

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

SCUOLA DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea

**Studio dell'analisi di affidabilità riguardante i
fenomeni di erosione interna in rilevati
arginali**

Relatore: Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo

Correlatore: Prof. Ing. Alberto Mazzucato

Laureanda: Laura Maso

Matr. 1019934

Anno Accademico 2013-2014

Indice

Indice	I
Introduzione	V
1 Fenomeni di erosione interna in rilevati arginali	1
1.1 Introduzione.....	1
1.2 Generalità.....	2
1.2.1 Cause.....	3
1.2.2 Modi e fasi di erosione interna.....	4
1.3 Principali parametri che descrivono il fenomeno.....	6
1.3.1 Permeabilità.....	7
1.3.2 Granulometria.....	9
1.4 Meccanismi di sollevamento.....	9
1.4.1 Descrizione del fenomeno.....	9
Heave.....	9
Uplift.....	11
1.4.2 Modello di calcolo.....	11
1.5 Piping.....	14
1.5.1 Descrizione del fenomeno erosivo.....	14
1.5.2 Modello di calcolo.....	17
2 Paesi Bassi e U.S.A. – Valutazione dei sistemi arginali nei confronti di fenomeni di filtrazione	25
2.1 Paesi Bassi.....	25
2.1.1 Introduzione. Riferimenti normativi e progetti.....	25
2.1.2 FLORIS 1-project.....	27
2.1.3 FLORIS 2-project.....	28
2.1.4 Schematizzazione del meccanismo di sifonamento.....	29
2.1.5 Valutazione del fenomeno di sifonamento.....	30

2.2	Stati Uniti.....	32
2.2.1	Introduzione: Riferimenti normativi e progetti.....	32
2.2.2	Schematizzazione del meccanismo di piping	33
2.2.3	Modello matematico per lo studio del moto di filtrazione	35
2.3	Erosione interna nel terreno di fondazione: confronto fra Paesi Bassi e Stati Uniti.....	37
2.3.1	Uplift	38
2.3.2	Piping	39
2.3.3	Conclusioni.....	40
3	Principali concetti dell'analisi di affidabilità (Reliability Analysis)	45
3.1	Introduzione.....	45
3.2	La probabilità di rottura.....	46
3.3	Indice di affidabilità β	47
3.4	Il modello per l'analisi: "modello capacità-domanda".....	48
3.5	Le variabili aleatorie.....	50
3.5.1	Momenti di una variabile aleatoria	51
3.6	Distribuzioni di probabilità.....	53
3.6.1	Definizione	53
3.6.2	Distribuzione normale o gaussiana	54
3.6.3	Distribuzione log-normale.....	55
3.7	Calcolo dell'indice di affidabilità β	56
3.8	Integrazione della performance function.....	57
3.8.1	Metodo di simulazione Monte Carlo.....	58
4	Analisi di affidabilità per rilevati arginali	61
4.1	Introduzione.....	61
4.2	Analisi di affidabilità relativa all'erosione interna	62
4.2.1	Uplift	63
4.2.2	Piping	64
4.2.3	Curve di fragilità	64
4.2.4	Affidabilità del sistema	65
4.3	Analisi di affidabilità con metodo Bayesiano.....	66
4.3.1	Analisi di affidabilità a priori	66
4.3.2	Analisi di affidabilità a posteriori	67
4.3.3	Applicazione delle osservazioni in sito	69
4.3.4	Metodo Monte Carlo	71
5	Applicazione ad un caso reale:il Fiume Frassine.....	73

5.1	Inquadramento dell'area oggetto di studio	73
5.1.1	Inquadramento geografico ed idraulico dell'area	73
5.1.2	Rottura arginale (2010)	77
5.2	Indagini geotecniche in sito	80
5.2.1	Prove penetrometriche statiche	81
5.2.2	Sondaggi a carotaggio continuo	82
5.3	Indagini geotecniche in laboratorio	85
5.3.1	Curva granulometrica e aerometria	85
5.3.2	Prova con permeometro a carico variabile	86
5.4	Definizione della sezione tipo	87
5.5	Analisi del moto di filtrazione nella fondazione arginale	89
5.5.1	Condizioni al contorno	91
5.5.2	Caso 1: acquifero non a diretto contatto con il corso d'acqua ...	93
5.5.3	Caso 2: acquifero in comunicazione con il corso d'acqua	96
5.6	Verifica nei confronti del fenomeno di sollevamento o sifonamento	98
5.7	Fenomeno di piping in fondazione arginale	101
5.7.1	Modello di Bligh	101
5.7.2	Modello di Lane	103
5.7.3	Modello di Sellmeijer	104
	Analisi di sensitività	105
5.7.4	Confronto: Bligh – Lane - Sellmeijer	108
5.8	Analisi di affidabilità	109
5.9	Conclusioni	112
6	Applicazione ad un caso reale: il fiume Brenta	115
6.1	Inquadramento dell'area oggetto di studio	115
6.1.1	Inquadramento geografico e morfologico	115
6.1.2	Eventi di piena	119
6.1.3	Pericolosità idraulica	122
6.2	Definizione della sezione tipo	123
6.3	Analisi del moto di filtrazione nella fondazione arginale	127
6.3.1	Condizioni al contorno	127
6.3.2	Modelli numerici	128
6.3.3	Risultati e osservazioni	130
6.4	Verifica a sifonamento (heave)	134
6.5	Fenomeno di piping in fondazione arginale	137
6.5.1	Modelli di Bligh e Lane	137
6.5.2	Modello di Sellmeijer	138
	Analisi di sensitività	139

Indice

6.6	Analisi di affidabilità.....	141
6.7	Confronto Frassine-Brenta	143
7	Stabilità interna in terreni granulari	147
7.1	Introduzione	147
7.2	Soffusione.....	149
7.2.1	Modello di Kenney e Lau (1985).....	150
7.2.2	Modello di Kézdy.....	151
7.3	Applicazioni a casi reali	153
7.3.1	Fiume Adige	154
7.3.2	Fiume Frassine.....	155
7.3.3	Fiume Brenta	156
7.4	Conclusioni.....	157
	Risultati.....	159
	Conclusioni	163
	Appendice I.....	167
	Elenco delle figure	175
	Elenco delle tabelle	181
	Riferimenti bibliografici.....	183
	Siti di riferimento	186

Introduzione

La presente tesi ha come oggetto di studio i fenomeni di erosione interna che interessano i rilevati arginali, ponendo particolare attenzione ai meccanismi che riguardano i terreni di fondazione. Questi eventi si sviluppano in seguito alla formazione di moti di filtrazione dovuti alla variazione delle quote idriche nel corso d'acqua. Tali fenomeni, nei casi più gravosi, sono la causa di collassi arginali, mentre nelle condizioni più comuni generano instabilità e fontanazzi al piede arginale.

Lo scopo di questo lavoro è innanzitutto comprendere le differenti tipologie di fenomeni erosivi che possono interessare una fondazione arginale in relazione alle condizioni stratigrafiche. L'individuazione delle diverse problematiche e dei parametri geotecnici che governano i fenomeni possono portare allo sviluppo di modelli che rispecchiano meglio la complessità della condizione reale.

La tesi illustra le caratteristiche peculiari dei fenomeni erosivi e le diverse teorie sviluppate negli anni (*capitolo 1*). Successivamente sono descritti gli studi più significativi condotti sull'argomento.

Nei *Paesi Bassi* è stato sviluppato un approccio di tipo sperimentale al problema e attualmente sono in corso dei test di validazione delle teorie.

Negli *Stati Uniti*, in seguito all'uragano *Katrina*, è sorta la necessità di sviluppare dei metodi per valutare la sicurezza dei sistemi arginali nei confronti di moti di filtrazione e fenomeni erosivi associati. Nei *Paesi Bassi* sono stati effettuati degli studi con l'obiettivo di valutare il grado di sicurezza dei territori interessati dal sistema arginale. (*capitolo 2*).

I parametri geotecnici coinvolti nell'analisi presentano un grado di incertezza, che può essere di natura intrinseca o legato al numero e tipologia di prove eseguite. Per considerare questo aspetto, sono state condotte delle analisi di affidabilità, basate su metodi di tipo statistico. Nel *capitolo 3* sono riassunti brevemente i concetti statistici di base impiegati. Nel capitolo successivo tali principi sono riferiti al caso specifico di erosione interna in fondazione arginale (*capitolo 4*).

Nei *capitoli 5 e 6* i modelli teorici sono applicati a delle sezioni arginali tipo ipotizzando diverse condizioni stratigrafiche, con l'obiettivo di valutare le differenze nel moto di filtrazione che si instaura in fondazione arginale e il grado di vulnerabilità rispetto ai fenomeni erosivi.

Uno studio completo di questi fenomeni richiede un'analisi della curva granulometrica dei terreni coinvolti, al fine di valutare la stabilità interna del materiale, ossia la facilità con cui le particelle di terreno possono essere asportate. Tale meccanismo erosivo è definito con il termine di *soffusione* e alcuni metodi di analisi della curva granulometrica, integrati da esempi, sono illustrati nel *capitolo 7*, con l'obiettivo di valutare la vulnerabilità al fenomeno.

1 Fenomeni di erosione interna in rilevati arginali

1.1 Introduzione

In ambito ingegneristico con il termine “rottura” si definisce solitamente la condizione in corrispondenza alla quale un sistema non è più in grado di garantire le prestazioni stabilite in fase di progetto.

Un sistema arginale ha la funzione principale di ridurre il rischio idraulico, di conseguenza la rottura può essere definita come l’inondazione non intenzionale di un’area in prossimità dell’argine. [*International Levee Handbook*, 2013]. Le cause di tale evento possono essere di diversa natura:

- *cause di natura idraulica*: l’inondazione avviene per cause riconducibili all’innalzamento del livello idrico nel corso d’acqua e/o per l’instaurarsi di moti di filtrazione nel corpo arginale o nella fondazione (erosione interna, *heave*, *piping*, sormonto arginale...);
- *cause di natura strutturale*: l’inondazione si verifica in seguito all’apertura di brecce nel rilevato arginale, dovute al raggiungimento della resistenza limite di uno o più componenti. Tale rottura comporta la perdita di integrità del corpo arginale, fenomeni di instabilità e la

conseguente incapacità di assolvere alle prestazioni idrauliche di progetto.

Nella realtà le due cause di rottura arginale precedentemente elencate sono strettamente connesse: Una rottura per cause di natura idraulica può indurre una rottura strutturale e viceversa.

L'analisi dei dati storici relativi a rotture arginali indicano che spesso le cause scatenanti sono da ricercare in un moto di filtrazione e in una conseguente erosione interna. Il flusso d'acqua attraverso un terreno può indurre il moto delle particelle che lo costituiscono. Se tale movimento assume un carattere continuativo si parla di erosione. Altre rotture arginali sono invece attribuite ad eccessivi valori della pressione neutrale, dovuti anch'essi ad un moto di filtrazione.

Con l'obiettivo di valutare gli argini esistenti o progettarne di nuovi, è oggi necessario considerare i diversi modi di rottura causati da un moto di filtrazione nel corpo arginale o nella fondazione, al fine di evitare o almeno mitigare gli effetti.

1.2 Generalità

La funzione primaria di un sistema arginale consiste nel controllare e limitare il flusso d'acqua attraverso il corpo arginale ed il terreno di fondazione durante un evento di piena. Per realizzare ciò è necessario verificare la sezione arginale nei confronti di fenomeni di filtrazione che interessano sia il corpo arginale che la fondazione, ponendo particolare attenzione alla zona di interfaccia con eventuali tubazioni, muri o diaframmi presenti. Ciascuno dei precedenti elementi può causare la riduzione dei livelli prestazionali del tratto arginale e costituire una via preferenziale per lo sviluppo di fenomeni di erosione.

Le pressioni idrauliche generate da variazioni del livello idrico in alveo possono portare a rottura arginale in tempi brevi. Le condizioni più comuni sono illustrate di seguito:

- il carico idraulico presente in alveo genera una pressione in direzione orizzontale sulla superficie arginale sufficiente a causare una rottura di tipo traslazionale;
- un elevato livello della superficie freatica nel corpo arginale, dovuta ad un'elevata permeabilità del materiale di cui è composto il corpo del rilevato e/o ad una permanenza dello stato di piena, comporta una fuoriuscita d'acqua verso lato campagna;
- le pressioni causate da flussi d'acqua presenti nella fondazione e direttamente collegate ai livelli idrici nel corso d'acqua, possono innescare un fenomeno di sollevamento in prossimità del piede arginale a lato campagna (*heave*). Un ulteriore sviluppo di questo processo può essere causa di instabilità o generare gradienti idraulici tali da innescare fenomeni di sifonamento;
- il flusso d'acqua attraverso il corpo arginale può portare a fenomeni di segregazione ed erosione interna, dovuti ad un'errata progettazione della granulometria, che causano un rapido deterioramento delle capacità prestazionali.

1.2.1 Cause

Il fenomeno di erosione interna necessita di una serie di condizioni affinché si verifichi l'innescò e il successivo sviluppo:

- le forze di trascinamento agenti sulle particelle di terreno devono essere maggiori delle forze di contatto. Il flusso generato dal moto di filtrazione deve avere intensità sufficiente per asportare il materiale dalla sede originaria;
- le particelle rimosse devono essere trasportate attraverso il materiale: dal punto di vista idraulico è necessario un gradiente minimo per consentire il trasporto; dal punto di vista geometrico, è richiesta una dimensione e distribuzione dei vuoti tali da consentire il passaggio. Per "vuoti" si intende sia la formazione di cunicoli sotterranei (*piping*) che lo spazio tra i grani nel materiale più grossolano (*suffusion* e *contact erosion*).

