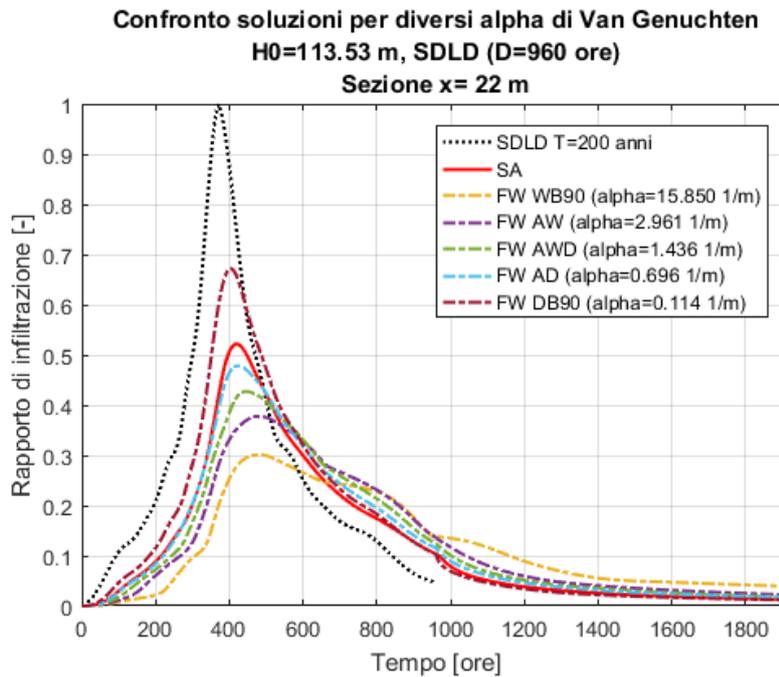


Figura 11.22-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=113.53$ m, $x=22$ m)

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

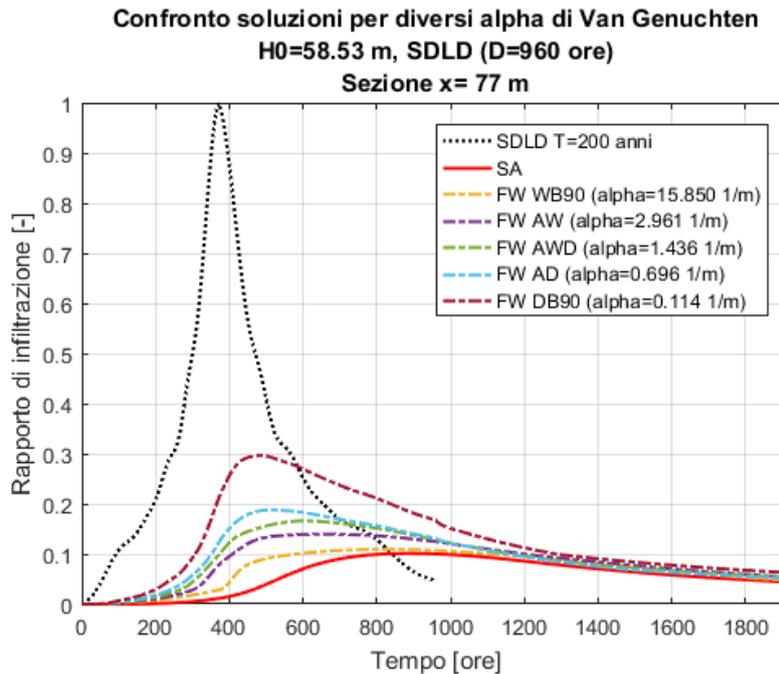


Figura 11.23-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=58.53$ m, $x=77$ m)

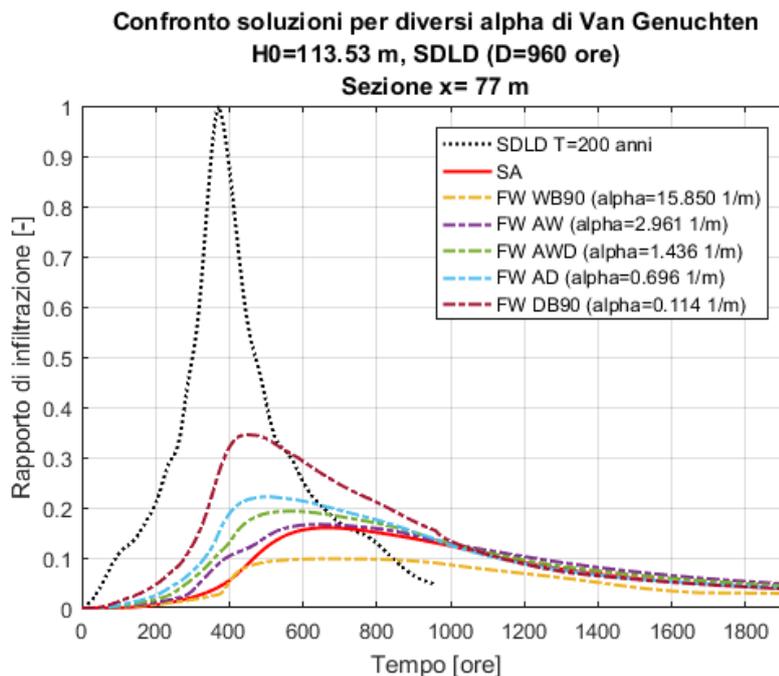


Figura 11.24-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=113.53$ m, $x=77$ m)

Dal confronto delle soluzioni relative alla sezione $x=77$ m riportate in Figura 11.23 e in Figura 11.24 è possibile notare che la tendenza della soluzione del modello semi-analitico all'adattamento a quella del metodo numerico relativa alla condizione di Wetting Boundary (WB90) che si osserva per $H_0=50,53$ m, non si osserva più nella seconda configurazione

11. Applicazione dei modelli di filtrazione (onde sintetiche di progetto)

dell'acquifero ($H_0=113,53$ m). Per quest'ultima configurazione infatti il modello semi-analitico tende a sovrastimare nettamente il livello massimo raggiunto.

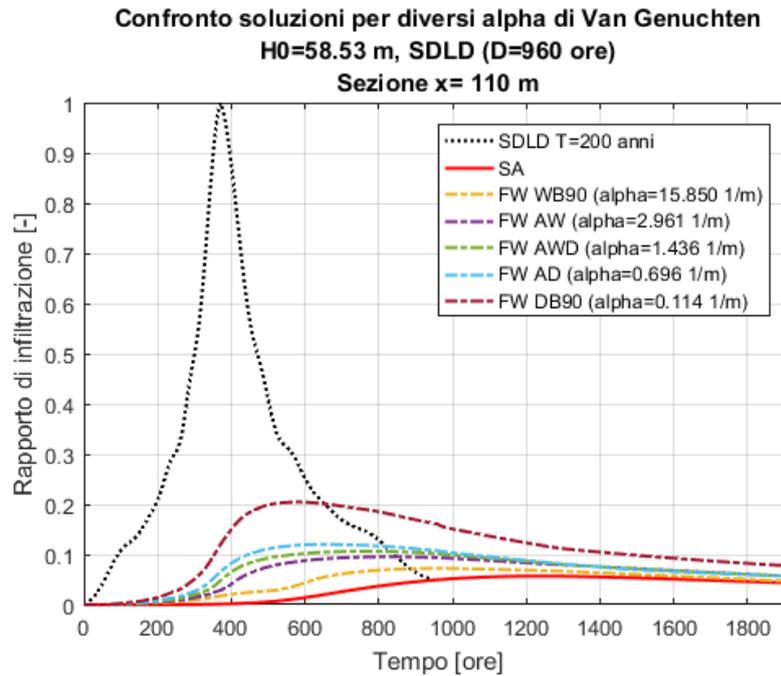


Figura 11.25-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=58.53$ m, $x=110$ m)

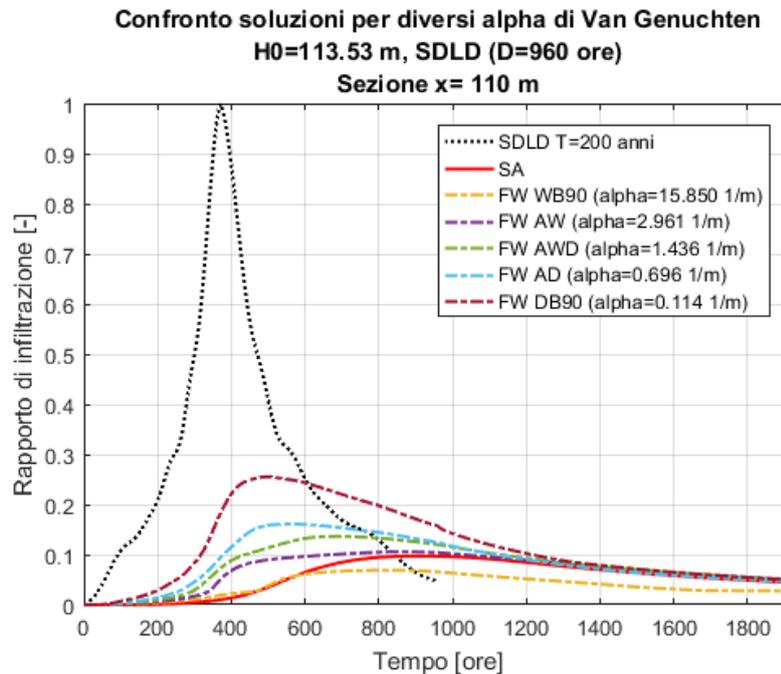


Figura 11.26-Analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten ($H_0=113.53$ m, $x=110$ m)

Dal confronto delle soluzioni ottenute per la sezione $x=110$ m, riportate in Figura 11.25 e in Figura 11.26 si può notare che anche molto distante dal fiume il metodo semi-analitico, nella

seconda configurazione, tende a sovrastimare il rapporto d'infiltrazione rispetto alla soluzione del metodo numerico relativa alla condizione Wetting Boundary (WB90).