La tipologia di terreno e la granulometria costituiscono degli elementi fondamentali per stabilire la vulnerabilità al fenomeno di erosione. I terreni si possono classificare in due grandi gruppi:

- *terreni granulari*: la resistenza all'erosione è determinata dal peso di volume immerso e dall'angolo di attrito. Il trasporto delle particelle avviene mediante rotolamento e scivolamento;
- *terreni coesivi*: la resistenza all'erosione è principalmente dovuta alle forze di contatto fra le particelle di terreno. Il trasporto avviene principalmente per sospensione.

1.2.2 Modi e fasi di erosione interna

I diversi modi di erosione interna si possono distinguere in funzione alla loro localizzazione all'interno del corpo arginale:

- erosione interna nel corpo arginale;
- erosione interna nella fondazione arginale;
- erosione interna con punto iniziale nel corpo arginale e punto finale nella fondazione;
- erosione interna lungo condotte e manufatti presenti nel corpo arginale.

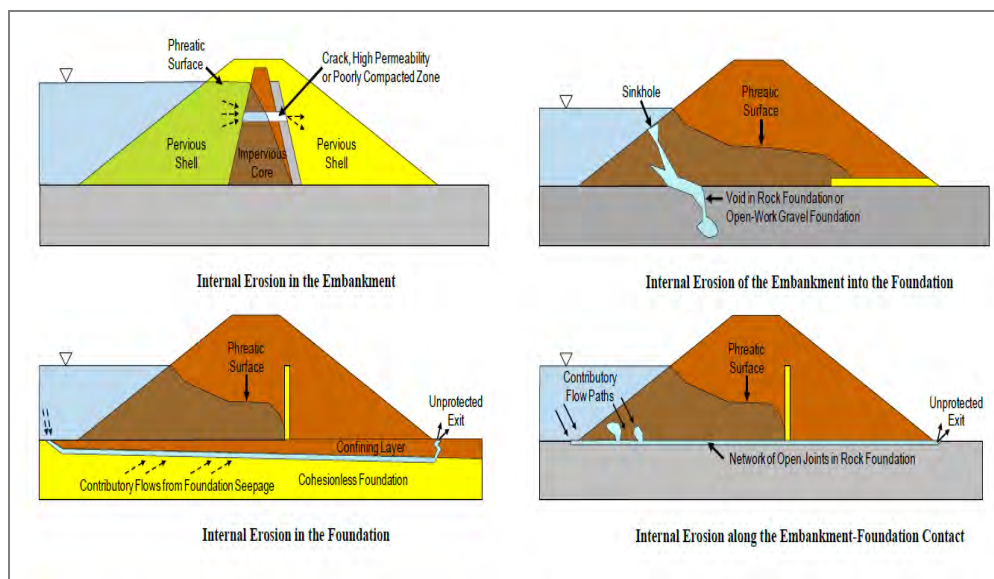


Fig. 1.1: Meccanismi di rottura interna. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]

Il processo di erosione interna ha solitamente uno sviluppo temporale e, a seconda dell'intensità delle azioni che favoriscono il fenomeno, può giungere o meno al completo sviluppo:

1. Inizio del processo erosivo: le particelle di terreno iniziano a muoversi in seguito al raggiungimento della forza di trascinamento critica o di un gradiente idraulico critico;
2. continuazione del processo erosivo: incremento del fenomeno erosivo, subordinato alla presenza in sito di materiale erodibile;
3. progressione dell'erosione: incremento delle dimensioni del fenomeno, con sviluppo di percorsi di erosione nell'argine e/o in fondazione;
4. formazione di una breccia arginale o rottura: fase finale del processo erosivo che porta alla formazione di una breccia o al collasso strutturale del corpo arginale.

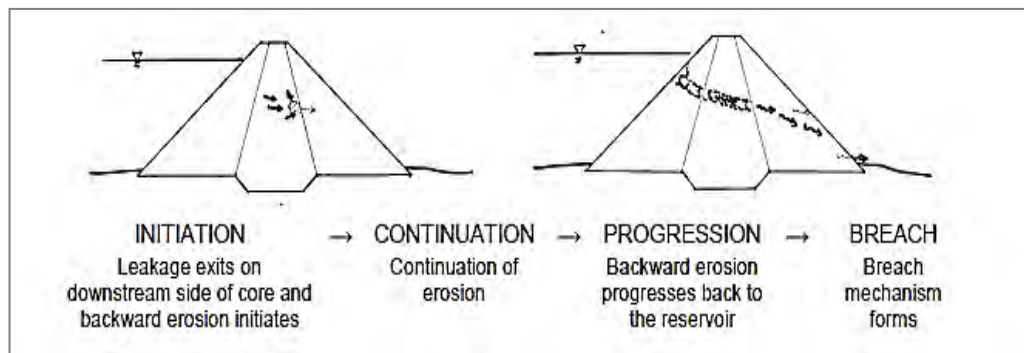


Fig. 1.2: Erosione interna nel corpo arginale causata da erosione retrogressiva. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]

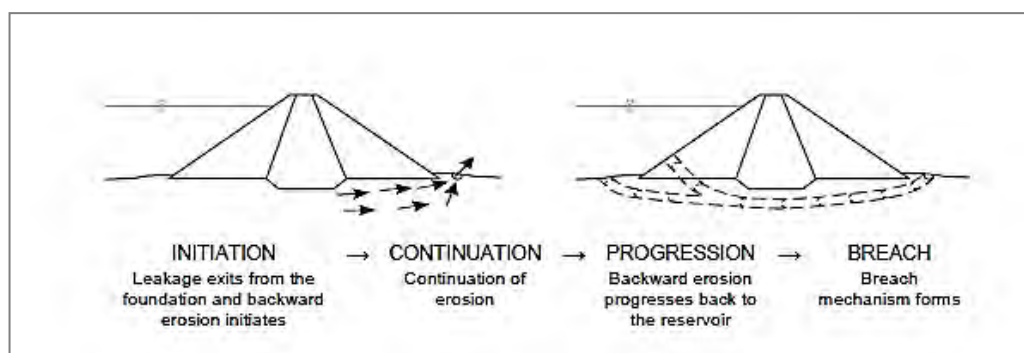


Fig. 1.3: Erosione interna in fondazione causata da erosione retrogressiva. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]

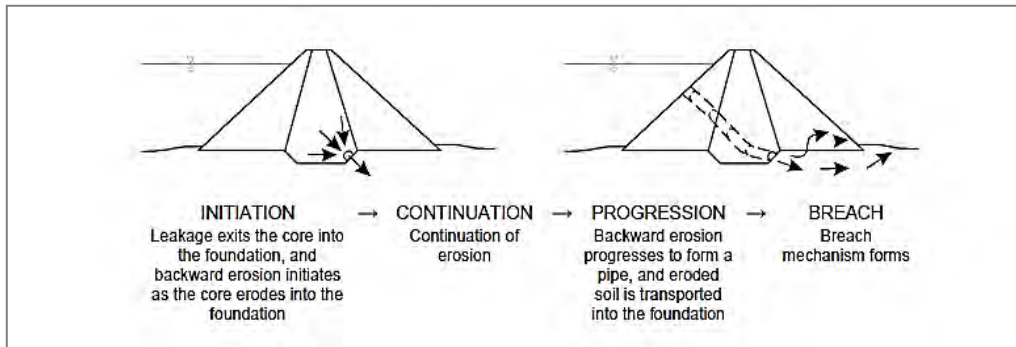


Fig. 1.4: Erosione interna dal corpo arginale alla fondazione. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]

Nella definizione generica di “*erosione interna*” si possono individuare quattro meccanismi :

- erosione retrogressiva (*backward erosion, piping*): rimozione di particelle di terreno e formazione di cunicoli nel corpo arginale e in fondazione e di fontanazzi a lato campagna;
- erosione concentrata (*concentrated leak erosion*): rimozione di particelle di terreno a partire da zone di singolarità, ad esempio fessure esistenti;
- soffusione (*suffusion*): sotto l’azione di un gradiente critico, le particelle più piccole del terreno vengono asportate e rimangono in sito quelle più grossolane.
- erosione per contatto (*contact erosion*): si verifica in corrispondenza all’interfaccia fra due materiali aventi granulometrie molto diverse.

Nei paragrafi 1.4 e 1.5 saranno trattati in modo più approfondito i fenomeni di sollevamento e *piping* che interessano la fondazione arginale.

1.3 Principali parametri che descrivono il fenomeno

Il fattori che influenzano i meccanismi di erosione della sezione arginale e della fondazione e la stabilità delle sponde, sono correlati fra loro. I principali sono riassunti nel seguente elenco:

- Le variazioni del livello idrico del corso d'acqua, che si traducono in variazioni delle pressioni agenti sul sistema arginale;
- la geometria, la struttura e la composizione dell'argine, in particolare i potenziali percorsi di filtrazione negli strati più permeabili o all'interfaccia con manufatti rigidi;
- il livello di integrità del corpo arginale, che può ridursi a causa della presenza di tane scavate da animali o fessure generate da fenomeni di essiccazione;
- la permeabilità dei diversi materiali costituenti il corpo arginale e la fondazione;
- i gradienti idraulici e le velocità di filtrazione che si instaurano nei diversi materiali in seguito alla presenza di un certo livello idrico nel corso d'acqua per un determinato periodo;
- la distribuzione granulometrica caratterizzante i diversi strati e la relativa tensione critica di trascinamento, raggiunta la quale si verifica l'asportazione delle particelle di terreno dalla loro originaria collocazione;
- gli angoli d'attrito caratterizzanti i diversi terreni costituenti il rilevato arginale e la fondazione.

I paragrafi seguenti descrivono i principali parametri che condizionano il verificarsi del fenomeno erosivo e ne determinano le caratteristiche.

1.3.1 Permeabilità

Uno dei parametri geotecnici che maggiormente condiziona un moto di filtrazione è la conduttività idraulica, detta anche permeabilità, in quanto un elevato valore di questo parametro comporta un aumento della portata d'acqua che fluisce attraverso il corpo arginale. Inoltre la permeabilità condiziona i parametri di resistenza del terreno e quindi la stabilità complessiva del rilevato, in quanto durante la piena l'aumento della pressione interstiziale riduce la tensione efficace dei materiali.

Nella maggior parte dei casi, la scelta dei materiali con cui costruire un rilevato arginale è condizionata dal terreno disponibile in sito o nelle immediate

vicinanze; inoltre un sistema arginale è frutto di una serie di interventi di ringrosso e di rialzo avvenuti nell'arco dei secoli. I corpi arginali spesso non presentano quindi stratigrafie omogenee e possono essere in parte realizzati con materiali che non garantiscono prestazioni ottimali, favorendo l'insorgere di fenomeni di instabilità ed erosione interna.

Ai fini dello studio di tali fenomeni è quindi necessario valutare tale parametro con un particolare grado di accuratezza, ricostruendo durante i test in laboratorio delle condizioni che riproducano al meglio la situazione in sito.

I valori del coefficiente di permeabilità in un terreno naturale dipendono da numerosi fattori:

- le condizioni geomorfologiche del terreno;
- la presenza di stratificazioni e il grado di anisotropia;
- il grado di saturazione del terreno;
- la granulometria del terreno;
- i valori di tensione normale a cui è sottoposto il terreno in sito;
- il grado di disturbo del terreno causato dalle operazioni di perforazione e installazione delle attrezzature necessarie per eseguire i test;
- la dimensione del campione, nel caso si analisi in laboratorio, o della zona sottoposta al test, per prove in sito;
- il tipo di test eseguito e le ipotesi semplificative assunte;
- il grado di disturbo e l'incertezza nella fedeltà della ricostruzione per campioni preparati in laboratorio.

Tali fattori sono importanti per la corretta valutazione del valore caratteristico del coefficiente di permeabilità da utilizzare per calcolare la velocità di filtrazione, i gradienti e per la modellazione del fenomeno di erosione interna.

La permeabilità può essere valutata in prima approssimazione dalla granulometria del terreno, ma per una stima più accurata è necessario eseguire test in sito (pump test) o il laboratorio (permeametro a carico variabile). Tale parametro solitamente non è facilmente determinabile con precisione, anche a causa dell'eterogeneità del materiale. Per questo motivo è prassi comune considerare in fase progettuale un range di possibili valori o effettuare una stima cautelativa del valore caratteristico.

1.3.2 Granulometria

La distribuzione delle dimensioni delle particelle condiziona le caratteristiche del terreno, in particolar modo la sua stabilità e resistenza all'erosione. Le informazioni relative alla granulometria consentono di effettuare una stima delle forze di trascinamento necessarie per l'asportazione delle particelle, consentendo l'innescò dell'erosione. È quindi opportuno effettuare dei sondaggi e delle analisi granulometriche per definire le caratteristiche degli strati ad elevata permeabilità, in materiale sabbioso e quindi più vulnerabili al fenomeno di *piping*.

Alla curva granulometrica si possono inoltre applicare i criteri dei filtri [Terzaghi, 1940; Kenney and Lau, 1985] per determinare la frazione di materiale asportabile dai moti di filtrazione. Questo argomento sarà trattato in modo più approfondito nel capitolo 7.

1.4 Meccanismi di sollevamento

1.4.1 Descrizione del fenomeno

Heave

L'attivazione di fenomeni di sollevamento al piede arginale a lato campagna è strettamente connessa al gradiente verticale in corrispondenza al punto d'uscita.

Il termine *heave* è utilizzato in terreni granulari saturi per descrivere il fenomeno di sollevamento di un volume di terreno ad opera di una pressione verso l'alto generata dal moto di filtrazione. Lo sviluppo del fenomeno riduce la densità e aumenta la permeabilità del terreno, fino al raggiungimento della condizione limite in cui le forze di filtrazione eguagliano il peso del volume di terreno, e di conseguenza si annullano le tensioni efficaci.