11.5.3 Conclusioni

Dal confronto delle analisi di sensibilità al parametro α effettuate per le due diverse configurazioni dell'acquifero è stato possibile comprendere che la soluzione relativa al modello semi-analitico risulta essere pesantemente influenzata dallo spessore dell'acquifero indisturbato. Tale influenza si manifesta nell'aumento delle quote piezometriche massime raggiunte nelle diverse sezioni all'aumentare di H_0 . Si ritiene tuttavia che per valori elevati di H_0 tale influenza sia eccessiva a causa delle ipotesi semplificative su cui il modello semi-analitico si basa. Sorge quindi la necessità di limitare non soltanto il valore inferiore dello spessore dell'acquifero, come previsto da Giugni & Fontana (1999) e Carravetta (1957), ma di individuare anche un limite superiore per H_0 allo scopo di assicurare validità al modello semi-analitico. Si ritiene comunque che nelle configurazioni tipiche delle situazioni reali in cui si proceda alla verifica idraulica di un'arginatura, gli spessori dell'acquifero possano considerarsi lontani da tale valore limite superiore e che il limite più complicato da verificare sia piuttosto quello inferiore a causa della grande variabilità del livello idrometrico nel fiume.

Si è inoltre notato che, dal confronto dei risultati del modello semi-analitico e numerico nella condizione Wetting Boundary (WB90), la quale più si avvicina al modello saturo-asciutto, il primo modello tende alla sovrastima dei livelli piezometrici raggiunti in coerenza con quanto evidenziato in Figura 11.18 rispetto alla soluzione per spessore di falda infinito in assenza di ipotesi di Dupuit. La stessa tendenza non si registra invece nel caso in cui il modello del materiale insaturo preveda elevati valori di permeabilità nella fascia insatura per cui si registra una sottostima del modello semi-analitico rispetto a quello numerico.

12 Conclusioni

12.1 Sintesi del lavoro svolto

Nel presente lavoro di tesi si è svolta un'analisi del problema relativo al moto di filtrazione in regime non stazionario all'interno delle arginature fluviali procedendo innanzi tutto a una sintesi dei principali lavori bibliografici di interesse, svolti dalla metà del secolo scorso. Si sono quindi individuati i vantaggi e i relativi limiti legati agli approcci semplificati o sperimentali utilizzati in passato per la risoluzione dell'equazione della filtrazione e si è individuato un metodo, quello denominato semi-analitico, il quale come dice il nome stesso mantiene basi analitiche pur basandosi su un approccio risolutivo implementato nell'ambiente di programmazione Matlab. Tale metodo risulta basato sulla soluzione dell'equazione linearizzata di filtrazione con ipotesi di Dupuit per onde aperiodiche rettangolari di Marchi (1957). Si ritiene infatti che, pur vivendo nell'epoca dell'esponentiale sviluppo di metodi numerici in grado di risolvere il problema completo della filtrazione eliminando di fatto la maggior parte delle ipotesi semplificative poste in passato, possa tuttora riservare interesse l'individuazione di una metodologia semplificata di calcolo in grado di costituire un valido supporto al controllo delle soluzioni ottenibili dai sempre più diffusi software basati sul metodo FEM. Tali software infatti possono portare a un'estrema sottovalutazione della complessità del problema trattato riducendo l'analisi al semplice "dare in pasto" al risolutore numerico di un modello di arginatura senza disporre poi di validi strumenti per il controllo dei risultati.

Allo scopo di comprendere se il metodo semi-analitico individuato potesse risultare adatto, nei casi di applicabilità dello stesso a seguito della verifica delle ipotesi semplificative su cui si basa, al controllo dei risultati ottenibili dai modelli FEM, si è proceduto allo sviluppo di un caso studio su cui procedere alla risoluzione parallela di entrambi i modelli allo scopo del confronto dei risultati. Si è quindi introdotta la teoria del moto di filtrazione nel mezzo poroso insaturo e il codice di calcolo FEMWATER® il quale è stato preso come riferimento essendo un codice di calcolo agli elementi finiti estremamente potente in grado di garantire ampio controllo di una serie di parametri.

Il caso studio è stato sviluppato con riferimento alla sezione 65 del catasto delle arginature redatto dall'Autorità di Bacino del fiume Po, la quale si trova nei pressi dell'abitato di Pontelagoscuro in vicinanza di una stazione di misura del livello idrometrico in funzione dai primi del Novecento. Proprio la vicinanza di tale stazione idrometrica ha permesso la ricostruzione delle altezze idrometriche dal 1951 al 2016 e la relativa trasformazione in portate allo scopo di poter traslare tale serie storica in una configurazione univoca del fiume in ottica progettuale.

È quindi stato possibile determinare i parametri geotecnici e idraulici necessari alla modellazione mediante l'elaborazione dei dati reperiti da due studi effettuati su commissione dell'Autorità di Bacino del fiume Po e ottenere una configurazione media prevedibile per il tratto di fiume in esame. Si sono quindi sfruttate le conoscenze dei materiali ottenute per

12. Conclusioni

stimare i parametri idraulici fondamentali per la risoluzione del moto di filtrazione, ossia la conducibilità idraulica satura, la porosità, il contenuto idrico residuale e i parametri del modello di Van Genuchten assunto come riferimento per la modellazione del comportamento del materiale nella zona insatura.

Noti i parametri del materiale è stato possibile definire un modello semplificato di arginatura il quale permettesse l'applicazione del modello semi-analitico ma che allo stesso tempo mantenesse caratteristiche il più possibile vicine alla situazione reale del tratto di arginatura in esame.

Si è quindi proceduto all'applicazione dei modelli di risoluzione dell'equazione della filtrazione semi-analitico e numerico con riferimento alla serie storica di lunga durata relativa agli anni dal 1951 al 2016 allo scopo di determinare, in assenza di dati misurati di quota piezometrica, un andamento temporale della stessa in una serie di sezioni di riferimento del modello semplificato di arginatura. Si sono quindi stimate delle leggi probabilistiche dei valori estremi in grado di adattarsi con buon grado di approssimazione al campione di livelli piezometrici massimi annuali e si è proceduto all'analisi delle soluzioni ottenute allo scopo di comprendere quali fossero le principali caratteristiche degli eventi idrologici in grado di influenzare l'andamento delle quote piezometriche nelle diverse sezioni di riferimento.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalla modellazione della serie storica è stato possibile comprendere che i livelli piezometrici raggiunti nelle diverse sezioni del modello semplificato di arginatura risultano influenzati dalle portate massime raggiunte nel fiume ma soprattutto dai volumi transitati durante l'evento idrologico e che l'influenza dei due fattori descritti varia al variare della distanza della sezione considerata dal fiume.

Tale risultato è quindi stato sfruttato allo scopo di individuare uno strumento semplice mediante il quale determinare delle onde di piena semplificate di buona valenza statistica non solo in termini di portate massime raggiunte ma anche di volumi transitati. Tale strumento è stato individuato nell'idrogramma sintetico di progetto, proposto come condizione al contorno dei modelli di filtrazione da Tanda & Butera (2006) e costruito mediante la procedura proposta da Maione et al. (2000) basata sulla conoscenza delle curve di riduzione dei colmi di piena.

Si è quindi proceduto ad applicare la procedura di costruzione degli SDH descritta, apportando però una modifica nella definizione della curva di riduzione dei colmi di piena e decidendo di tenere conto non solo degli idrogrammi storici registrati durante le piene del fiume Po, ma degli interi idrogrammi annuali, allo scopo di evitare la perdita di informazioni relative a eventi caratterizzati da grandi volumi transitati e basse portate, la cui influenza sui valori massimi di quota piezometrica raggiunti, per lo meno nelle sezioni più distanti dal fiume è stata accertata in fase di simulazione della serie storica. Tale scelta è stata inoltre effettuata allo scopo di ottenere delle curve di riduzione dei colmi di piena definite per durate molto lunghe (fino a

40 giorni) in modo da poter determinare SDH di durata tale da sollecitare efficacemente le sezioni più lontane dal fiume.

Ottenuti gli SDH relativi a diversi tempi di ritorno si è proceduto all'analisi dell'efficacia degli stessi nel sollecitare con adeguato margine di sicurezza le diverse sezioni del modello semplificato di arginatura, proseguendo l'analisi iniziata da Tanda & Butera (2006) e portata avanti nelle tesi di Mozzoni (2011) e Sandrone (2014). A questo scopo si è sfruttata la conoscenza delle distribuzioni di probabilità EV1 di Gumbel definite per i livelli massimi di filtrazione nelle diverse sezioni in esame, ottenute con i due metodi di risoluzione del problema della filtrazione relativamente alla serie storica per studiare la sicurezza, in termini di probabilità di non superamento espressa in tempo di ritorno, della soluzione ottenibile dalla risoluzione dei modelli semi-analitico e numerico con SDLD imposti come condizione al contorno.

Si è inoltre analizzata l'influenza sulle soluzioni ottenute e sulla rispettiva sicurezza di una serie di parametri quali il tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto, il livello indisturbato iniziale di falda, e lo spessore dell'acquifero indisturbato. Si è poi esaminata la sensibilità della soluzione numerica al parametro α di Van Genuchten il quale risulta responsabile della forma delle curve descrittive il comportamento idraulico del materiale nella fascia insatura e della distinzione tra condizioni di asciugatura e bagnatura del materiale.

12.2 Sintesi dei risultati ottenuti

Si procede in seguito a una rapida sintesi dei risultati ottenuti in merito all'applicabilità del modello semi-analitico per la risoluzione del problema della filtrazione nei rilevati arginali. Si discute quindi l'efficacia dell'utilizzo dello strumento relativo all'idrogramma sintetico di progetto per l'applicazione a modelli di filtrazione e si confrontano i risultati ottenuti con la metodologia semplificata di individuazione della linea di saturazione proposta dalle direttive emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici e dal Magistrato del fiume Po.