Il gradiente verticale critico è dato dal rapporto fra il peso di volume efficace del terreno γ'_b e il peso di volume dell'acqua γ_w .

$$i_c = \frac{\gamma'_b}{\gamma_w} \quad (1.0)$$

Nel caso in cui il terreno di fondazione sia costituito da materiale granulare sciolto e non vi sia alcuno strato superiore coesivo [Fig. 1.5], il gradiente verticale d'uscita può essere stimato mediante un'analisi di filtrazione o grazie ai dati piezometrici.

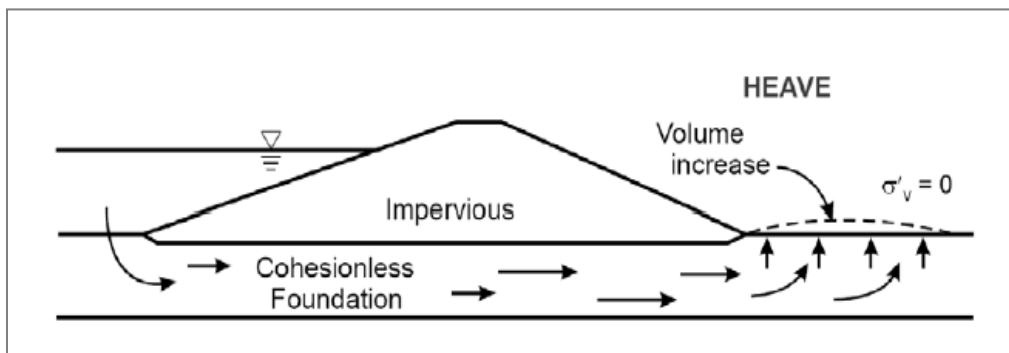


Fig. 1.5: Meccanismo di sollevamento in terreni granulari. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]

Se il gradiente stimato dall'analisi risulta superiore al gradiente critico la sezione arginale è potenzialmente vulnerabile a fenomeni di sollevamento. È tuttavia necessario affermare che la stima del valore del gradiente può presentare un considerevole grado di incertezza. L'equazione di *Darcy* infatti è da ritenersi valida fino al raggiungimento delle condizioni critiche. Oltre questo limite, lo spostamento delle particelle di terreno comporta un aumento del flusso, ad indicare che la portata non è più proporzionale al gradiente e che la permeabilità non è più costante.

Un valore del gradiente superiore a quello critico indica la possibilità dell'innescarsi del meccanismo di *piping* e la formazione di fontanazzi, i quali però possono non verificarsi a causa della mancanza di sostegno del tunnel, assenza di frazione di terreno erodibile o per un ridotto gradiente orizzontale.

Uplift

Con il termine *uplift* si indica un meccanismo di sollevamento simile al fenomeno di *heave*, ma in presenza di terreni coesivi. Una sezione di riferimento è illustrata in Fig. 1.6, nella quale uno strato sabbioso permeabile è posto al di sotto di uno strato poco permeabile, costituendo in tal modo un acquifero confinato. Il moto di filtrazione si concentra prevalentemente nello strato sabbioso, incrementando le pressioni alla base dello strato impermeabile. Quando queste pressioni superano il peso proprio dello strato coesivo al piede arginale a lato campagna si verifica la rottura dello strato superiore. La localizzazione del punto di rottura è maggiormente probabile in corrispondenza a fessure già esistenti o ad un minor spessore dello strato coesivo.

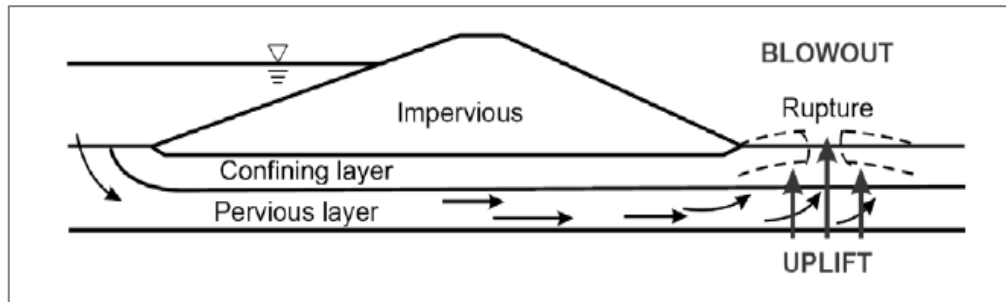


Fig. 1.6: Meccanismo di sollevamento in terreni coesivi. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]

Una volta avvenuta la rottura dello strato argilloso impermeabile può innescarsi un fenomeno di *piping* nello strato inferiore, causando il trasporto di materiale sabbioso e la formazione di fontanazzi.

1.4.2 Modello di calcolo

Il seguente modello [Fig. 1.7] è finalizzato a valutare la possibile rottura dello strato superiore argilloso e poco permeabile per sollevamento. La situazione critica è raggiunta quando la pressione dell'acqua al di sotto dello strato argilloso eguaglia o supera il peso dello stesso strato.

Capitolo 1

Il valore limite del carico idraulico oltre il quale si verifica la rottura dello strato argilloso è fornito di seguito in formule.

Se la falda è al di sopra del piano campagna, $h_p > h_{mv}$:

$$(\phi_{z,g} - h_{sand})\gamma_w = (h_p - h_{mv})\gamma_w + (h_{mv} - h_{sand})\gamma_{sat} \quad (1.1)$$

Se la falda è al di sotto del piano campagna, $h_p < h_{mv}$:

$$(\phi_{z,g} - h_{sand})\gamma_w = (h_{mv} - h_p)\gamma + (h_p - h_{sand})\gamma_{sat} \quad (1.2)$$

Dove:

- d = spessore dello strato argilloso poco permeabile [m];
- $\phi_{z,g}$ = carico idraulico limite [m.s.m.m.];
- h_{sand} = quota della sommità dello strato di sabbia [m.s.m.m.];
- h_{mv} = quota del piano campagna [m.s.m.m.];
- h_p = quota della falda freatica a piano campagna [m.s.m.m.];
- γ_{sat} = peso di volume saturo dello strato argilloso [kN/m³];
- γ = peso di volume dello strato argilloso [kN/m³];
- γ_w = peso di volume dell'acqua [kN/m³];

Con il carico idraulico limite esprimibile:

$$- \phi_{z,g} = h_p + D \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (1.3)$$

Se lo strato poco permeabile di copertura è costituito da più strati, il terzo termine della formula precedente è sostituito da una sommatoria del prodotto degli spessori dei vari strati per il loro peso di volume.

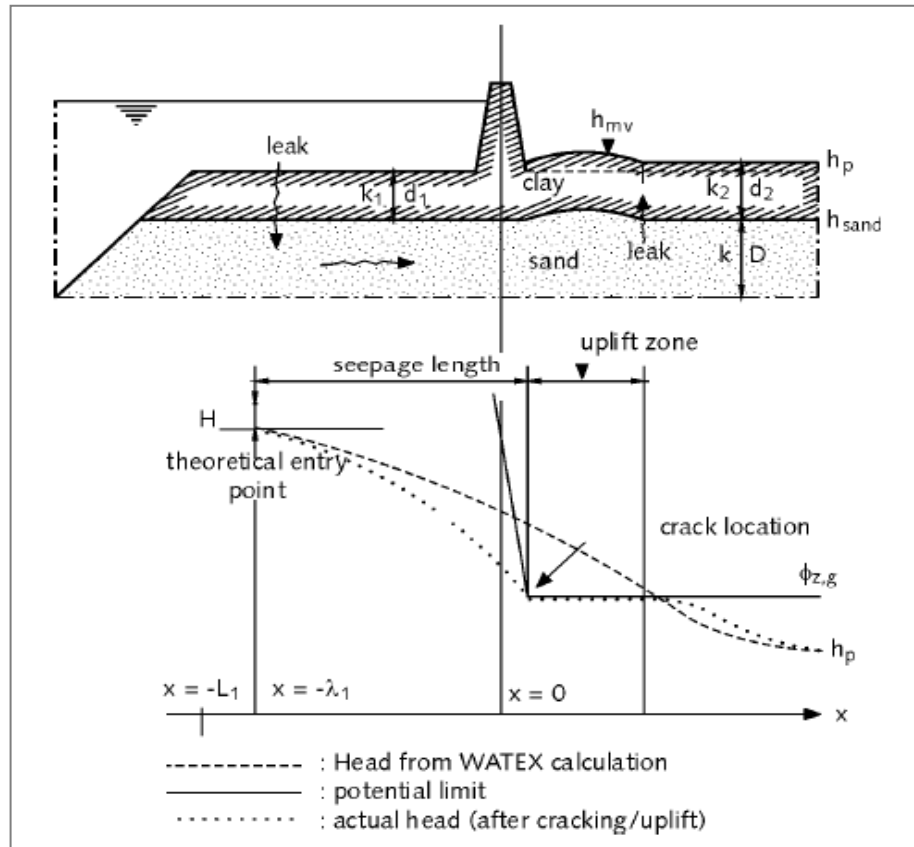


Fig. 1.7: Modello per lo studio del fenomeno di sollevamento. [TAW, 1999]

Il carico idraulico presente nello strato sabbioso è funzione del livello idrico nel corso d'acqua H e delle caratteristiche degli strati di fondazione, come lo spessore e la permeabilità dello strato argilloso di copertura. Per ottenere una stima del suo valore, si possono utilizzare dei programmi numerici o dei metodi analitici [Appendice I, TAW, 1999].

Per considerare l'incertezza relativa alla valutazione dei parametri geotecnici, si preferisce introdurre nella precedente valutazione un fattore di sicurezza γ . Con riferimento alla Fig. 1.7, la verifica a sollevamento è soddisfatta se per ogni x è rispettata la disequazione:

$$\phi_z - h_p \leq \frac{1}{\gamma} (\phi_{z,g} - h_p) \quad (1.4)$$

Φ_z è il carico idraulico nello strato permeabile adottando per i diversi parametri i valori di progetto, mentre il calcolo di $\phi_{z,g}$ si basa sulla stima dei valori minimi dello spessore e del peso di volume dello strato di copertura.

Il valore del fattore di sicurezza γ può variare a seconda del grado di incertezza associato al caso in esame. Valori più elevati si assumono nel caso di indagini preliminari ma nella maggior parte dei casi si adotta un coefficiente pari a 1,2.

Questo criterio è utile inoltre per la determinazione della lunghezza di un eventuale percorso di erosione causato da un meccanismo di *piping*. Il punto d'uscita è il punto sul piano campagna più prossimo al piede arginale, in corrispondenza al quale la verifica a sollevamento non è soddisfatta.

1.5 Piping

1.5.1 Descrizione del fenomeno erosivo

I moti di filtrazione attraverso un terreno generano delle forze erosive che tendono ad asportare le particelle di materiale. Se la resistenza del terreno è inferiore alle forze generate dal moto di filtrazione si innesca il meccanismo di *piping*, con la formazione di tunnel sotterranei. L'erosione inizia in corrispondenza al punto di uscita del percorso di filtrazione e procede in direzione del corso d'acqua, mentre il terreno circostante ha una funzione di sostegno, mantenendo aperto il tunnel appena formato.

Per l'innescio e lo sviluppo del fenomeno è necessaria la presenza contemporanea di più condizioni:

- flusso di filtrazione caratterizzato da velocità sufficienti per causare l'erosione del materiale;
- punto di uscita del moto di filtrazione non protetto, che consente all'erosione di svilupparsi e portare alla formazione di fontanazzi;

- terreno avente una frazione di materiale fine sciolto vulnerabile all'erosione e del materiale adiacente con caratteristiche tali da garantire il sostegno del foro.

Se queste condizioni sono soddisfatte, il meccanismo di *piping* può svilupparsi fino a causare l'instabilità del rilevato arginale e il conseguente collasso.

Per analizzare le condizioni che portano allo sviluppo del *piping* è stata adottata la schematizzazione della sezione arginale sviluppata nei Paesi Bassi durante la campagna di studi volta a valutare la sicurezza del sistema arginale a livello nazionale. [FLORIS-project, 2005].

Una condizione tipica in cui si può innescare un meccanismo di *piping* è rappresentata dalla combinazione di uno strato permeabile e prevalentemente sabbioso e un sovrastante strato a bassa permeabilità a composizione argillosa.[Fig. 1.8].

Lo sviluppo del meccanismo di *piping*, con particolare riferimento al terreno di fondazione del corpo arginale, può essere illustrato attraverso quattro diverse fasi:

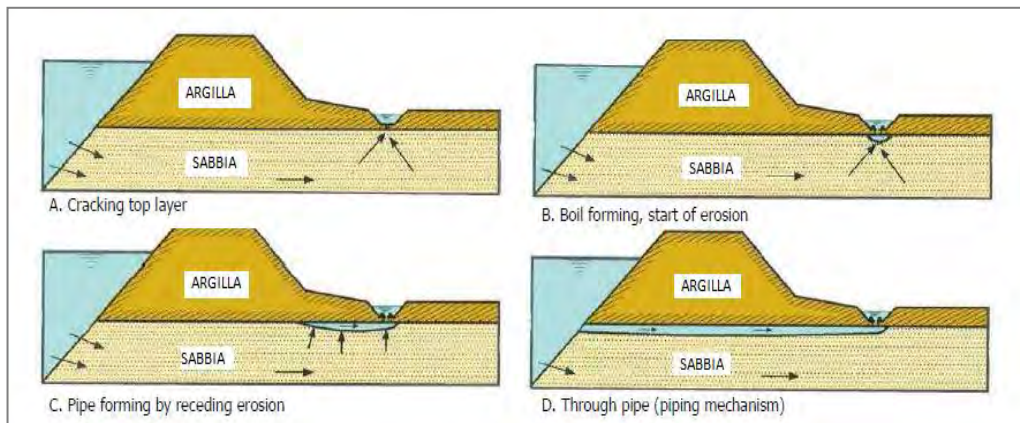


Fig. 1.8: Fasi dello sviluppo del fenomeno di *piping*. [Ammerlaan, 2007]

- Fase A – rottura dello strato a bassa permeabilità: un elevato carico idraulico può causare un incremento di pressione nello strato di materiale sabbioso in grado di causare il sollevamento dello strato argilloso poco permeabile. Tale condizione è raggiunta quando la pressione dovuta all'instaurarsi di un regime di moti di filtrazione

supera la resistenza fornita dal peso dello strato argilloso. Il fenomeno si attiva nei punti più deboli dello strato argilloso, dove lo strato a bassa permeabilità presenta spessore minore, come ad esempio in corrispondenza di un eventuale fosso di guardia a lato campagna oltre al piede arginale. La rottura dello strato superiore poco permeabile consente la riduzione dell'eccesso di pressione accumulato e porta al pieno sviluppo di un moto di filtrazione nella fondazione arginale.

- Fase B – formazione di fontanazzi: il moto di filtrazione localizzato lungo il percorso sviluppatosi nello strato sabbioso può essere di entità tale da indurre il movimento di particelle di sabbia. Il flusso d'acqua e sabbia a lato campagna causa l'insorgere di fontanazzi, pericolosi per la stabilità dell'argine in quanto derivanti da un fenomeno di erosione della fondazione.
- Fase C – sviluppo dell'erosione: il processo di erosione si sviluppa verso il corso d'acqua, portando alla formazione di piccoli tunnel o cunicoli nei quali si concentra il flusso d'acqua dovuto ai moti di filtrazione.
- Fase D – piping pienamente sviluppato: se l'erosione assume valori significativi i tunnel generati dal processo di erosione interessano tutta la sezione arginale, da lato campagna fino a lato fiume. La portata d'acqua defluente tende ad aumentare in quanto le forze d'attrito vengono gradatamente a ridursi, aumentando così le dimensioni dei tunnel, che possono assumere entità tali da provocare cedimenti o addirittura crolli nel corpo arginale.

La fase A, necessaria per l'innesco del fenomeno del *piping*, è più propriamente definita meccanismo di sollevamento (*uplift*)[Par. 1.4.2].



Fig. 1.9: Esempio di formazione di fontanazzi e protezione con sacchi di sabbia

1.5.2 Modello di calcolo

L'analisi del fenomeno di *piping* si suddivide in due differenti processi:

- rottura per sollevamento dello strato di materiale poco permeabile (*uplift*);
- erosione di particelle di sabbia, che portano allo sviluppo di cunicoli sotterranei e alla formazione di fontanazzi.

Il modello per lo studio della prima fase è illustrato al paragrafo 1.4.2. L'analisi della seconda fase è presentata di seguito, fornendo alcune formule empiriche per il calcolo della quota idrica critica per l'insorgere del fenomeno.

Il meccanismo di *piping* è governato principalmente dal dislivello della quota idrica fra corso d'acqua e lato campagna e dalla lunghezza del percorso di filtrazione che si sviluppa nella fondazione arginale. E' quindi opportuno determinare i punti d'ingresso ed uscita del percorso.

Il punto d'uscita può essere posto in corrispondenza ad un fossato a lato campagna, nel punto in cui lo strato sabbioso emerge in superficie o nel punto di minor spessore dello strato argilloso di copertura nel caso in cui sia presente.

Formula empirica di Bligh

La formula di *Bligh*, pubblicata nel 1910, fornisce un facile e rapido metodo per una prima valutazione della vulnerabilità della sezione al *piping*. Tale formula ha carattere empirico e deriva dall'osservazione di una serie di collassi arginali.

L'analisi del fenomeno di *piping* è sviluppata con riferimento alla lunghezza o percorso critico di filtrazione. Se l'attuale lunghezza del tratto interessato da *piping* è maggiore della lunghezza critica, si ritiene la sezione arginale in esame vulnerabile [Fig. 1.10].

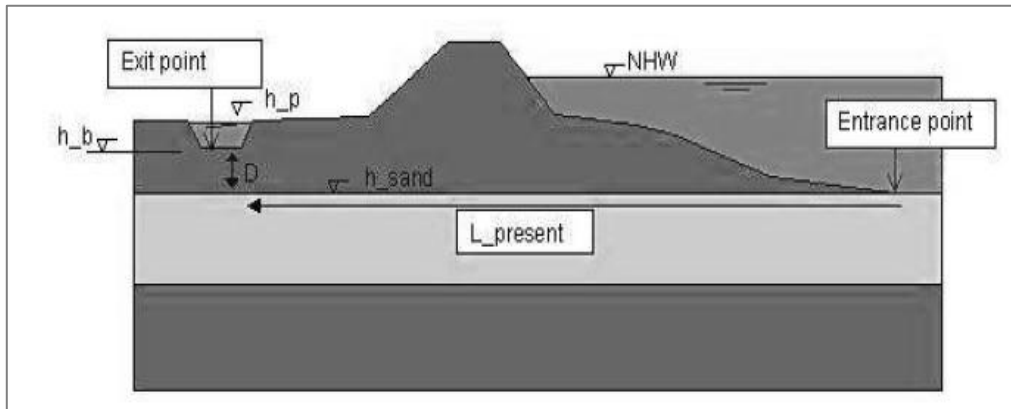


Fig. 1.10: Modello di calcolo di Bligh per lo studio del meccanismo di piping [Ammerlaan, 2007]

$$L_{Bligh} = \Delta H C_{creep,B} \quad (1.5)$$

$$L_{Bligh} \leq L \quad (1.6)$$

In cui:

- L_{Bligh} = lunghezza critica di filtrazione [m];
- L = attuale lunghezza del percorso di filtrazione [m];
- ΔH = differenza di livello tra quota dell'acqua nel fiume e lato campagna [m];
- D = spessore dello strato poco permeabile [m];
- C_{creep} = fattore di creep [-].

Il *fattore di Creep* è funzione del diametro delle particelle costituenti lo strato interessato dal fenomeno di *piping*. I valori di tale coefficiente secondo *Bligh* sono illustrati in Tab. 1.1. Secondo la teoria di *Bligh*, ogni tratto verticale del percorso di filtrazione è da includere nell'analisi. Questo approccio è stato criticato da *Lane*, il quale ha proposto di ridurre il peso dei tratti orizzontali nel calcolo del percorso di filtrazione, moltiplicandoli per un coefficiente pari a 1/3:

$$L_{Lane} = \frac{1}{3}L_h + L_v = \Delta H C_{creep,L} \quad (1.7)$$

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Diametro medio [μm]</i>	<i>C_{creep, Bligh}</i>	<i>C_{creep, Lane}</i>
Sabbia molto fine	105 – 150	18	7
Sabbia media	150 - 210	15	7
Sabbia grossolana	300 - 2000	12	5
Ghiaia fine	2000 - 5600	9	4
Ghiaia	> 16000	4	3

Tab. 1.1: Valori del fattore di Creep secondo Bligh e Lane

Durante la valutazione degli argini nei Paesi Bassi, la precedente formula di *Bligh* è stata modificata nel modo seguente per considerare il contributo di resistenza fornito dallo strato argilloso nei confronti dello sviluppo del fenomeno di *piping*.

$$L_{Bligh} = (\Delta H - 0,3D)C_{creep} \quad (1.8)$$

La resistenza fornita dallo stato poco permeabile è valutata in questa formula mediante un fattore pari a 0,3, che è il valore maggiormente utilizzato nella pratica. I valori teorici solitamente oscillano fra 0 e 1 mentre dati sperimentali suggeriscono di utilizzare valori compresi tra 0 e 0,6.

Sellmeijer

Per lo studio del fenomeno di *piping* *Sellmeijer* adotta un modello bidimensionale [*Sellmeijer*, 1988]. L'analisi porta alla formulazione di una serie di equazioni che descrivono il fenomeno ma che non possono essere risolte analiticamente. Tali equazioni sono basate sull'analisi di moti di filtrazione sotterranei (legge di Darcy, equazione di continuità), sullo studio del flusso nel canale eroso (*Poiseuille*) e sulla valutazione dello stato limite di equilibrio dei granuli del materiale presente sul fondo del canale (*White*).

Sellmeijer assume come ipotesi la formazione di una discontinuità o piccolo canale al di sotto dell'argine, con punto d'uscita in corrispondenza ad un fossato posto oltre il piede dell'argine a lato campagna [Fig. 1.11]. Il modello è bidimensionale, di conseguenza il canale sotterraneo è ipotizzato infinitamente largo, e i risultati sono forniti per metro lineare. A causa del moto di filtrazione, la lunghezza del canale di erosione può aumentare nella direzione

del fiume mentre a campagna si possono formare dei fontanazzi. Se il canale sotterraneo raggiunge la sponda a fiume si sviluppa un flusso d'acqua continuo al di sotto dell'argine.

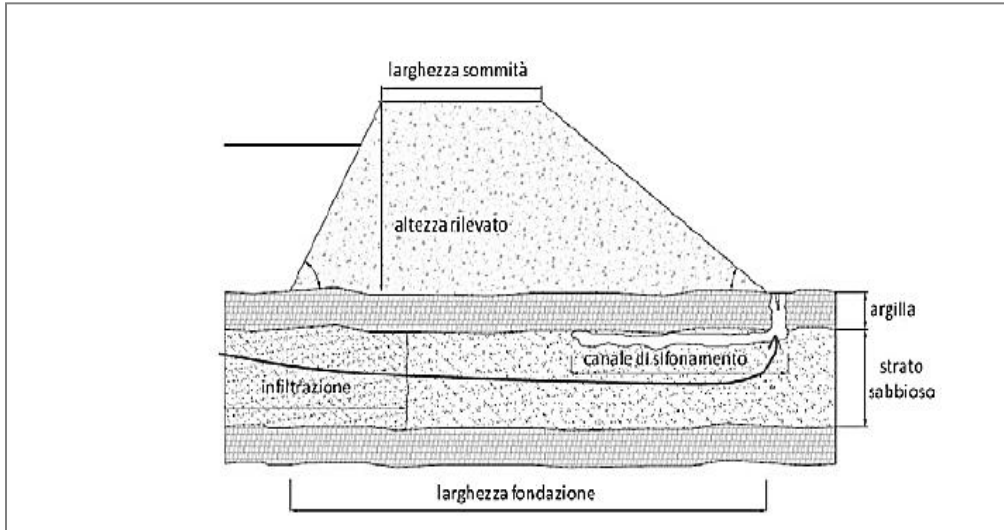


Fig. 1.11: Modello per lo studio del fenomeno del piping secondo Sellmeijer

La formula di *Sellmeijer* è più articolata rispetto a quella sviluppata da *Bligh*, e considera un maggior numero di variabili:

$$(\Delta H - 0,3D) \leq \frac{1}{\gamma} \Delta H_c \quad (1.9)$$

$$\frac{\Delta H_c}{L} = \frac{1}{c} = F_R F_S F_G \quad (1.10)$$

In cui:

-
$$F_R = \eta \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \tan \vartheta \quad (1.11)$$

-
$$F_S = d_{70} \left(\frac{1}{\kappa L} \right)^{1/3} \quad (1.12)$$

-
$$F_G = \{0,68 - 0,1 \ln(\eta F_S)\} \left(\frac{d_{sand}}{L} \right) \left[\frac{0,28}{\left(\frac{d_{sand}}{L} \right)^{2,8} - 1} \right] \quad (1.13)$$

- F_R = fattore di resistenza;

- F_S = fattore di scala;
- F_G = fattore di forma;
- ΔH = differenza di carico idraulico tra il paramento arginale a lato fiume e quello a lato campagna [m];
- ΔH_c = differenza di carico critico per innesco del fenomeno di piping [m];
- D = spessore dello strato argilloso poco permeabile a rottura [m];
- γ = fattore di sicurezza (1,2);
- γ'_p = peso specifico immerso delle particelle di sabbia [kN/m³];
- γ_w = peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- θ = angolo di riposo (*bedding angle*) delle particelle di sabbia [°];
- L = lunghezza del percorso orizzontale di filtrazione [m];
- d_{sand} = spessore dello strato di sabbia [m];
- η = coefficiente di White (0,25);
- D_{70} = valore del diametro che corrisponde al 70% del passante in peso dello strato sabbioso [m];
- κ = permeabilità intrinseca dello strato di sabbia [m²]: $\kappa = \frac{v}{g}k$
- v = viscosità cinematica, assunta pari a $1,33 \times 10^{-6}$ m²/s a 10°C;
- g = accelerazione di gravità ($\approx 9,81$ m/s²);
- k_f = coefficiente di permeabilità del terreno costituente la fondazione arginale [m/s].

L'angolo di riposo θ definisce la resistenza delle particelle di sabbia alle forze di trascinamento dovute al moto di filtrazione. Attualmente la definizione del suo valore a seconda delle diverse tipologie di sabbia è ancora incerta. In [Sellmeijer, 1988] è definito un range di validità di questo angolo compreso tra 50 e 55°, in [Fernandez Luque, Van Beek, 1976] è fissato un valore pari a 47°. Dei valori più bassi sono stati definiti a seguito di una serie di osservazioni sperimentali: in [TAW, 1999] è stato stabilito un valore pari a 41° e lo stesso Sellmeijer definisce poi un range di valori compreso tra 41° e 37°. È presente quindi ancora un certo grado di incertezza in merito al valore da attribuire a questo parametro e ulteriori studi sono necessari per definire le sue variazioni in confronto alla diverse tipologie di sabbia.

Anche nella formula di *Sellmeijer*, il fattore $0,3D$ è adottato per considerare un contributo alla resistenza alla formazione di *piping* fornito dallo strato argilloso.

La granulometria del materiale presente nello strato vulnerabile al meccanismo di *piping* condiziona la resistenza alle forze di trascinamento sviluppate dal flusso. È quindi consigliabile eseguire una serie di sondaggi per definire con precisione la granulometria di questo strato e il grado di uniformità. Si indica un numero minimo di campioni da analizzare pari a tre, ma è preferibile determinare il valore rappresentativo del d_{70} sulla base di almeno cinque campioni. Una descrizione approfondita delle procedure da adottare per una stima corretta dei parametri da inserire nell'equazione è fornita in *appendice II* [TAW, 1999].