12.2.1 Applicabilità del modello semi-analitico per l'individuazione della linea di filtrazione all'interno delle arginature fluviali

Dai risultati ottenuti in seguito all'applicazione del modello semi-analitico prima sulla serie storica pluriennale di lunga durata e in seguito sugli SDH è stato possibile dedurre che tale metodo può essere considerato come uno strumento di supporto per il confronto dei risultati ottenibili da modelli numerici di filtrazione, a patto che possano ritenersi valide le ipotesi semplificative su cui esso si basa. Si ritiene infatti che tale modello, pur non garantendo la certezza di fornire risultati a favore di sicurezza rispetto ai valori auspicabili nel problema reale, possa essere di aiuto al progettista nelle prime fasi della modellazione attraverso modelli numerici FEM per i quali si prevede una sempre maggiore diffusione nella pratica ingegneristica. A differenza dei metodi descritti al capitolo 2, basati su forme semplificate dell'idrogramma di piena atte a trovare soluzioni cautelative semplificate del problema della filtrazione arginale, il modello semi-analitico permette infatti di ricostruire storie temporali di

12. Conclusioni

livelli freatici maggiormente fedeli ai reali andamenti prevedibili, permettendo di ottenere soluzioni rapidamente confrontabili con quelle ottenute da modelli numerici.

Non si intende tuttavia proporre il modello semi-analitico come uno strumento risolutivo del problema della filtrazione da applicare direttamente nella progettazione arginale. Vista l'enorme potenza della FEA (Finite Element Analysis) la quale permette di rimuovere fondamentalmente tutte le ipotesi semplificative che sono negli anni state poste per cercare soluzioni all'equazione della filtrazione, sarebbe estremamente controproducente rinunciare a tale strumento. Si ritiene però che, viste le incertezze relative alla determinazione dei parametri del terreno, e in particolar modo delle curve dell'insaturo, possa essere utile affiancare (nelle prime fasi della modellazione) all'analisi FEM uno strumento semplificato in grado di indicare una linea guida per la soluzione ragionevolmente ottenibile, in modo da poter sospettare di soluzioni estremamente maggioranti o minoranti rispetto a quella del modello semi-analitico.

Come suggerito dalle linee guida fornite da USACE (United States Corps of Engineers) (Tracy et al, 2016) per la modellazione numerica del problema della filtrazione arginale in condizioni non stazionarie, nelle fasi iniziali della modellazione FEM, risulta sempre consigliabile procedere alla risoluzione di modelli semplici, caratterizzati da mezzo poroso omogeneo e isotropo, allo scopo di verificare l'efficacia della mesh nel garantire stabilità e convergenza alla soluzione. Si ritiene che in tale fase, l'utilizzo del modello semi-analitico (previa verifica dell'applicabilità dello stesso in base al rapporto tra massimi sopralzi della quota piezometrica rispetto allo spessore dell'acquifero) possa risultare un utile strumento per il controllo di eventuali problematiche di convergenza. Si vuole infatti evidenziare che uno dei problemi principali dell'utilizzo di modelli numerici nella risoluzione di problemi complessi e fortemente non lineari come quello della filtrazione è dovuto alla mancata possibilità di confrontare i risultati ottenuti con soluzioni semplificate, in grado di delineare, anche solo approssimativamente l'andamento prevedibile per i livelli freatici nell'arginatura.

Occorre tuttavia ricordare che l'applicazione del modello semi-analitico, così come descritto ai capitoli precedenti, si basa su una serie di ipotesi semplificative le quali sicuramente potranno giocare un ruolo fondamentale sulle soluzioni ottenibili. Si ritiene infatti che in un proseguimento dello studio potrebbe essere utile confrontare la soluzione del modello semi-analitico con quella del modello numerico nel caso in cui il paramento lato fiume ricalchi una sezione realistica dell'arginatura. Tale configurazione potrebbe infatti accentuare l'entità delle componenti verticali del campo di moto e di conseguenza produrre maggiori scostamenti tra i due metodi di risoluzione del problema della filtrazione proposti.

Un'altra analisi che potrebbe essere utile allo scopo di comprendere meglio la portata di applicazione del modello semi-analitico riguarda la risoluzione del modello numerico in una configurazione stratificata del terreno costituente l'arginatura e il relativo acquifero e il successivo confronto di tali risultati con quelli ottenuti nei capitoli precedenti. Successivamente, si potrebbe introdurre anche l'anisotropia del materiale allo scopo di tenere

conto delle inevitabili differenze tra la permeabilità verticale e quella orizzontale dovute alla stratificazione dei terreni. Analisi di questo tipo permetterebbero di quantificare meglio l'entità delle approssimazioni fatte con il modello semi-analitico.

Si ritiene infine che il modello semi-analitico possa essere considerato un valido strumento per l'analisi teorica dei principi fondamentali che regolano il moto di filtrazione nei rilevati arginali e che la semplice applicabilità a serie storiche anche di lunga durata possa permettere l'individuazione delle caratteristiche degli eventi idrologici da ritenersi critiche per il sistema in esame in termini di portate e volumi transitati.

12.2.2 Affidabilità degli idrogrammi sintetici di progetto per l'applicazione come condizione al contorno di modelli di filtrazione

Dall'analisi statistica effettuata sembrerebbe che l'idrogramma sintetico di progetto definito secondo la procedura indicata da Maione et al. (2000) descritta e applicata nel presente elaborato di tesi possa essere ritenuto un valido strumento per la progettazione e verifica idraulica delle arginature fluviali. Si ritiene tuttavia che siano necessari ulteriori studi allo scopo di analizzare i risultati ottenibili in altre sezioni fluviali e per altri bacini idrografici caratterizzati da dimensioni e caratteristiche differenti.

Particolare importanza dovrà in ogni caso essere data alla scelta della condizione iniziale, quest'ultima permette infatti di tenere conto in modo cautelativo del possibile effetto di sovrapposizione di onde di piena precedenti all'applicazione del SDH. Nel caso in cui la condizione iniziale corrisponda a una configurazione della quota piezometrica costante per tutto il modello, si ritiene che quest'ultima possa essere imposta pari al primo livello dell'idrogramma di progetto, limitando l'utilizzo dei risultati ottenuti a 30-40 metri dal paramento lato fiume dell'arginatura. In tali condizioni si è infatti dimostrata una buona aderenza (per il caso studio in esame) tra la sicurezza, espressa in termini di tempo di ritorno, propria del SDH e quella dei massimi livelli piezometrici raggiunti, nel caso di utilizzo del modello numerico FEM con riferimento a un modello saturo-insaturo definito per condizioni medie tra le condizioni di bagnatura e asciugatura del materiale. Anche in questo caso sarebbero necessari ulteriori approfondimenti riguardanti sezioni differenti, caratterizzate da materiali e stratigrafie diverse allo scopo di confermare l'attendibilità su larga scala di tale risultato. Ulteriori analisi sarebbero inoltre necessarie per verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti per durate differenti degli idrogrammi sintetici di progetto.

Un'analisi di questo tipo, ossia con condizione iniziale di quota piezometrica costante per tutti i nodi della mesh del modello numerico potrebbe essere utile, nelle fasi iniziali, per il confronto con il modello semi-analitico e, una volta ottenuti risultati soddisfacenti, la condizione iniziale potrebbe essere sostituita con una più realistica per la quota piezometrica, ad esempio utilizzando i risultati di una simulazione di moto permanente come condizione iniziale per la risoluzione del moto vario di filtrazione. Potrebbe ad esempio essere risolto il moto permanente di filtrazione relativamente a un livello imposto nel fiume pari al primo livello del SLDL e successivamente tali risultati potrebbero essere sfruttati come condizione al contorno

per il moto vario di filtrazione. Anche in questo caso sarebbe necessario individuare una condizione al contorno di valle da ritenere sufficientemente cautelativa, magari procedendo ad un'analisi statistica analoga a quella effettuata nel presente elaborato di tesi. Un'applicazione di questo tipo permetterebbe infatti di considerare una configurazione iniziale di falda più realistica rispetto all'imposizione di una quota piezometrica costante.

Nella definizione degli idrogrammi sintetici di progetto occorre considerare la necessità di ricavare curve di riduzione dei colmi di piena con riferimento a durate piuttosto lunghe, in modo da potere ricavare SDH di durata sufficiente a sollecitare adeguatamente le sezioni di interesse. Tali curve di riduzione dei colmi di piena dovranno quindi essere generalmente differenti rispetto a quelle utilizzate per altre applicazioni, quali ad esempio la verifica di casse di espansione o la risoluzione di modelli numerici di moto vario nel fiume quali Hec-Ras, per le quali non è richiesta la conoscenza di idrogrammi di lunga durata come nel caso dello studio del moto di filtrazione.

L'utilizzo degli SDH per la risoluzione del problema della filtrazione nelle arginature porta con sé i seguenti vantaggi:

- Definizione di sollecitazioni statisticamente cautelative al paramento di monte, prescindendo dall'utilizzo di idrogrammi misurati;
- Utilizzo di uno strumento nel quale intrinsecamente sono racchiuse informazioni relative alle portate massime ottenute per mezzo di inferenza statistica e dei volumi massimi transitati;
- Possibilità di ottenere idrogrammi sintetici di progetto mediante metodi di regionalizzazione prescindendo quindi dalla conoscenza di serie di misurazioni di lunga durata sul corso d'acqua di interesse;

12.2.3 Influenza sulle soluzioni numeriche del parametro α di Van Genuchten

Dall'analisi di sensitività effettuata si è potuto riscontrare una grande dipendenza della soluzione numerica dal parametro α di Van Genuchten il quale caratterizza la forma delle curve del materiale nella fascia insatura.