Il dislivello critico ΔH_c indica il massimo valore del carico idraulico in corrispondenza al quale è ancora rispettata la condizione di equilibrio del materiale nello strato permeabile. Nel grafico a destra di Fig. 1.11 in ascissa è presente il rapporto l/L tra la lunghezza reale l del percorso di *piping* e l'intero percorso di filtrazione L disponibile per lo sviluppo del fenomeno, e in ordinata il rapporto $\Delta H/L$. Il piccolo tunnel dovuto all'erosione inizia a crearsi in corrispondenza ad un certo dislivello, ma per bassi valori del rapporto l/L l'equilibrio è ancora garantito. Raggiunto il valore critico del dislivello, la situazione non è più equilibrata e di conseguenza il tunnel di materiale eroso si sviluppa rapidamente fino ad eguagliare la lunghezza del percorso di filtrazione L . In Fig. 1.13 si può osservare la riduzione del carico idraulico nello strato permeabile in seguito allo sviluppo del percorso di erosione.

Recentemente sono stati eseguiti dei nuovi test sperimentali utilizzando dei modelli a piccola, media e grande scala [Sellingmeijer et al., 2011]. Lo scopo di questa ricerca era la valutazione del grado di influenza di alcune variabili nel fenomeno di *piping*. Con i dati ottenuti dai modelli su piccola scala è stata sviluppata un'analisi multi-variabile mediante la tecnica della regressione multipla: Nell'analisi sono state utilizzate le seguenti variabili: la densità relativa RD , il grado di uniformità U , la spigolosità KAS , la permeabilità k e un valore di riferimento per la granulometria d_{70} .

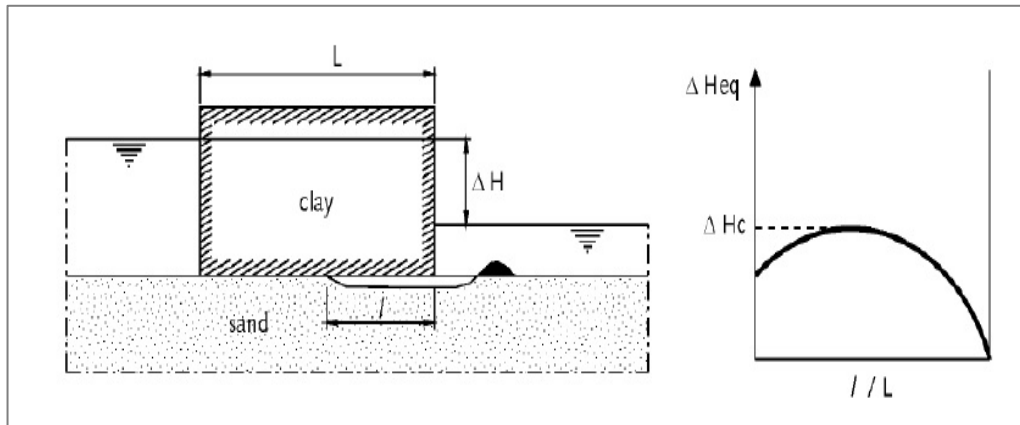


Fig. 1.12: Modello di Sellmeijer per lo studio del fenomeno di piping . Grafico rappresentante il carico idrico in funzione del rapporto \$l/L\$. [TAW, 1999]

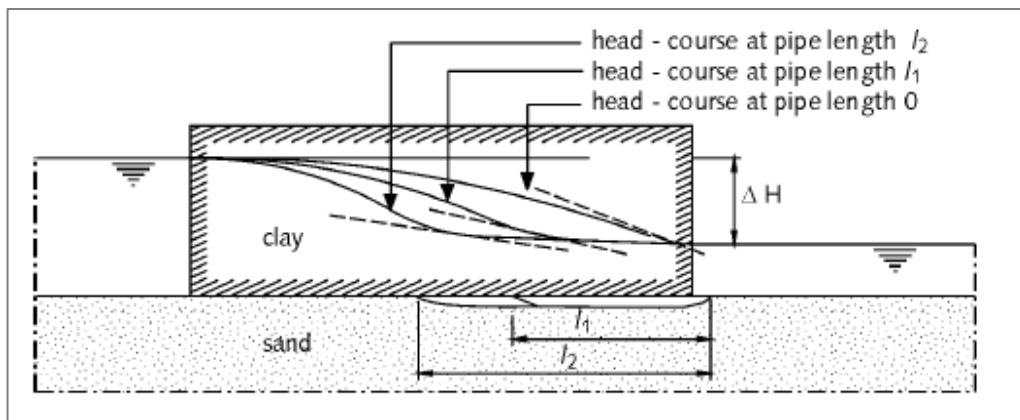


Fig. 1.13: Riduzione del carico idraulico nello strato permeabile a causa dello sviluppo del meccanismo di piping. [TAW, 1999]

I risultati ottenuti dall'analisi multi-variabile sono stati poi elaborati per fornire una nuova espressione della formula di *Sellmeijer*:

$$\frac{H_c}{L} = \frac{1}{c} = F_R F_S F_G \quad (1.14)$$

$$F_R = \eta \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \tan \vartheta \left[\left(\frac{RD}{RD_m} \right)^{0,35} \left(\frac{U}{U_m} \right)^{0,13} \left(\frac{KAS}{KAS_m} \right)^{-0,02} \right] \quad (1.15)$$

$$F_S = d_{70} \left(\frac{1}{\kappa L} \right)^{1/3} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,6} \quad (1.16)$$

$$F_G = 0,91 \left(\frac{d_{sand}}{L} \right) \left[\frac{0,28}{\left(\frac{d_{sand}}{L} \right)^{2,8} - 1} + 0,04 \right] \quad (1.17)$$

Tali espressioni derivano dall'elaborazione di dati sperimentali e sono applicabili solo all'interno dei limiti definiti per i parametri coinvolti nei test:

<i>Parametri</i>	<i>Val. Minimo</i>	<i>Val. Massimo</i>	<i>Val. Medio</i>
RD	50%	100%	72,5%
U	1,3	2,6	1,81
KAS	35%	70%	49,8%
d ₇₀	150 μm	430 μm	208 μm

Tab. 1.2: Limiti dei parametri. Sellemijer et al., 2011

2 Paesi Bassi e U.S.A. – Valutazione dei sistemi arginali nei confronti di fenomeni di filtrazione

Negli ultimi decenni in varie nazioni sono stati sviluppati approcci di tipo probabilistico per la valutazione del rischio idrogeologico. Questi studi non si limitano a valutare la probabilità di accadimento di un determinato evento, ma hanno come obiettivo la determinazione del grado di rischio tollerabile nei confronti della vulnerabilità dei territori considerati. Questo tipo di analisi permette di valutare possibili scenari alternativi con l'obiettivo di ridurre i rischi, generare un piano di interventi prioritari e individuare gli aspetti in cui si concentrano le maggiori incertezze e che quindi necessitano di ulteriori indagini.

2.1 Paesi Bassi

2.1.1 Introduzione. Riferimenti normativi e progetti

Nei territori dei *Paesi Bassi* posti nell'area del delta del fiume *Reno*, circa il 20% delle terre sono situate al di sotto del livello del mare e la maggior parte

del territorio è soggetta al rischio di inondazioni. Di conseguenza, l'esteso sistema arginale posto a difesa del territorio contro le inondazioni è di primaria importanza ed è costruito sia lungo i corsi d'acqua principali che lungo il tratto costiero.

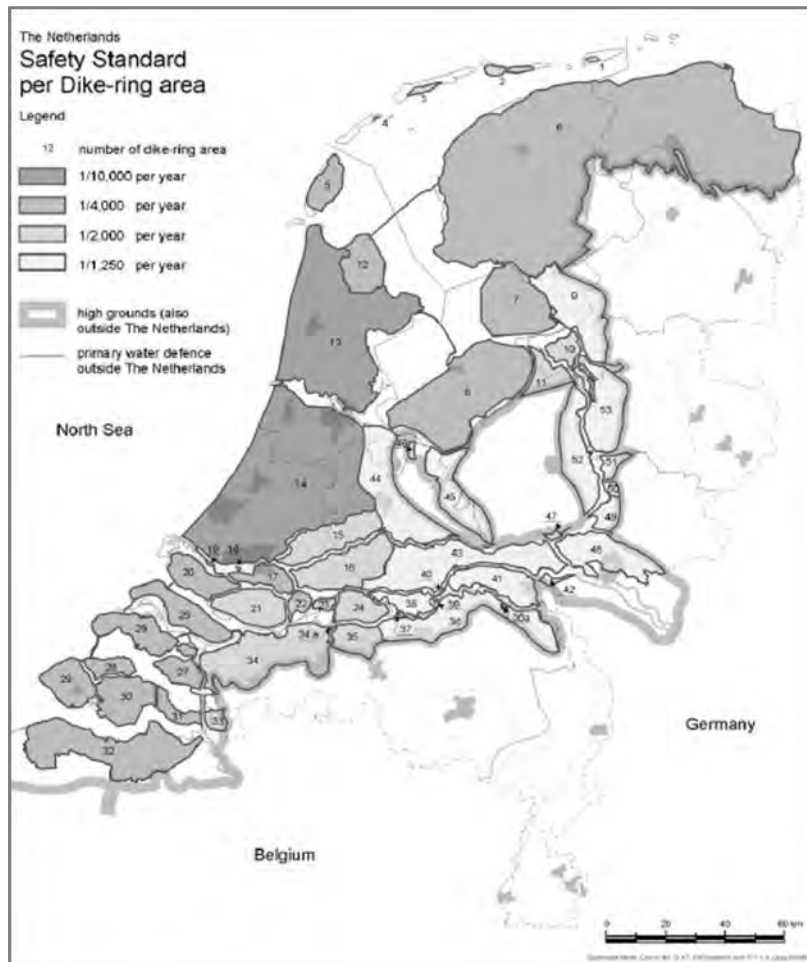


Fig. 2.1: Area del dike ring nei Paesi Bassi e standard di sicurezza per il sistema arginale primario. [Hazenoort, 2008]

L'olandese *Delta Committe* nel 1960 stabilì per i principali sistemi arginali il livello minimo di sicurezza, riferito alla frequenza di superamento tollerabile di una determinata quota idrica valutata mediante uno studio dei costi-benefici. Il *Water Defence Act* (1996) estese la valutazione di questo standard minimo di sicurezza all'intero territorio olandese interessato dal sistema arginale. Il criterio di sicurezza era definito in termini di probabilità di superamento di una determinata quota idrica, che può essere tollerata dalla sezione arginale. Nel

1992 il *Technical Advisory Committee on Water Defences (TAW)* avviò un programma di studi denominato *Flooding Risk: a study of the probabilities and consequences*, seguito negli anni successivi dal *FLORIS 1-project* (2001) e *FLORIS 2-project* (2006). Tali studi avevano come obiettivo la valutazione del rischio idrologico nel territorio olandese e le sue conseguenze sia in termini di perdite di vite umane che in termini economici.

In Fig. 2.1 è illustrato la suddivisione del territorio olandese in aree protette da sistemi arginali con diverso tempo di ritorno.

2.1.2 *FLORIS 1-project*

Nell'ambito del *FLORIS 1-project* è stato valutato il rischio idrologico di alcune aree comprese nel *dike ring* olandese fra il 2001 e il 2005 [*FLORIS study-Full report*, 2005]. Questo progetto presenta un nuovo metodo di approccio al problema, non esprimendosi più in termini di probabilità di superamento, quanto piuttosto riferendosi alla probabilità di allagamento di una determinata area a causa del collasso di uno o più elementi del sistema arginale. In questo modo, l'analisi non è più riferita ad una singola sezione arginale, ma valuta le prestazioni del sistema arginale nel suo complesso. Sono inoltre considerati tutti i possibili modi di rottura arginale, mentre nel precedente approccio faceva essenzialmente riferimento a fenomeni di sormonto (*overtopping*).

Per condurre questo tipo di analisi è stato necessario acquisire un'elevata quantità di dati, in modo da ridurre il grado di incertezza nella valutazione dei parametri.

Lo studio ha rilevato una probabilità di collasso dei sistemi arginali variabile fra 1/2500 per anno nel *South Holland* fino a più di 1/100 per anno in altre aree. [*FLORIS study-Interim report*, 2005]. L'analisi tuttavia non è sufficientemente accurata per poter considerare questi valori in termini assoluti ma è da ritenersi una valida indicazione dei meccanismi di rottura dominanti e delle aree a maggior rischio.

Dai risultati dello studio è emersa un'elevata sensibilità del sistema arginale al meccanismo del sifonamento (*piping*) e quindi la conseguente rottura dovuta a

cause idrauliche. L'elevata probabilità di accadimento di questo fenomeno è legata anche alle incertezze relative ai parametri che lo governano. È apparsa quindi la necessità di acquisire nuove serie di dati, relative alla caratterizzazione degli strati di terreno presenti nella fondazione arginale e di raffinare il modello relativo al fenomeno di *piping*.

2.1.3 *FLORIS 2-project*

Nel *FLORIS 1-project* sono state analizzate 16 aree comprese nel dike ring, di cui tre in modo dettagliato e adottando per le restanti dei criteri più generali, portando spesso ad una sovrastima dei possibili rischi. Nelle conclusioni di questo progetto si è quindi auspicata una prosecuzione degli studi per incrementare il livello di dettaglio dei risultati e l'estensione dell'analisi alle restanti aree.

A partire dal 2006, è stato quindi sviluppato il *VNK2-Project* [Jongejan R. et al., 2013] con l'obiettivo di fornire una dettagliata carta del rischio idrologico che comprenda i 55 principali sistemi arginali olandesi. Tali studi sono attualmente in corso, con la previsione di terminare alla fine del 2014.