La determinazione accurata delle curve caratterizzanti il comportamento idraulico dei terreni insaturi, come descritto al capitolo 3, resta tuttora estremamente problematica e incerta. Ne consegue che la definizione dei parametri relativi alle curve di Van Genuchten, prese come modello di riferimento nel presente elaborato, risulta anch'essa decisamente ambigua. A seconda del tipo di analisi effettuata e delle condizioni ragionevolmente prevedibili di asciugatura o bagnatura del materiale andranno scelti adeguati valori dei parametri di Van Genuchten mediante l'applicazione di una o più delle numerose procedure presenti in letteratura per la determinazione delle curve di ritenzione e di permeabilità. Occorre inoltre tenere presente che tale scelta condizionerà il grado di accordanza tra la soluzione del modello semi-analitico e quella del modello numerico.

12. Conclusioni

Vista la grande importanza che le curve descrittive il comportamento idraulico del materiale insaturo rivestono nella risoluzione dei modelli di filtrazione è immediato comprendere che le soluzioni derivanti da modelli numerici FEM di tipo saturo-insaturo saranno inevitabilmente caratterizzate da un certo grado di incertezza.

Nel caso di verifica idraulica delle arginature fluviali sotto l'effetto di un'onda di piena si ritiene che, essendo il materiale caratterizzato dall'alternanza di fasi di bagnatura e successiva asciugatura, le curve da ritenersi caratterizzanti in modo migliore il comportamento idraulico dell'arginatura possano essere considerate intermedie tra quelle relative alla condizione di bagnatura e asciugatura (Tracy et al, 2016). L'utilizzo di tale condizione per il materiale nella zona insatura ha portato, nelle simulazioni effettuate in precedenza, a discreta accordanza tra le soluzioni numerica e semi-analitica. In generale, con riferimento alle curve individuate dalla procedura seguita al paragrafo 9.1, si è notata una discreta vicinanza tra le soluzioni relative al modello semi-analitico e quelle numeriche riferite alle condizioni medie di asciugatura o bagnatura del terreno nella condizione di $H_0=58,53$ m e per sezioni distanti 20-30 m dal fiume.

12.2.4 Influenza sulle soluzioni dello spessore dell'acquifero

Le analisi effettuate sulle soluzioni ottenibili per i due modelli di filtrazione hanno permesso di comprendere che una grande influenza sulle stesse è data dallo spessore dell'acquifero. Tale influenza è risultata essere decisamente maggiore per il modello semi-analitico rispetto a quello numerico nel caso in cui α sia molto grande e ci si trovi quindi in condizioni vicine a quelle caratterizzanti un modello di tipo saturo-asciutto per il terreno. Si ritiene che tale risultato sia dovuto all'influenza delle ipotesi semplificative su cui si basa il modello semi-analitico. Per valori di α decrescenti, ossia per configurazioni del materiale nella fascia insatura che tendono a mantenere elevata permeabilità per elevati valori di suzione, si è invece registrata una sempre maggiore sensibilità anche per il modello numerico, allo spessore dell'acquifero.

12.3 Confronto delle soluzioni ottenute con quella semplificata indicata nelle direttive del Magistrato del fiume Po

Si è immaginato di porsi in un'ottica progettuale della sezione di arginatura in esame procedendo a risolvere i modelli di filtrazione semi-analitico e numerico imponendo come condizione al contorno lato fiume l'idrogramma sintetico di tempo di ritorno pari a 200 anni, la condizione iniziale è stata invece posta pari al primo livello dell'idrogramma. Si sono quindi riportati i risultati ottenuti per le diverse sezioni in termini di quota piezometrica massima raggiunta per il modello caratterizzato da spessore dell'acquifero in condizioni indisturbate $H_0=58,53$ m. Si è in seguito proceduto a confrontare tali risultati con la linea di filtrazione a pendenza costante suggerita per il tratto in esame del fiume Po dalle direttive per la progettazione e adeguamento delle arginature, come inclinata di 1:6 a partire dal livello massimo raggiunto nel fiume. Il modello caratterizzante il comportamento del terreno nella fascia insatura è stato considerato nelle diverse condizioni individuate dall'applicazione della procedura di Sleep seguita al paragrafo 9.1 allo scopo di comprendere come la variabilità delle

12. Conclusioni

curve di Van Genuchten potesse influire sulla sicurezza derivante dall'utilizzo della procedura semplificata di identificazione della linea di filtrazione descritta.

In Figura 12.1 sono riportati i risultati ottenuti, dai quali è possibile notare la grande variabilità della posizione della linea di filtrazione al variare delle condizioni del terreno nella fascia insatura. È inoltre possibile notare che, se si esclude la configurazione più estrema di DB90 (Drying Boundary 90 % confidence) la quale risulta corrispondente a una configurazione poco probabile del terreno, il metodo semi-analitico risulta fornire risultati piuttosto vicini a quelli ottenuti dal metodo numerico. In particolare, si nota una tendenza a sovrastimare le quote piezometriche in vicinanza al paramento lato fiume dell'arginatura per poi sottostimare le stesse a partire da una distanza superiore ai 20-25 m. Si può inoltre notare la tendenza della soluzione relativa al modello semi-analitico ad avvicinarsi a quella numerica relativa a una condizione di asciugatura del terreno in vicinanza al fiume e al contrario ad una condizione di bagnatura dello stesso al crescere di x .

Dal confronto dei risultati con la linea di filtrazione di pendenza 1:6 suggerita da AdbPo per il tratto di fiume in esame si può notare che quest'ultima comporta una tendenza alla sovrastima dei risultati fino a 15-20 m dal paramento dell'arginatura semplificata. Oltre tale distanza invece la tendenza di tale linea è a trovarsi al disotto di quelle ottenute con i modelli di filtrazione utilizzati. In particolare, nel caso si utilizzino curve di Van Genuchten aventi valore ridotto di α si nota che tale linea semplificata di filtrazione tende a sottostimare quella ottenuta dal modello numerico già per distanze attorno ai 15 m dal fiume. Nel caso si preveda la configurazione estrema di asciugatura del materiale (DB90) si ottiene invece una soluzione sovrastimante le quote piezometriche previste dalla linea di filtrazione inclinata di 1:6 per tutte le sezioni in esame.

12. Conclusioni

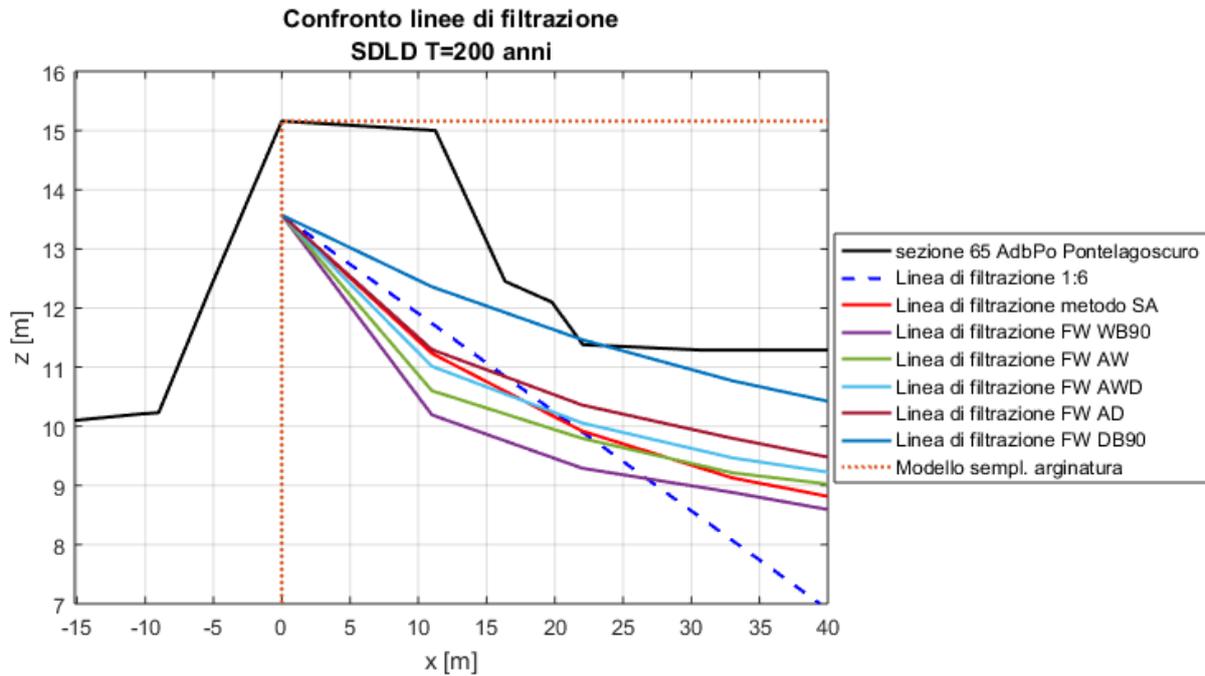


Figura 12.1-Confronto delle linee di filtrazione ottenute con i diversi modelli di filtrazione

I risultati ottenuti evidenziano ancora una volta l'estrema importanza relativa alla corretta determinazione delle curve caratterizzanti il comportamento idraulico del terreno nella fascia insatura.

Si vuole infine porre attenzione sul fatto che l'individuazione della linea di saturazione potrebbe non essere sufficiente alla determinazione delle pressioni interstiziali in vicinanza al fiume in quanto in tale zona la distribuzione delle pressioni potrebbe non essere idrostatica. In tali situazioni l'unica via per la stima della pressione è quella numerica.

Bibliografia

- AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po. (2004). *Caratterizzazione della vulnerabilità delle arginature di Po in relazione ai fenomeni di sifonamento ed erosione*. Parma.
- AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po. (2004). *Catasto delle arginature maestre del fiume Po*. Parma.
- AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po. (2005). *progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori di pianura lungo l'asta medio-inferiore del fiume Po*. Parma.
- AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po. (2014). *Analisi del livello di sicurezza delle arginature rispetto al sifonamento, allo sfiancamento e al rischio sismico*. Parma.
- AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po. (2014). *Fiume Po da Torino al mare: analisi del livello di sicurezza delle arginature rispetto al sormonto*. Parma.
- AdbPo: Autorità di Bacino del fiume Po. (2014). *Fiume Po da Torino al mare: censimento delle rotte storiche*. Parma.
- AdbPo: Autorità di bacino del fiume Po. (s.d.). *Progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori lungo l'asta medio-inferiore del fiume Po: la verifica sismica delle arginature*. Parma.
- APAT: Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i servizi Tecnici. (2003). *Atlante delle opere di sistemazione fluviale*. Roma.
- Arpa Emilia-Romagna. (s.d.). Tratto da <https://www.arpae.it/>
- Bertagozzi, G. (s.d.). Tratto da Idrogeologia.net: <http://www.idrogeologia.net>
- Bianco, G. (1982). Contributo sperimentale allo studio di falde a superficie libera in moto vario. Oscillazioni aperiodiche di grande ampiezza. *L'Energia Elettrica*.
- Butera, I., & Tanda, M. G. (2006). Analysing river bank seepage with a synthetic design hydrograph. *Water Management*, 119-127.
- Butera, I., & Tanda, M. G. (2010). *Appunti sui fenomeni di moto delle acque e trasporto nelle falde acquifere*. Torino.
- Carravetta, R. (1957). Falde a superficie libera in moto vario. *L'Energia Elettrica*.
- Claps, P., Fiorentino, M., & Laio, F. (2003). Scale di deflusso di piena di corsi d'acqua naturali. *La difesa idraulica del territorio*. Trieste.
- Colleselli, P. I. (2003). *Stabilità e sicurezza delle arginature fluviali*. Ferrara.

- Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica, Politecnico di Torino. (2001). *Studio dei terreni di fondazione di un tratto campione degli argini maestri del fiume Po attraverso prospezioni geofisiche da eseguirsi mediante metodi sismici ed elettrici*. Torino.
- Giugni, M., & Fontana, N. (1999). Sulla determinazione della linea di infiltrazione all'interno di un argine fluviale. *L'Acqua*.
- (2013). *GMS User Manual (v9.1): The Groundwater Modelling System*.
- Idrologia Polito*. (2017). Tratto da <http://www.idrologia.polito.it>
- ISPRA . (2017). *ANABASI: ANALisi statistica di BAsi delle Serie storiche di dati Idrologici, macro Excel a supporto delle Linee Guida ISPRA*. Roma.
- ISPRA. (2013). *Linee guida per l'analisi e l'elaborazione statistica di base delle serie storiche di dati idrologici*.
- Isprambiente*. (2017). Tratto da Isprambiente: <http://www.isprambiente.gov.it>
- Lancellotta, R. (2012). *Geotecnica*.
- Maione, U., Mignosa, P., & Tomirotti, M. (2000). Synthetic Design Hydrographs for river flood management. *Int. Symposium on River Flood Defence*. Kassel.
- Maione, U., Mignosa, P., & Tomirotti, M. (2003). Regional estimation of synthetic design hydrographs. *Intl. J. River Basin Management Vol. 1. No. 2*, 151-163.
- Marchi, E. (1957). Un criterio per la verifica alla filtrazione delle arginature in terra. *Giornale del Genio Civile*.
- Mozzoni, E. (2011). *Studio della filtrazione nei rilevati arginali in regime non stazionario, Tesi di laurea in ingegneria civile*. Università di Parma.
- Richards, D., Talbot, C., Lin, H.-C., Yeh, G.-T., Cheng, J.-R., Cheng, H.-P., & Jones, N. (s.d.). *FEMWATER, A Three-Dimensional Finite Element Coputer Model for Simulating Density-Dependent Flow and Transport in Variably Saturated Media, Version 3.0*.
- Sandrone, F. (2014). *Modellazione numerica e semi-analitica del moto di filtrazione in moto vario nei rilevati arginali, Tesi di laurea in ingegneria civile*. Politecnico di Torino.
- Sleep, M. D. (2011). *Analysis of Transient Seepage Through Levees*. Blacksburg, VA.
- Supino, G. (1955). *La linea di filtrazione negli argini e nelle dighe in terra. Calcolo di stabilità per le arginature fluviali*. Atti del V Convegno regionale dell'Ass. Idrotecnica Italiana.
- Tracy, F., Brandon, T., & Corcoran, M. (2016). *Transient Seepage Analyses in Levee Engineering Practice*. USACE (US Army Corps of Engineers).

Van Genuchten , M. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America*.

Wikipedia. (s.d.). Tratto da https://it.wikipedia.org/wiki/Metodo_degli_elementi_finiti

13 Appendice

13.1 Portate massime annuali e relativi tempi di ritorno nella sezione di Pontelagoscuro (1951-2016)

Anno	Portata [m ³ /s]	T [anni]	Anno	Portata [m ³ /s]	T [anni]
1951	10300	43	1984	6312	3
1952	4200	1	1985	5813	2
1953	7440	6	1986	6880	4
1954	4505	1	1987	5531	2
1955	2382	1	1988	4955	2
1956	5015	2	1989	4991	2
1957	7383	6	1990	2981	1
1958	5696	2	1991	4989	2
1959	7767	8	1992	7210	5
1960	6590	4	1993	7617	7
1961	4627	1	1994	8857	16
1962	4704	1	1995	4700	1
1963	7035	5	1996	7376	6
1964	5948	2	1997	4667	1
1965	6239	3	1998	4383	1
1966	7667	7	1999	5790	2
1967	2500	1	2000	9850	32
1968	7572	7	2001	4565	1
1969	6030	3	2002	8479	12
1970	2933	1	2003	5513	2
1971	5289	2	2004	5895	2
1972	5921	2	2005	3277	1
1973	4059	1	2006	4603	1
1974	5696	2	2007	2720	1
1975	5443	2	2008	5641	2
1976	8112	9	2009	7191	5
1977	7688	7	2010	6050	3
1978	5774	2	2011	5758	2
1979	8189	10	2012	4426	1
1980	4529	1	2013	6841	4
1981	6421	3	2014	8532	13
1982	5329	2	2015	3456	1
1983	6145	3	2016	5620	2

Tabella 13.1-Portate massime annuali e relativi tempi di ritorno

13.2 Risultati tabellari relativi all'analisi dell'influenza del tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto sulla soluzione

13.2.1 Livello indisturbato iniziale pari al primo livello della serie storica (1951-2016)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 3,78 m.s.l.m. (01/01/1951 ore 12:00)																					
SDH D=960 h, T=50 anni, $\alpha=1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDL	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	12,25	9,57	9,23	7,93	8,13	6,88	7,40	6,20	6,92	5,77	6,46	5,45	6,10	5,18	5,85	4,95	5,64	4,76	5,44	4,60	5,25
Δh,max		0,34		-0,21		-0,53		-0,72		-0,69		-0,65		-0,67		-0,69		-0,68		-0,65	
T	50	28	22	25	16	16	14	14	14	13	12	12	11	11	11	11	11	9	10	8	9
ΔT	-	5		9		2		0		1		1		0		-1		-2		-1	
Ri,max	-	0,633	0,597	0,454	0,476	0,339	0,396	0,265	0,344	0,217	0,293	0,183	0,254	0,153	0,227	0,128	0,204	0,107	0,181	0,090	0,161
ΔRi,max	-	0,037		-0,022		-0,057		-0,079		-0,076		-0,071		-0,073		-0,076		-0,074		-0,071	
RPP	0,386	0,423	0,453	0,471	0,480	0,553	0,535	0,694	0,549	0,947	0,679	1,071	0,842	1,129	0,898	1,205	1,000	1,302	1,000	1,420	1,000
ΔRPP	-	-0,030		-0,009		0,018		0,145		0,268		0,229		0,231		0,205		0,302		0,420	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.2-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto ($T_{SDH}=50$ anni, $h_{II}=3.78$ m.s.l.m.)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 3,78 m.s.l.m. (01/01/1951 ore 12:00)																					
SDH D=960 h, T=100 anni, $\alpha=1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDL	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	12,92	10,06	9,70	8,29	8,47	7,16	7,80	6,43	7,17	5,97	6,72	5,62	6,35	5,32	6,05	5,07	5,83	4,85	5,61	4,68	5,40
Δh,max		0,35		-0,18		-0,64		-0,74		-0,76		-0,73		-0,73		-0,76		-0,76		-0,72	
T	100	44	36	39	23	24	23	19	19	18	17	17	16	15	15	14	16	11	15	10	12
ΔT	-	9		16		1		0		0		1		0		-2		-4		-2	
Ri,max	-	0,687	0,648	0,494	0,513	0,370	0,439	0,290	0,371	0,239	0,322	0,202	0,282	0,169	0,249	0,141	0,224	0,117	0,201	0,099	0,177
ΔRi,max	-	0,039		-0,020		-0,070		-0,081		-0,083		-0,080		-0,080		-0,083		-0,083		-0,079	
RPP	0,386	0,423	0,455	0,471	0,491	0,555	0,544	0,703	0,595	0,967	0,653	1,074	0,835	1,131	0,951	1,207	1,000	1,304	1,000	1,422	1,000
ΔRPP	-	-0,032		-0,020		0,011		0,108		0,314		0,239		0,180		0,207		0,304		0,422	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.3-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto ($T_{SDH}=100$ anni, $h_{II}=3.78$ m.s.l.m.)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 3,78 m.s.l.m. (01/01/1951 ore 12:00) SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	10,53	10,07	8,64	8,94	7,43	8,04	6,65	7,42	6,16	6,96	5,79	6,58	5,46	6,27	5,18	6,00	4,95	5,78	4,76	5,55
Δh,max		0,46		-0,30		-0,61		-0,77		-0,81		-0,79		-0,81		-0,82		-0,83		-0,79	
T	200	70	52	61	38	35	30	27	27	25	25	23	23	20	22	19	23	14	21	12	17
ΔT	-	18		23		5		0		0		0		-2		-4		-7		-4	
RI,max	-	0,689	0,642	0,497	0,527	0,373	0,435	0,293	0,371	0,243	0,325	0,205	0,286	0,172	0,254	0,143	0,227	0,119	0,204	0,100	0,181
ΔRI,max	-	0,047		-0,030		-0,062		-0,078		-0,082		-0,081		-0,083		-0,084		-0,085		-0,081	
RPP	0,386	0,423	0,452	0,471	0,504	0,556	0,527	0,711	0,633	0,983	0,647	1,075	0,826	1,133	0,956	1,209	1,000	1,305	1,000	1,423	1,000
ΔRPP	-	-0,029		-0,033		0,029		0,078		0,336		0,249		0,177		0,209		0,305		0,423	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.4-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=3.78$ m.s.l.m.)