Il *FLORIS project* ha come obiettivo quello di determinare la probabilità di insufficienza del sistema arginale con un'analisi probabilistica di tipo bayesiano, considerando le incertezze dovute alle condizioni di carico, alla resistenza dei materiali, e ai modelli sviluppati. I risultati sono espressi sia in termini di probabilità di accadimento di un determinato fenomeno, che in riferimento agli oneri economici richiesti nel caso in cui l'evento si verificasse. Questo tipo di analisi permette di valutare possibili scenari alternativi con l'obiettivo di ridurre i rischi, generare un piano di interventi prioritari e individuare gli aspetti in cui si concentrano le maggiori incertezze e che quindi necessitano di ulteriori indagini.

2.1.4 Schematizzazione del meccanismo di sifonamento

Nelle conclusioni, il progetto *FLORIS* individua nel fenomeno di sifonamento una delle principali cause di rischio di rottura per il sistema arginale olandese. [Van Vestern, 2005]. Nonostante una parte della probabilità sia connessa all'incertezza relativa alla caratterizzazione del terreno di fondazione e quindi alla variabilità attribuita ai parametri, lo studio ha rilevato la necessità di approfondire l'analisi del meccanismo di *piping*.

Per un riscontro concreto, sono state effettuate delle osservazioni in sito durante degli eventi di piena, dalle quali è emerso che non si è verificato nessun fenomeno di collasso dovuto a sifonamento, tuttavia in alcune occasioni sono stati individuati dei fontanazzi che indicano l'attivazione del fenomeno.

Nei *Paesi Bassi*, per lo studio del meccanismo di *piping*, si schematizza il rilevato arginale e il terreno di fondazione mediante l'individuazione di due strati: uno superiore poco permeabile, a matrice prevalentemente argillosa, e uno inferiore più permeabile, a matrice prevalentemente sabbiosa. [Ammerlaan, 2007].

Il fenomeno di *piping* è inoltre distinto in quattro fasi in successione temporale, che descrivono il progressivo sviluppo del fenomeno [Fig. 2.2]:

- fessurazione dello strato più superficiale della fondazione, composto prevalentemente da materiale argilloso;
- inizio dell'erosione dello strato sottostante avente maggiore permeabilità, con rimozione delle particelle sabbiose e principio di formazione di fontanazzi (*sand boils*);
- sviluppo del fenomeno erosivo con formazione di cunicoli (*piping*) in direzione del corso d'acqua;
- completo sviluppo dei cunicoli che arrivano ad interessare la fondazione dell'intera sezione arginale raggiungendo il corso d'acqua.

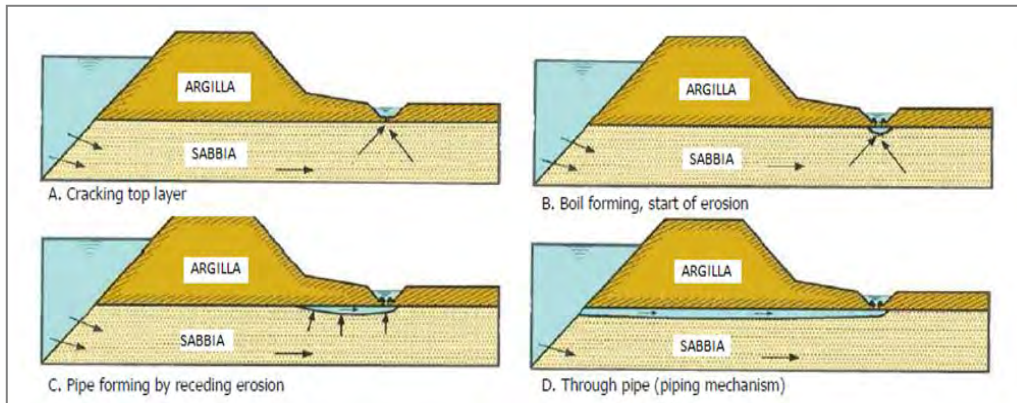


Fig. 2.2: Fasi del fenomeno di piping. [Ammerlaan, 2007]

Nella pratica spesso queste fasi vengono raggruppate in due processi principali: la rottura dello strato argilloso (*uplift*) e l'erosione con conseguente formazione di cunicoli (*piping*).

2.1.5 Valutazione del fenomeno di sifonamento

La valutazione del grado di sicurezza di una sezione arginale nei confronti di un determinato fenomeno passa attraverso una serie di analisi con un incremento progressivo del livello di precisione.

Nella valutazione preliminare si utilizzano valori dei parametri fortemente conservativi, derivanti da analisi poco approfondite, e contemporaneamente un modello molto semplificato. In questa fase è spesso adottato il criterio di *Bligh* (1910) che fornisce una prima valutazione del grado di vulnerabilità della sezione arginale. Un maggior grado di dettaglio è fornito dalla relazione di *Sellmeijer* [Sellmeijer, 1988], la quale introduce dei parametri che caratterizzano con più precisione le caratteristiche del terreno. I risultati di entrambe le formule sono espressi sotto forma di carico idraulico critico o di lunghezza critica del percorso di filtrazione [Par. 1.5.2].

Un'ulteriore possibilità è poi rappresentata dai *modelli numerici*, che permettono di considerare in misura maggiore la complessità del fenomeno e la variabilità dei parametri. L'adozione di un modello di calcolo più complesso è motivata solo se accompagnata da ulteriori indagini in sito e test di laboratorio

che incrementano la conoscenza delle caratteristiche dei terreni oggetto di studio.

Il grafico a pagina seguente [Fig. 2.3] illustra le varie fasi del processo di valutazione di una sezione arginale nei confronti del meccanismo di *piping*.

La rottura dello strato di fondazione più superficiale e poco permeabile si verifica quando la pressione dell'acqua al di sotto di quello strato eguaglia o supera il peso dello stesso. È quindi importante effettuare una corretta valutazione delle pressioni idrauliche presenti nello strato permeabile, responsabili del fenomeno di fessurazione. Nella pratica ingegneristica olandese, per una prima valutazione, si assume che il carico idraulico nello strato permeabile sia pari alla quota idrica nel corso d'acqua. Un andamento più realistico del carico idraulico può essere tracciato grazie a dati piezometrici o mediante un modello idrogeologico del terreno di fondazione. [Ammerlaan, 2007].

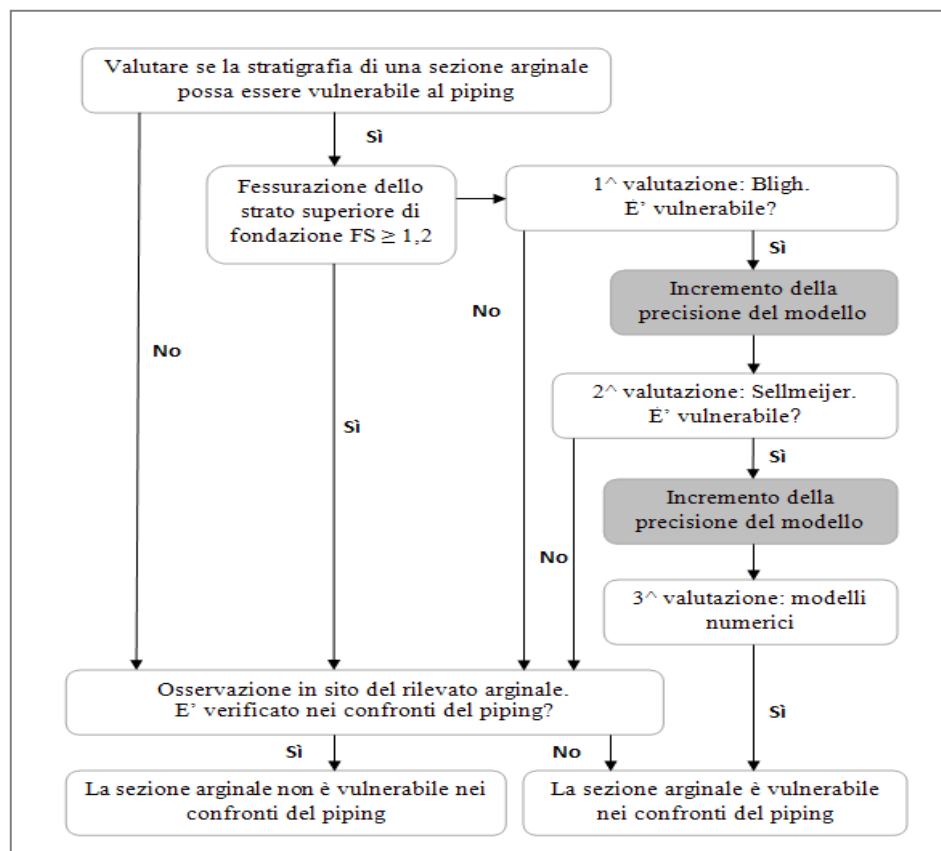


Fig. 2.3: Vulnerabilità di una sezione al fenomeno di *piping*. Metodo di valutazione olandese. [Ammerlaan, 2007]

2.2 Stati Uniti

2.2.1 Introduzione: Riferimenti normativi e progetti

Nella storia degli Stati Uniti, alcune gravi rotture arginali sono state causate da fenomeni di sifonamento, che hanno evidenziato la necessità di effettuare studi approfonditi. Nel 1937, a causa di un evento di piena lungo il fiume *Mississippi* si sono verificati intensi fenomeni di filtrazione, con la comparsa di fontanazzi a lato campagna. Nel 2005, l'uragano *Katrina* ha creato gravi danni nei territori della *Central Valley* e nell'area del delta del fiume *Sacramento* in California a causa della rottura in alcuni tratti degli argini del fiume Mississippi e ha fatto emergere la necessità di sviluppare un criterio di valutazione dei sistemi arginali.

I criteri per una corretta valutazione degli argini esistenti e per la progettazione di nuovi tratti sono contenuti nel *Levee Design Manual of the Army Corps of Engineers* [USACE, 2000]. Altri documenti a cui far riferimento sono: *Slope Stability Manual for the Army Corps of Engineers* [USACE, 2003] e *Design Guidance for Levee Under-Seepage* [USACE, 2005].

A seguito dei gravi danni causati dall'uragano, l'*American Society of Civil Engineers (ASCE)* avviò un progetto di valutazione dei sistemi arginali esistenti e il Congresso americano istituì il *National Committee on Levee Safety* per tracciare delle linee guida di interesse nazionale.

Il *National Levee Safety Program*, attualmente attivo, ha come scopi il monitoraggio del sistema arginale, attraverso la redazione del *National Levee Database* con il duplice obiettivo di individuare gli interventi realizzare e coordinare i piani di evacuazione allo scopo di minimizzare il rischio. Questa serie di complesse e articolate valutazioni è svolta in collaborazione con *FEMA (Federal Emergency Management Agency)* che ha il compito di redigere una mappa del rischio (*Flood Insurance Rate Maps- FIRMs*) e di valutare se un dato sistema arginale soddisfi i requisiti minimi espressi in *Title 44 – CFR 65.10 [Code of Federal Regulations, 2010]*. Tale documento prevede che specifici requisiti strutturali siano certificati da un ingegnere o da un'agenzia

federale responsabile della progettazione arginale, come ad esempio *USACE*, al fine di garantire un ragionevole grado di sicurezza nei confronti del rischio di inondazione di una determinata area.

Le guide e agenzie fin qui indicate forniscono solo un accenno del complesso e articolato sistema normativo americano. Alcuni siti web delle principali agenzie americane sono elencati in bibliografia per ulteriori approfondimenti.

2.2.2 *Schematizzazione del meccanismo di piping*

Il meccanismo di sifonamento è distinto in base all'area della sezione arginale interessata dal fenomeno. È denominato *under-seepage* il fenomeno di filtrazione che interessa la fondazione e *through-seepage* se interessa il corpo arginale.

Secondo l'approccio americano, lo studio della vulnerabilità di una sezione arginale nei confronti del sifonamento è condotto utilizzando come parametro principale il gradiente al piede di valle. Nella Fig. 2.4 sono illustrate le diverse fasi che portano a valutare se una sezione arginale è potenzialmente a rischio di sifonamento.

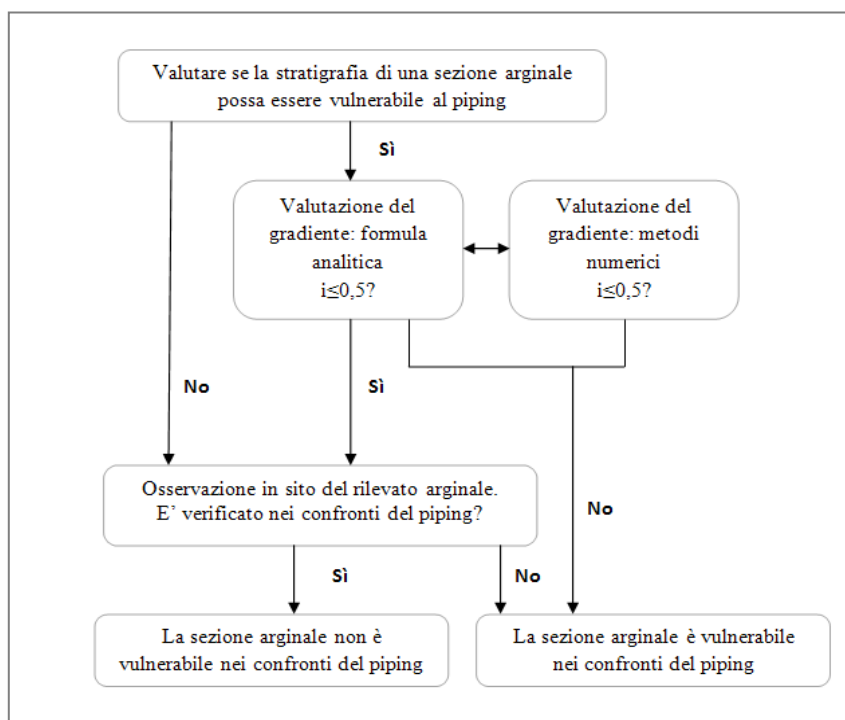


Fig. 2.4: Vulnerabilità di una sezione al fenomeno di piping. Metodo di valutazione americano. [Ammerlaan, 2007]

In primo luogo si analizza la stratigrafia della sezione: se è presente uno strato permeabile, in materiale sabbioso, posto al di sotto di uno strato poco permeabile sono presenti le condizioni per un potenziale sviluppo del fenomeno in occasione di eventi di piena. Il passo successivo consiste nella valutazione del gradiente idraulico d'uscita in prossimità al piede arginale a lato campagna. Solitamente si assume come valore di riferimento per definire una sezione sensibile al fenomeno di *piping* un gradiente uguale o superiore a 0,5. Si ipotizza che oltre tale valore si verifichi la fessurazione e il sollevamento dello strato a bassa permeabilità e la formazione di fontanazzi, fenomeni che pregiudicano la stabilità del rilevato arginale [Fig. 2.5].