13.2.2 Livello indisturbato iniziale pari al primo livello relativo agli idrogrammi sintetici di progetto

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari al primo livello del SDLD SDH D=960 h, T=50 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	12,25	10,13	9,93	8,94	9,14	8,23	8,56	7,79	8,16	7,50	7,93	7,30	7,74	7,16	7,55	7,06	7,40	6,98	7,29	6,92	7,20
Δh,max		0,20		-0,20		-0,33		-0,37		-0,43		-0,44		-0,39		-0,34		-0,31		-0,29	
T	50	48	45	88	47	104	57	166	73	278	104	485	152	875	215	2275	383	3146	574	6393	661
ΔT	-	3		41		48		93		174		333		660		1892		2573		5731	
RI,max	-	0,695	0,673	0,565	0,587	0,487	0,523	0,438	0,479	0,407	0,454	0,386	0,433	0,370	0,413	0,359	0,396	0,350	0,384	0,343	0,374
ΔRI,max	-	0,022		-0,022		-0,036		-0,040		-0,047		-0,048		-0,042		-0,037		-0,034		-0,031	
RPP	0,386	0,421	0,440	0,463	0,453	0,524	0,498	0,597	0,513	0,696	0,519	0,804	0,545	0,931	0,615	1,055	0,674	1,172	0,736	1,294	0,810
ΔRPP	-	-0,019		0,009		0,026		0,084		0,177		0,259		0,317		0,381		0,435		0,483	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.5-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto ($T_{SDH}=50$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD)

Appendice

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (*) per livello indisturbato iniziale pari al primo livello del SDLD																					
SDH D=960 h, T=100 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	12,92	10,69	10,42	9,44	9,59	8,69	9,07	8,22	8,67	7,92	8,33	7,71	8,10	7,56	7,94	7,45	7,81	7,37	7,70	7,30	7,60
Δh,max		0,27		-0,15		-0,38		-0,45		-0,41		-0,39		-0,38		-0,36		-0,34		-0,30	
T	100	82	74	164	75	196	105	332	145	589	189	1098	275	2119	432	6196	887	8816	1410	19442	1616
ΔT	-	8		88		92		186		399		823		1687		5308		7406		17826	
RI,max	-	0,756	0,727	0,619	0,636	0,537	0,578	0,486	0,535	0,453	0,498	0,430	0,473	0,414	0,455	0,402	0,441	0,392	0,429	0,385	0,418
ΔRI,max	-	0,030		-0,016		-0,042		-0,049		-0,045		-0,043		-0,042		-0,040		-0,037		-0,033	
RPP	0,386	0,420	0,438	0,463	0,470	0,523	0,469	0,596	0,515	0,694	0,548	0,802	0,593	0,929	0,608	1,052	0,632	1,169	0,677	1,290	0,751
ΔRPP	-	-0,018		-0,007		0,054		0,081		0,146		0,209		0,321		0,420		0,492		0,539	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.6-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto ($T_{SDH}=100$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER) per livello indisturbato iniziale pari al primo livello del SDLD																					
SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,23	11,01	9,92	10,06	9,13	9,47	8,64	9,09	8,32	8,80	8,10	8,55	7,94	8,35	7,83	8,19	7,74	8,07	7,67	7,98
Δh,max		0,22		-0,14		-0,34		-0,45		-0,48		-0,45		-0,41		-0,37		-0,34		-0,31	
T	200	139	134	297	125	361	170	645	258	1215	381	2413	578	4971	901	16277	1914	23799	3193	56793	3754
ΔT	-	5		173		191		387		835		1836		4070		14363		20606		53039	
RI,max	-	0,761	0,739	0,627	0,641	0,546	0,581	0,496	0,542	0,463	0,512	0,441	0,487	0,425	0,467	0,413	0,451	0,404	0,439	0,397	0,429
ΔRI,max	-	0,022		-0,014		-0,035		-0,046		-0,049		-0,046		-0,042		-0,037		-0,034		-0,032	
RPP	0,386	0,420	0,438	0,461	0,457	0,522	0,501	0,595	0,497	0,693	0,523	0,800	0,574	0,926	0,630	1,049	0,681	1,166	0,733	1,285	0,809
ΔRPP	-	-0,018		0,004		0,021		0,098		0,170		0,226		0,296		0,368		0,432		0,476	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.7-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di tempo di ritorno dell'idrogramma sintetico di progetto ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD)

13.3 Risultati tabellari relativi all'analisi dell'influenza del livello indisturbato iniziale sulla soluzione

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER) per livello indisturbato iniziale pari a 3,78 m.s.l.m. (01/01/1951 ore 12:00)																					
SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	10,53	10,07	8,64	8,94	7,43	8,04	6,65	7,42	6,16	6,97	5,79	6,58	5,46	6,27	5,18	6,00	4,95	5,78	4,76	5,55
Δh,max	-	0,46		-0,30		-0,61		-0,77		-0,81		-0,79		-0,81		-0,82		-0,83		-0,79	
T	200	70	52	61	38	35	30	27	27	25	25	23	23	20	22	19	23	14	21	12	17
ΔT	-	18		23		5		0		0		0		-2		-4		-7		-4	
Rl,max	-	0,689	0,642	0,497	0,527	0,373	0,435	0,293	0,372	0,243	0,325	0,205	0,286	0,172	0,254	0,143	0,227	0,119	0,204	0,100	0,181
ΔRl,max	-	0,047		-0,030		-0,062		-0,078		-0,082		-0,081		-0,083		-0,084		-0,085		-0,081	
RPP	0,386	0,423	0,453	0,471	0,505	0,556	0,528	0,711	0,634	0,983	0,648	1,075	0,826	1,133	0,956	1,209	1,001	1,305	1,001	1,423	1,001
ΔRPP	-	-0,030		-0,034		0,028		0,077		0,335		0,249		0,177		0,208		0,304		0,422	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.8-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di livello indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=3.78$ m.s.l.m.)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 4,66 m.s.l.m.																					
SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=55.88 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	10,71	10,30	8,97	9,20	7,86	8,35	7,14	7,87	6,67	7,38	6,35	7,04	6,08	6,76	5,84	6,54	5,65	6,34	5,49	6,15
Δh,max	-	0,41		-0,23		-0,49		-0,73		-0,71		-0,69		-0,68		-0,69		-0,69		-0,66	
T	200	83	65	91	50	62	44	59	50	62	46	71	48	78	52	100	66	90	72	100	63
ΔT	-	18		41		18		10		16		22		25		33		18		38	
Rl,max	-	0,678	0,633	0,483	0,509	0,359	0,414	0,278	0,360	0,226	0,305	0,190	0,267	0,159	0,236	0,133	0,211	0,111	0,188	0,093	0,167
ΔRl,max	-	0,046		-0,026		-0,055		-0,082		-0,079		-0,078		-0,077		-0,078		-0,077		-0,074	
RPP	0,386	0,422	0,444	0,469	0,484	0,547	0,527	0,673	0,550	0,889	0,668	1,059	0,722	1,120	0,856	1,195	0,939	1,290	1,001	1,405	1,001
ΔRPP	-	-0,022		-0,016		0,020		0,123		0,221		0,338		0,264		0,256		0,289		0,404	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.9-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di livello indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=4.66$ m.s.l.m.)

Appendice

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 5,55 m.s.l.m. SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=56.77 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	10,89	10,49	9,29	9,43	8,29	8,79	7,64	8,19	7,21	7,87	6,92	7,55	6,70	7,28	6,51	7,08	6,35	6,91	6,22	6,76
Δh,max	-	0,39		-0,14		-0,50		-0,55		-0,65		-0,63		-0,58		-0,57		-0,55		-0,54	
T	200	99	79	136	64	113	75	131	76	165	95	223	112	310	131	554	199	588	248	850	247
ΔT	-	20		72		38		55		70		112		179		354		340		603	
Rl,max	-	0,665	0,616	0,466	0,484	0,341	0,404	0,260	0,329	0,207	0,289	0,171	0,249	0,143	0,215	0,120	0,191	0,100	0,169	0,084	0,151
ΔRl,max	-	0,049		-0,018		-0,063		-0,069		-0,082		-0,079		-0,072		-0,071		-0,069		-0,067	
RPP	0,386	0,421	0,441	0,467	0,489	0,539	0,514	0,643	0,546	0,785	0,550	0,982	0,655	1,098	0,764	1,175	0,864	1,269	0,942	1,382	1,001
ΔRPP	-	-0,020		-0,022		0,025		0,097		0,235		0,327		0,334		0,311		0,327		0,381	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.10-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di livello indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{li}=5.55$ m.s.l.m.)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 6,43 m.s.l.m. SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=57.65 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,06	10,71	9,61	9,81	8,71	9,14	8,14	8,68	7,76	8,27	7,50	8,00	7,31	7,82	7,17	7,64	7,05	7,49	6,95	7,36
Δh,max	-	0,35		-0,20		-0,44		-0,54		-0,51		-0,50		-0,50		-0,47		-0,44		-0,41	
T	200	117	99	201	95	202	115	290	147	444	173	721	234	1222	346	2993	621	3751	883	6983	944
ΔT	-	19		106		88		143		271		488		876		2372		2868		6039	
Rl,max	-	0,648	0,599	0,445	0,473	0,319	0,380	0,239	0,314	0,186	0,258	0,150	0,220	0,124	0,194	0,103	0,169	0,086	0,148	0,072	0,130
ΔRl,max	-	0,049		-0,028		-0,061		-0,075		-0,071		-0,070		-0,071		-0,066		-0,062		-0,058	
RPP	0,386	0,421	0,442	0,464	0,478	0,530	0,478	0,615	0,528	0,732	0,595	0,879	0,616	1,032	0,630	1,140	0,701	1,235	0,824	1,349	0,902
ΔRPP	-	-0,021		-0,015		0,052		0,086		0,138		0,264		0,402		0,439		0,411		0,447	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.11-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di livello indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{li}=6.43$ m.s.l.m.)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m. SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying), H0=58.53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,23	11,01	9,92	10,06	9,13	9,47	8,64	9,09	8,32	8,80	8,10	8,55	7,94	8,35	7,83	8,19	7,74	8,07	7,67	7,98
Δh,max	-	0,22		-0,14		-0,34		-0,45		-0,48		-0,45		-0,41		-0,37		-0,34		-0,31	
T	200	139	134	297	125	362	170	646	258	1217	381	2418	578	4983	901	16321	1914	23868	3193	56981	3754
ΔT	-	5		173		192		388		837		1840		4081		14407		20676		53227	
RI,max	-	0,627	0,592	0,417	0,439	0,290	0,345	0,212	0,284	0,161	0,237	0,126	0,198	0,101	0,166	0,083	0,141	0,068	0,122	0,057	0,107
ΔRI,max	-	0,035		-0,022		-0,054		-0,072		-0,076		-0,072		-0,065		-0,058		-0,054		-0,050	
RPP	0,386	0,420	0,438	0,461	0,457	0,522	0,501	0,595	0,497	0,693	0,523	0,800	0,574	0,926	0,630	1,049	0,681	1,166	0,733	1,285	0,809
ΔRPP	-	-0,018		0,004		0,021		0,098		0,170		0,226		0,296		0,368		0,432		0,476	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.12-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diversi valori di livello indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD.)

13.4 Risultati tabellari relativi all'analisi di sensitività al parametro α di Van Genuchten

13.4.1 Limite inferiore dell'acquifero posto a -51,22 m.s.l.m.

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m. SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=15,850$ 1/m (Wetting Boundary 90%), H0=58,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,23	10,19	9,92	9,29	9,13	8,88	8,64	8,43	8,32	8,25	8,10	8,11	7,94	7,99	7,83	7,91	7,74	7,84	7,67	7,76
Δh,max	-	1,04		0,63		0,25		0,21		0,07		-0,01		-0,05		-0,08		-0,10		-0,10	
RI,max	-	0,627	0,460	0,417	0,317	0,290	0,251	0,212	0,178	0,161	0,150	0,126	0,127	0,101	0,109	0,083	0,096	0,068	0,084	0,057	0,073
ΔRI,max	-	0,166		0,100		0,039		0,034		0,011		-0,001		-0,008		-0,013		-0,016		-0,016	
RPP	0,386	0,420	0,467	0,461	0,499	0,522	0,603	0,595	0,628	0,693	0,621	0,800	0,722	0,926	0,855	1,049	0,902	1,166	0,951	1,285	1,001
ΔRPP	-	-0,047		-0,038		-0,081		-0,033		0,072		0,078		0,071		0,147		0,215		0,284	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.13-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, WB90, H0=58.53 m)

Appendice

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=2,961$ 1/m (Average Wetting) , H0=58,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,23	10,60	9,92	9,80	9,13	9,21	8,64	8,92	8,32	8,61	8,10	8,35	7,94	8,18	7,83	8,07	7,74	7,98	7,67	7,91
Δh,max	-	0,63		0,12		-0,09		-0,28		-0,29		-0,25		-0,24		-0,25		-0,25		-0,24	
RI,max	-	0,627	0,526	0,417	0,397	0,290	0,304	0,212	0,256	0,161	0,207	0,126	0,166	0,101	0,140	0,083	0,122	0,068	0,108	0,057	0,096
ΔRI,max	-	0,101		0,020		-0,014		-0,044		-0,046		-0,040		-0,038		-0,039		-0,039		-0,039	
RPP	0,386	0,420	0,449	0,461	0,504	0,522	0,504	0,595	0,539	0,693	0,621	0,800	0,695	0,926	0,681	1,049	0,722	1,166	0,808	1,285	0,868
ΔRPP	-	-0,029		-0,043		0,018		0,056		0,072		0,105		0,245		0,327		0,357		0,418	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.14-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, AW ,H0=58.53 m)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha= 1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying) , H0=58,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,23	11,01	9,92	10,06	9,13	9,47	8,64	9,09	8,32	8,80	8,10	8,55	7,94	8,35	7,83	8,19	7,74	8,07	7,67	7,98
Δh,max	-	0,22		-0,14		-0,34		-0,45		-0,48		-0,45		-0,41		-0,37		-0,34		-0,31	
RI,max	-	0,627	0,592	0,417	0,439	0,290	0,345	0,212	0,284	0,161	0,237	0,126	0,198	0,101	0,166	0,083	0,141	0,068	0,122	0,057	0,107
ΔRI,max	-	0,035		-0,022		-0,054		-0,072		-0,076		-0,072		-0,065		-0,058		-0,054		-0,050	
RPP	0,386	0,420	0,438	0,461	0,457	0,522	0,501	0,595	0,497	0,693	0,523	0,800	0,574	0,926	0,630	1,049	0,681	1,166	0,733	1,285	0,809
ΔRPP	-	-0,018		0,004		0,021		0,098		0,170		0,226		0,296		0,368		0,432		0,476	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.15-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, AWD, H0=58.53 m)

Appendice

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=0,696$ 1/m (Average Drying) , H0=58,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,23	11,30	9,92	10,36	9,13	9,80	8,64	9,30	8,32	8,96	8,10	8,70	7,94	8,49	7,83	8,31	7,74	8,17	7,67	8,06
Δh,max	-	-0,06		-0,44		-0,67		-0,66		-0,64		-0,60		-0,54		-0,48		-0,44		-0,40	
RI,max	-	0,627	0,637	0,417	0,487	0,290	0,397	0,212	0,317	0,161	0,263	0,126	0,222	0,101	0,188	0,083	0,160	0,068	0,138	0,057	0,120
ΔRI,max	-	-0,010		-0,070		-0,107		-0,105		-0,102		-0,096		-0,087		-0,077		-0,070		-0,063	
RPP	0,386	0,420	0,428	0,461	0,442	0,522	0,450	0,595	0,471	0,693	0,496	0,800	0,515	0,926	0,533	1,049	0,588	1,166	0,626	1,285	0,679
ΔRPP	-	-0,008		0,020		0,072		0,124		0,197		0,285		0,393		0,461		0,540		0,606	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.16-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, AD, H0=58.53 m)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=0,114$ 1/m (Drying Boundary 90%), H0=58,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,23	12,36	9,92	11,46	9,13	10,77	8,64	10,23	8,32	9,79	8,10	9,44	7,94	9,17	7,83	8,94	7,74	8,74	7,67	8,59
Δh,max	-	-1,13		-1,54		-1,64		-1,59		-1,47		-1,34		-1,22		-1,11		-1,01		-0,92	
RI,max	-	0,627	0,807	0,417	0,664	0,290	0,553	0,212	0,466	0,161	0,396	0,126	0,340	0,101	0,297	0,083	0,260	0,068	0,229	0,057	0,205
ΔRI,max	-	-0,180		-0,247		-0,262		-0,254		-0,235		-0,214		-0,195		-0,177		-0,161		-0,148	
RPP	0,386	0,420	0,405	0,461	0,421	0,522	0,433	0,595	0,445	0,693	0,456	0,800	0,477	0,926	0,506	1,049	0,523	1,166	0,550	1,285	0,609
ΔRPP	-	0,015		0,041		0,089		0,150		0,236		0,323		0,420		0,526		0,616		0,676	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.17-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, DB90, H0=58.53 m)

13.4.2 Limite inferiore dell'acquifero posto a -106,22 m.s.l.m.

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=15,850$ 1/m (Wetting Boundary 90%), H0=113,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,75	10,14	10,58	9,20	9,77	8,78	9,21	8,55	8,81	8,33	8,52	8,03	8,31	7,92	8,15	7,87	8,02	7,81	7,92	7,74
Δh,max	-	1,60		1,38		0,99		0,66		0,49		0,50		0,39		0,28		0,21		0,18	
RI,max	-	0,709	0,453	0,522	0,301	0,393	0,235	0,303	0,198	0,240	0,162	0,194	0,115	0,160	0,098	0,134	0,089	0,113	0,079	0,097	0,069
ΔRI,max	-	0,256		0,221		0,158		0,105		0,078		0,079		0,062		0,045		0,034		0,028	
RPP	0,386	0,409	0,463	0,438	0,503	0,470	0,558	0,513	0,623	0,564	0,749	0,624	0,861	0,695	0,680	0,771	0,761	0,855	0,820	0,949	0,858
ΔRPP	-	-0,053		-0,066		-0,089		-0,110		-0,185		-0,238		0,015		0,009		0,035		0,091	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.18-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, WB90, H0=113.53 m)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=2,961$ 1/m (Average Wetting) , H0=113,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,75	10,61	10,58	9,67	9,77	9,14	9,21	8,87	8,81	8,65	8,52	8,49	8,31	8,35	8,15	8,21	8,02	8,08	7,92	7,97
Δh,max	-	1,14		0,90		0,63		0,34		0,16		0,04		-0,04		-0,06		-0,06		-0,05	
RI,max	-	0,709	0,527	0,522	0,378	0,393	0,293	0,303	0,249	0,240	0,214	0,194	0,188	0,160	0,166	0,134	0,144	0,113	0,123	0,097	0,106
ΔRI,max	-	0,182		0,144		0,100		0,054		0,026		0,006		-0,007		-0,010		-0,010		-0,008	
RPP	0,386	0,409	0,441	0,438	0,496	0,470	0,496	0,513	0,526	0,564	0,596	0,624	0,628	0,695	0,668	0,771	0,745	0,855	0,852	0,949	0,899
ΔRPP	-	-0,031		-0,058		-0,026		-0,014		-0,032		-0,004		0,027		0,026		0,003		0,050	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.19-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, AW, H0=113.53 m)