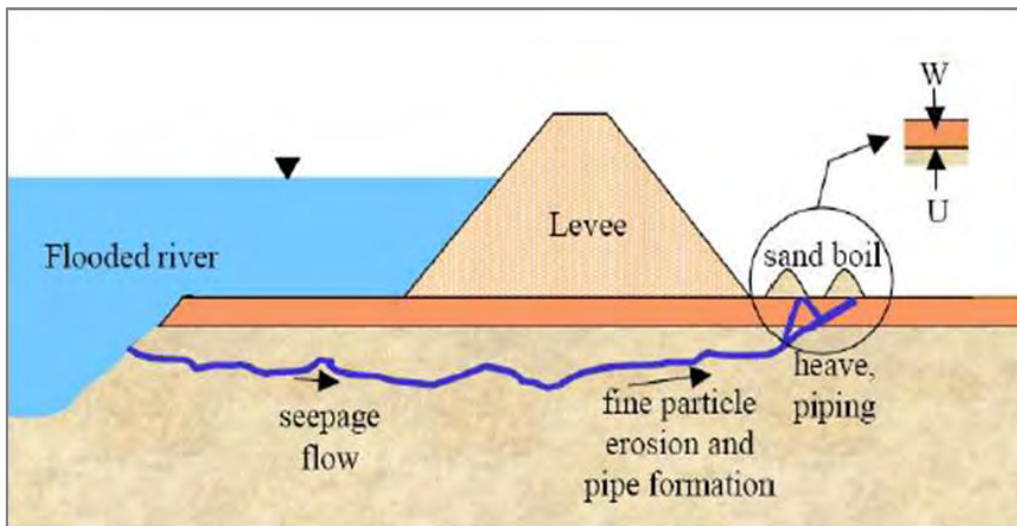


Fig. 2.5: Fenomeno di piping. Modello americano. [Ammerlaan, 2007]

Il gradiente idraulico i nello strato poco permeabile è definito mediante la seguente formula:

$$i = \frac{h_x}{z_t} \leq 0,5 \quad (2.0)$$

Con:

- i = gradiente in uscita in corrispondenza al piede arginale a lato campagna [-];
- h_x = carico idrostatico nello strato permeabile, a distanza "x" dal piede arginale [m];
- z_t = spessore dello strato poco permeabile [m].

Secondo l'approccio americano, per la valutazione del carico idrostatico h_x nello strato permeabile si possono utilizzare metodi analitici, come il reticolato di flusso, o sviluppare un modello numerico. I criteri analitici adottati sono illustrati nell'appendice B del manuale *Desing and Construction of Levees* [USACE, 2000].

Sono stati inoltre definiti degli intervalli di valori del gradiente a cui corrisponde una diversa intensità del fenomeno di filtrazione [Tab. 2.1]. La correttezza di tali intervalli è supportata da osservazioni in sito durante eventi di piena [USACE, 2005].

I valori teorici critici assunti per il gradiente sono:

- $i = 0,5$ per il fenomeno di *piping*, da cui consegue un fattore di sicurezza FS = 1,6.
- $i = 0,8$ per il fenomeno di *heave*, calcolato assumendo un peso di volume del terreno dello strato poco permeabile pari a 18 kN/m³.

Gradiente in uscita	Intensità fenomeno di filtrazione
0 – 0,5	Non presente o lieve
0,2 – 0,6	Medio
0,4 – 0,7	Elevato
0,5 – 0,8	Comparsa di fontanazzi

Tab. 2.1: Gradiente - intensità fenomeno di filtrazione. [USACE, 2005]

2.2.3 Modello matematico per lo studio del moto di filtrazione

L'*U.S.A.C.E.* ha sviluppato un metodo analitico per valutare il carico idraulico al piede di valle del rilevato arginale al di sotto dello strato poco permeabile. Tale carico è responsabile di un'eventuale fratturazione dello strato argilloso e, per elevati gradienti, può portare all'innescio del fenomeno di *piping*.

Le seguenti equazioni sono state sviluppate in condizioni stazionarie e il terreno arginale è schematizzato mediante due strati principali: il corpo del rilevato e la parte più superficiale del terreno di fondazione sono costituiti da

materiale poco permeabile, mentre il terreno sottostante ha permeabilità maggiore.

Di seguito è illustrata una schematizzazione rappresentativa del sistema arginale del fiume *Mississippi*: lo strato superiore di fondazione è poco permeabile e termina, a lato campagna, con uno strato argilloso di maggior spessore che costituisce un ostacolo per il moto di filtrazione [Fig. 2.6]. Le equazioni possono presentare formulazioni diverse in funzione della presenza o meno dello strato poco permeabile in fondazione o di eventuali manufatti aventi lo scopo di ostacolare il moto di filtrazione.

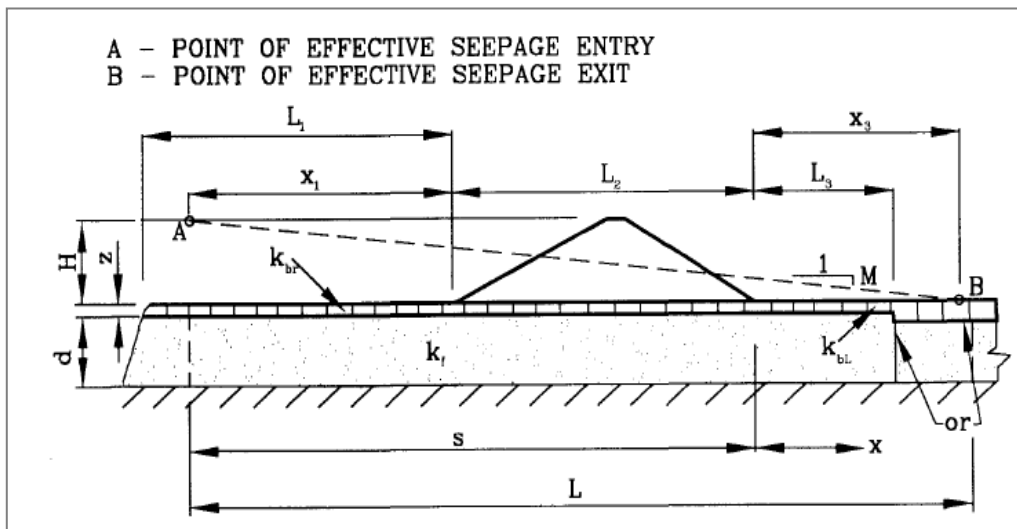


Fig. 2.6: Schematizzazione della sezione arginale per lo studio del moto di filtrazione. [USACE 2000]

Le equazioni adottate in questo caso per calcolare il carico idraulico al piede arginale di valle h_0 e la distanza del punto d'uscita del percorso di filtrazione rispetto al piede di valle x_3 sono rispettivamente:

$$h_0 = \frac{Hx_3}{x_1 + L_2 + x_3} \quad (2.1)$$

Con:

$$- \quad x_3 = \frac{1}{c \tan(cL_3)} \quad (2.2)$$

$$- \quad c = \sqrt{\frac{k_{bl}}{k_f z_b d}} \quad (2.3)$$

- h_x = carico idraulico presente al di sotto dello strato poco permeabile, posto a distanza x rispetto al piede arginale a lato campagna [m];
- H = carico idraulico netto agente sul corpo arginale [m];
- z_b = spessore dello strato di terreno poco permeabile [m];
- d = spessore dello strato permeabile [m];
- x_1 = distanza dal piede arginale lato fiume al punto d'inizio del percorso di filtrazione [m];
- x_3 = distanza dal piede arginale lato campagna al punto d'uscita del percorso di filtrazione [m];
- c = coefficiente [1/m];
- k_{bt} = coefficiente di permeabilità verticale dello strato poco permeabile a lato fiume [m/s];
- k_f = coefficiente di permeabilità orizzontale dello strato permeabile [m/s].

Per una trattazione più approfondita del modello analitico per il calcolo dei principali parametri che governano il moto di filtrazione al di sotto di un corpo arginale si rimanda all'appendice B, del manuale *Design and construction of levees* [USACE, 2000].

2.3 Erosione interna nel terreno di fondazione: confronto fra Paesi Bassi e Stati Uniti

Nei paragrafi precedenti sono state illustrate le motivazioni che hanno incentivato lo studio del fenomeno del *piping* in queste due nazioni e l'approccio adottato da ciascuna. Il metodo e le formule utilizzati presentano sia analogie che differenze.

In entrambi i casi vengono assunte delle ipotesi iniziali che permettono di schematizzare e descrivere in forma analitica il fenomeno:

- condizioni di moto stazionario;
- flusso laminare;

- corpo del rilevato arginale e strato superiore poco permeabile rispetto allo strato più profondo in cui si sviluppano i moti di filtrazione;
- flusso nello strato poco permeabile avente direzione prevalentemente verticale; nello strato permeabile presenza di un flusso principalmente orizzontale;
- fondazione schematizzata attraverso uno strato orizzontale a spessore uniforme con permeabilità medio-elevata e a matrice prevalentemente sabbiosa.

A partire dalle stesse ipotesi iniziali, vengono poi sviluppate delle formule analitiche diverse. Il fenomeno è distinto in due fasi: la prima relativa alla fessurazione dello strato impermeabile (*uplift*), e la seconda in cui si sviluppa il fenomeno erosivo (*piping*).

2.3.1 *Uplift*

Le formule seguenti esprimono il confronto tra l'azione delle pressioni di filtrazione agenti al di sotto dello strato poco permeabile e il peso proprio dello strato stesso.

<i>Paesi Bassi</i>	<i>Stati Uniti</i>
$(\phi_s - h_p) \leq \frac{1}{\gamma} D \frac{\gamma_{w,s} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (2.4)$	$i = \frac{h_x}{z_t} \leq \frac{1}{\gamma} \frac{\gamma_{w,s} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (2.6)$
$\frac{h_x}{z_t} \leq \frac{1}{\gamma} \frac{\gamma_{w,s} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{1}{\gamma} \gamma' \quad (2.5)$	$\frac{h_x}{z_t} \leq \frac{1}{\gamma} \gamma' = 0,5 \quad (2.7)$

Tab. 2.2: Formule per lo studio del meccanismo di uplift. Confronto Paesi bassi-USA

Con:

- ϕ_z = carico idraulico nello strato permeabile [m];
- h_p = quota della sommità dello strato permeabile [m];
- D = spessore dello strato poco permeabile [m];
- $\gamma_{w,s}$ = peso di volume saturo del terreno dello strato argilloso poco permeabile [kN/m³];

- γ = fattore di sicurezza [-].

Nella trattazione olandese, il fattore di sicurezza γ è assunto pari a 1,2, adottando per gli altri parametri i valori caratteristici, oppure pari a 1,5 se si utilizzano i valori medi. In quella americana si ipotizza che il peso di volume del terreno dello strato argilloso sia circa 18 kN/m^3 , ottenendo così $\gamma'=0,8$. In questo modo il fattore di sicurezza γ risultante non è un valore fisso, ma è funzione del peso di volume del terreno e solitamente assume valori prossimi a 1,6. L'applicazione di questo criterio è limitata ai casi in cui il terreno argilloso ha un peso di volume prossimo ai 18 kN/m^3 ed è quindi poco adatto per eseguire un confronto con i terreni torbosi olandesi.

Una differenza di particolare rilevanza fra i due approcci consiste nel criterio di valutazione per definire una sezione arginale suscettibile al fenomeno di *piping*.

Per i tecnici americani è sufficiente che la verifica di *uplift* non sia soddisfatta, secondo il criterio olandese si procede in ogni caso con la verifica del meccanismo di *piping*.

2.3.2 *Piping*

Paesi Bassi	Stati Uniti
Formula di <i>Bligh</i> : $H_{c,Bligh} = H_c + 0,3z_t \quad (2.8)$	Criterio analogo a <i>uplift</i> : $i = \frac{h_x}{z_t} \leq 0,5 \quad (2.12)$
$H_{crit} = F(L, d_{50}, z_t) \quad (2.9)$	Per la formula (2.1) la quota idrica critica si può esprimere:
Formula di <i>Sellmeijer</i> : $H_{c,Sellmeijer} = \frac{1}{\gamma} H_c + 0,3z_t \quad (2.10)$	$H_{crit} = \frac{0,5z_t(x_1 + L_2 + x_3)}{x_3} \quad (2.13)$
$H_{crit} = F(L, d_{70}, z_t, d, k_s, \gamma_{sat}, \gamma_w, \eta, \nu, g, \theta) \quad (2.11)$	$x_1 \text{ e } x_3 = F(k_{bl}, k_s, z_b, d, L_1, L_3) \quad (2.14)$
	$H_{crit} = F(L_1, L_2, L_3, k_{bl}, k_s, z_b, z_t, d) \quad (2.15)$

Tab. 2.3: Formule per lo studio del meccanismo di *piping*. Confronto Paesi Bassi-USA

Nella valutazione del meccanismo di *piping* le formule degli approcci americano e olandese differiscono in modo sostanziale. Negli *Stati Uniti* il gradiente pari a 0,5 costituisce un valore di riferimento sia per il fenomeno di *heave* che per quello di *piping*. Il metodo olandese sottolinea invece il trasporto delle particelle sabbiose causato dal *piping*, inserendo nella formula le caratteristiche del terreno costituente lo strato permeabile ed esprimendosi in termini di lunghezza critica del percorso di filtrazione.