Appendice

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=1,436$ 1/m (Average Wetting-Drying) , H0=113,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,75	10,82	10,58	9,99	9,77	9,44	9,21	9,06	8,81	8,85	8,52	8,66	8,31	8,52	8,15	8,39	8,02	8,28	7,92	8,16
Δh,max	-	0,93		0,59		0,33		0,15		-0,03		-0,14		-0,21		-0,24		-0,26		-0,25	
RI,max	-	0,709	0,561	0,522	0,427	0,393	0,341	0,303	0,280	0,240	0,246	0,194	0,216	0,160	0,193	0,134	0,172	0,113	0,155	0,097	0,137
ΔRI,max	-	0,148		0,094		0,052		0,023		-0,005		-0,022		-0,033		-0,038		-0,042		-0,039	
RPP	0,386	0,409	0,440	0,438	0,463	0,470	0,513	0,513	0,497	0,564	0,517	0,624	0,550	0,695	0,595	0,771	0,621	0,855	0,653	0,949	0,714
ΔRPP	-	-0,030		-0,025		-0,043		0,016		0,047		0,074		0,100		0,150		0,202		0,235	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.20-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, AWD, H0=113.53 m)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=0,696$ 1/m (Average Drying) , H0=113,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,75	11,19	10,58	10,31	9,77	9,81	9,21	9,41	8,81	9,09	8,52	8,87	8,31	8,70	8,15	8,55	8,02	8,43	7,92	8,32
Δh,max	-	0,55		0,27		-0,04		-0,21		-0,28		-0,35		-0,39		-0,40		-0,41		-0,40	
RI,max	-	0,709	0,620	0,522	0,479	0,393	0,399	0,303	0,336	0,240	0,285	0,194	0,249	0,160	0,222	0,134	0,198	0,113	0,179	0,097	0,161
ΔRI,max	-	0,089		0,043		-0,006		-0,033		-0,045		-0,055		-0,062		-0,064		-0,065		-0,063	
RPP	0,386	0,409	0,429	0,438	0,442	0,470	0,460	0,513	0,493	0,564	0,508	0,624	0,516	0,695	0,523	0,771	0,532	0,855	0,546	0,949	0,593
ΔRPP	-	-0,020		-0,004		0,009		0,020		0,055		0,108		0,172		0,239		0,309		0,356	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.21-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, AD, H0=113.53 m)

Confronto modello semi-analitico (S.A.) e numerico (FEMWATER®) per livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m SDH D=960 h, T=200 anni, $\alpha=0,114$ 1/m (Drying Boundary 90%), H0=113,53 m																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	S.A.	FW	
h,max	13,57	11,75	12,35	10,58	11,52	9,77	10,90	9,21	10,42	8,81	10,04	8,52	9,73	8,31	9,47	8,15	9,25	8,02	9,07	7,92	8,91
Δh,max	-	-0,60		-0,94		-1,13		-1,22		-1,23		-1,21		-1,16		-1,10		-1,05		-0,99	
Ri,max	-	0,709	0,805	0,522	0,672	0,393	0,574	0,303	0,498	0,240	0,436	0,194	0,386	0,160	0,345	0,134	0,310	0,113	0,281	0,097	0,255
ΔRi,max	-	-0,096		-0,151		-0,181		-0,194		-0,196		-0,193		-0,185		-0,176		-0,168		-0,158	
RPP	0,386	0,409	0,406	0,438	0,421	0,470	0,431	0,513	0,440	0,564	0,448	0,624	0,456	0,695	0,468	0,771	0,496	0,855	0,509	0,949	0,521
ΔRPP	-	0,003		0,017		0,039		0,073		0,116		0,168		0,227		0,275		0,346		0,428	
Δ=SA-FW																					

Tabella 13.22-Confronto risultati modello semi-analitico e numerico per diverse condizioni del materiale nella fascia insatura ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, DB90, H0=113.53 m)

13.5 Risultati tabellari relativi all'analisi dell'influenza dello spessore dell'acquifero indisturbato

Confronto modello semi-analitico per diversi spessori dell'acquifero indisturbato iniziale, livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m H01=58,53 m, H02=113,53 m SDH D=960 h, T=200 anni																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	S.A. H01	S.A. H02	
h,max	13,57	11,23	11,75	9,92	10,58	9,13	9,77	8,64	9,21	8,32	8,81	8,10	8,52	7,94	8,31	7,83	8,15	7,74	8,02	7,67	7,92
Δh,max	-	-0,52		-0,66		-0,64		-0,57		-0,50		-0,43		-0,37		-0,32		-0,28		-0,25	
Ri,max	-	0,627	0,709	0,417	0,522	0,290	0,393	0,212	0,303	0,161	0,240	0,126	0,194	0,101	0,160	0,083	0,134	0,068	0,113	0,057	0,097
ΔRi,max	-	-0,082		-0,105		-0,103		-0,091		-0,079		-0,068		-0,059		-0,051		-0,045		-0,040	
RPP	0,386	0,420	0,409	0,461	0,438	0,522	0,470	0,595	0,513	0,693	0,564	0,800	0,624	0,926	0,695	1,049	0,771	1,166	0,855	1,285	0,949
ΔRPP	-	0,010		0,024		0,052		0,082		0,129		0,176		0,231		0,278		0,310		0,336	
Δ=SA(H01)-SA(H02)																					

Tabella 13.23-Confronto risultati modello semi-analitico per diversi spessori dell'acquifero indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD)

Appendice

Confronto modello numerico per diversi spessori dell'acquifero indisturbato iniziale, livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m H01=58,53 m, H02=113,53 m, $\alpha=15,850$ 1/m (Wetting Boundary 90 %) SDH D=960 h, T=200 anni																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	
h,max	13,57	10,19	10,14	9,29	9,20	8,88	8,78	8,43	8,55	8,25	8,33	8,11	8,03	7,99	7,92	7,91	7,87	7,84	7,81	7,76	7,74
Δh,max	-	0,05		0,10		0,10		-0,13		-0,07		0,08		0,07		0,04		0,03		0,02	
RI,max	-	0,460	0,453	0,317	0,301	0,251	0,235	0,178	0,198	0,150	0,162	0,127	0,115	0,109	0,098	0,096	0,089	0,084	0,079	0,073	0,069
ΔRI,max	-	0,008		0,016		0,016		-0,020		-0,012		0,012		0,011		0,007		0,005		0,004	
RPP	0,386	0,467	0,463	0,499	0,503	0,603	0,558	0,628	0,623	0,621	0,749	0,722	0,861	0,855	0,680	0,902	0,761	0,951	0,820	1,001	0,858
ΔRPP	-	0,004		-0,004		0,045		0,005		-0,128		-0,140		0,175		0,141		0,131		0,143	
Δ=SA(H01)-SA(H02)																					

Tabella 13.24-Confronto risultati modello numerico per diversi spessori dell'acquifero indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, WB90)

Confronto modello numerico per diversi spessori dell'acquifero indisturbato iniziale, livello indisturbato iniziale pari a 7,31 m.s.l.m H01=58,53 m, H02=113,53 m, $\alpha=0,114$ 1/m (Drying Boundary 90 %) SDH D=960 h, T=200 anni																					
Sez 0	Sez 1		Sez 2		Sez 3		Sez 4		Sez 5		Sez 6		Sez 7		Sez 8		Sez 9		Sez 10		
x [m]	x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		x [m]		
0	11		22		33		44		55		66		77		88		99		110		
SDLD	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	FW H01	FW H02	
h,max	13,57	12,36	12,35	11,46	11,52	10,77	10,90	10,23	10,42	9,79	10,04	9,44	9,73	9,17	9,47	8,94	9,25	8,74	9,07	8,59	8,91
Δh,max	-	0,01		-0,05		-0,13		-0,20		-0,25		-0,29		-0,30		-0,31		-0,33		-0,32	
RI,max	-	0,807	0,805	0,664	0,672	0,553	0,574	0,466	0,498	0,396	0,436	0,340	0,386	0,297	0,345	0,260	0,310	0,229	0,281	0,205	0,255
ΔRI,max	-	0,001		-0,009		-0,021		-0,032		-0,040		-0,046		-0,049		-0,050		-0,052		-0,051	
RPP	0,386	0,405	0,406	0,421	0,421	0,433	0,431	0,445	0,440	0,456	0,448	0,477	0,456	0,506	0,468	0,523	0,496	0,550	0,509	0,609	0,521
ΔRPP	-	-0,001		0,000		0,002		0,005		0,008		0,021		0,039		0,027		0,041		0,089	
Δ=SA(H01)-SA(H02)																					

Tabella 13.25-Confronto risultati modello numerico per diversi spessori dell'acquifero indisturbato iniziale ($T_{SDH}=200$ anni, $h_{ii}=h_0(t=0)$ SDLD, DB90)