In conclusione, nella tabella seguente [Tab. 2.4] sono riassunti i casi in cui la sezione arginale è considerata vulnerabile al *piping*. Come si può notare, il criterio americano appare più restrittivo. Per una comprensione più completa del fenomeno è necessario considerare anche le modalità di scelta dei parametri impiegati per l'analisi e del grado di sicurezza richiesto.

<i>Paesi Bassi</i>		
	<i>Uplift ($H > H_{crit,up}$)</i>	<i>No Uplift ($H \leq H_{crit,up}$)</i>
<i>Piping ($H > H_{crit,p}$)</i>	Non verificata	Verificata
<i>No Piping ($H \leq H_{crit,p}$)</i>	Verificata	Verificata
<i>Stati Uniti</i>		
	<i>Uplift ($i > 0,7$)</i>	<i>No Uplift ($i \leq 0,7$)</i>
<i>Piping ($H > H_{crit,p}$)</i>	Non verificata	Non verificata
<i>No Piping ($H \leq H_{crit,p}$)</i>	Non verificata	Verificata

Tab. 2.4: Criteri per la verifica di una sezione arginale al meccanismo di *piping*

2.3.3 Conclusioni

In questo capitolo sono stati presentati gli studi relativi al meccanismo di erosione interna nella fondazione arginale, condotti nei *Paesi Bassi* e negli *Stati Uniti*. Per una corretta analisi è importante considerare le somiglianze e differenze fra i sistemi arginali studiati.

- L'area del delta del fiume *Sacramento* nella *Central Valley*, così come i territori olandesi, sono in parte situati al di sotto del livello del mare e sono caratterizzati dalla presenza di terreni torbosi. [Fig. 2.7].

Il fiume *Mississippi* invece presenta un diverso profilo arginale, caratterizzato da altezze maggiori e uno spessore molto variabile dello strato superficiale argilloso in fondazione. Delle linee guida redatte da *USACE* [Fig. 2.8] forniscono delle indicazioni sulla geometria del prisma arginale: larghezza della sommità arginale di almeno 6 m, scarpa delle sponde 3:1 a lato fiume e 2:1 a lato campagna, franco di almeno 90 cm rispetto alla quota di piena bicentenaria. [Van der Meer et al., 2009].

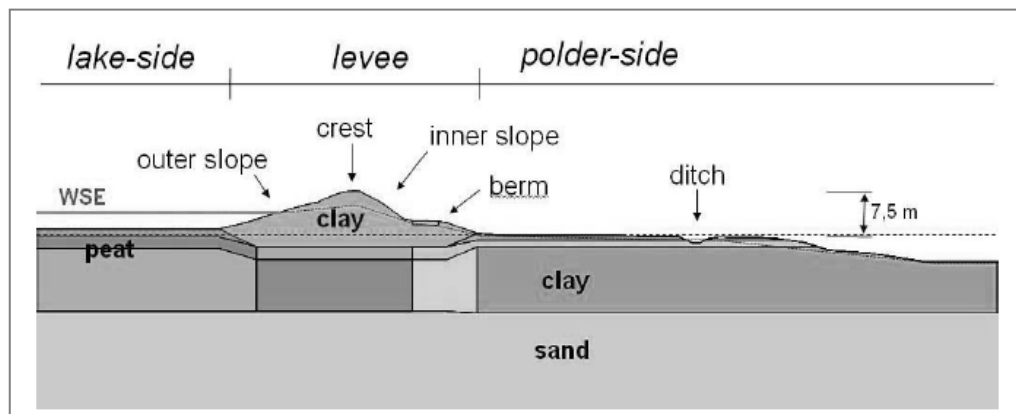


Fig. 2.7: Tipica sezione arginale olandese. [Van der Meer et al.,2009]

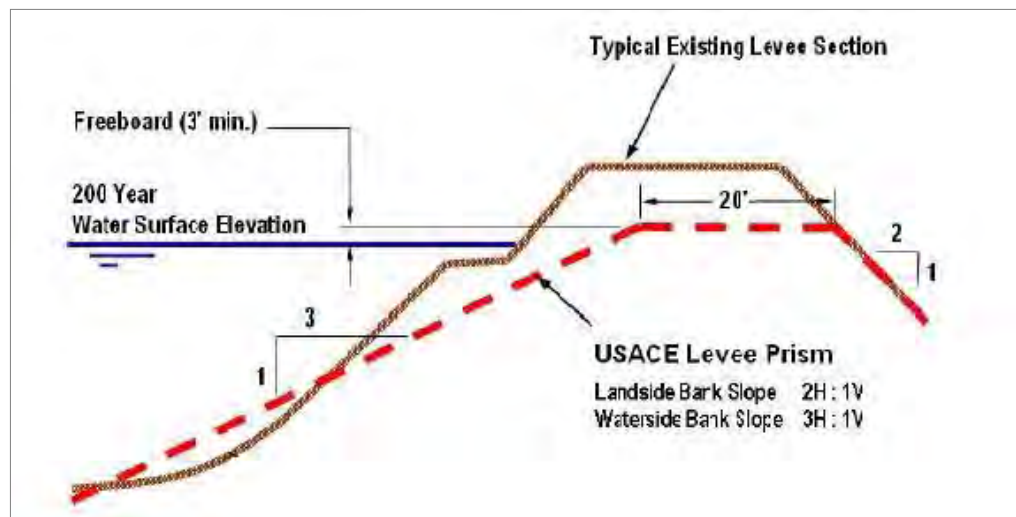


Fig. 2.8: Sezione arginale tipica secondo le prescrizioni USACE. [Van der Meer et al., 2009].

- I tempi di ritorno assunti per lo studio e la progettazione dei sistemi arginali implicano diversi livelli di sicurezza. Nei *Paesi Bassi* il

parametro di riferimento assunto è l'inverso del tempo di ritorno, e ha un range di valori compreso fra 1/10000 e 1/1250 per anno, per il sistema di difesa primario, e fra 1/10 e 1/1000 per quello secondario.

Negli *Stati Uniti* solitamente si fa riferimento ad un evento di piena di progetto con tempo di ritorno variabile fra 200 e 500 anni.

- Per l'analisi del meccanismo di erosione interna nel terreno di fondazione, l'approccio americano fa riferimento ad un valore critico del gradiente al piede arginale lato campagna ($i \geq 0,5$). I *Paesi Bassi* adottano invece un metodo che fa riferimento alla lunghezza critica del percorso di filtrazione (Equazioni di *Bligh* e *Selmeijer*).
- La definizione di "condizione critica" presenta delle sostanziali differenze. Negli *Stati Uniti* la fessurazione dello strato argilloso non è ammessa, quindi il valore critico del gradiente $i=0,5$ è fissato con l'intento di evitare la formazione di fontanazzi.

Nei *Paesi Bassi* invece il criterio di valutazione fa riferimento alla formula di *Selmeijer*. Tale equazione individua il valore della quota idrica in corrispondenza della quale il meccanismo di *piping*, già precedentemente innescato, manifesta un rapido ed intenso sviluppo.

Nella figura seguente è rappresentato il diverso valore del carico idraulico critico assunto [Fig. 2.9]. In ascissa è presente il valore del rapporto tra lunghezza del percorso di *piping* sviluppato e quella del percorso di filtrazione totale l/L , in ordinata è indicata la differenza di carico idraulico agente sull'argine H .

Secondo il criterio americano, la condizione critica si manifesta non appena si attiva il fenomeno di erosione, mentre per gli Olandesi il meccanismo di *piping*, ha una prima fase di relativa stabilità fino a quando l'erosione non raggiunge il pieno sviluppo. Quando la lunghezza del *piping* interessa l'intero percorso di filtrazione il meccanismo è pienamente sviluppato e può condurre al collasso arginale.

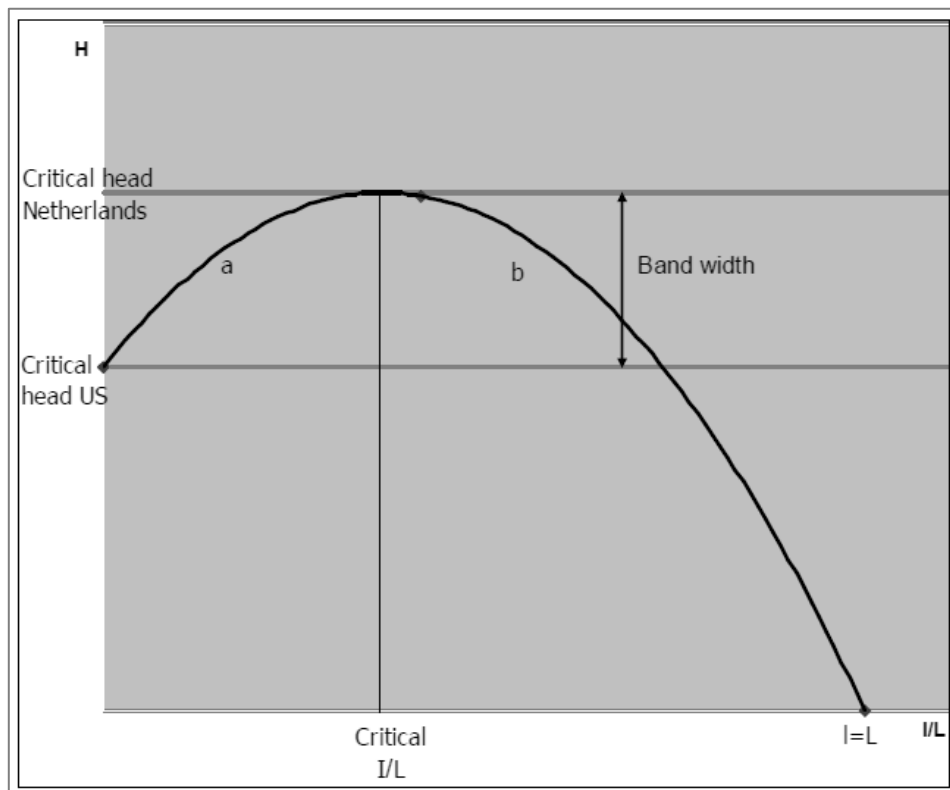


Fig. 2.9: Valore critico H assunto per la verifica del fenomeno di piping. Confronto USA-Paesi Bassi. [Ammerlaan, 2007].

- Il criterio olandese, che adotta le formule di *Bligh* e *Sellmeijer*, è basato su considerazioni relative alle condizioni di rottura arginale e sembrerebbe quindi più appropriato il suo impiego in fase di valutazione.

Il valore limite del gradiente $i=0,5$ presente nelle linee guida americane è più restrittivo ed appare quindi più adatto in fase di progettazione.

Attualmente non esiste una distinzione tra metodi di progettazione e metodi di valutazione di un argine esistente, quindi la scelta va effettuata sulla base di considerazioni relative al contesto specifico.

3 Principali concetti dell'analisi di affidabilità (Reliability Analysis)

3.1 Introduzione

Tradizionalmente, le valutazioni relative ai livelli di sicurezza e alle prestazioni di un'opera sono espressi mediante il *coefficiente di sicurezza*, che fornisce il rapporto tra la risultante delle azioni resistenti e quella delle sollecitazioni agenti. Un possibile approccio, un tempo ampiamente adottato, è di tipo *deterministico*, secondo il quale ad ogni parametro (resistenze, carichi, proprietà dei materiali, ...) è assegnato un preciso valore. Tale aspetto contrasta con la consapevolezza della presenza di un certo grado di incertezza ineludibile nella valutazione dei parametri, soprattutto in ambito geotecnico. Il coefficiente di sicurezza è quindi condizionato dall'assunzione di valori cautelativi dei diversi parametri.

Un'alternativa è rappresentata dall'approccio di tipo *probabilistico*, che introduce esplicitamente il concetto di incertezza nella definizione dei vari parametri. Questa incertezza può essere valutata attraverso analisi statistiche

dei dati a disposizione o assegnata sulla base dell'esperienza ingegneristica acquisita.

3.2 La probabilità di rottura

L'analisi di affidabilità consiste nel valutare il *grado di affidabilità* R (Reliability) o la *probabilità di rottura* $Pr(f)$ di un singolo elemento, struttura o sistema. Si definisce *affidabilità* la probabilità che un sistema soddisfi i requisiti prestazionali per i quali è stato progettato, per uno specifico periodo di tempo e per determinate condizioni operative [Harr, 1987] o, in altri termini, la probabilità che non si verifichino prestazioni non soddisfacenti o il collasso della struttura. Per definizione, quindi, un sistema è ritenuto affidabile fino a quando non raggiunge il limite di rottura, di conseguenza la somma dei valori dei parametri di affidabilità e probabilità di rottura è sempre unitaria.

$$R + Pr(f) = 1 \quad (3.1)$$

$$R = 1 - Pr(f) \quad (3.2)$$

$$Pr(f) = 1 - R \quad (3.3)$$

La *reliability analysis* nella pratica ingegneristica è utilizzata in una serie di contesti:

- stima dell'affidabilità di una nuova struttura o di un sistema durante la sua costruzione e nel momento di applicazione del primo carico;
- stima dell'affidabilità di una struttura o sistema esistenti sottoposti a nuovi carichi;
- stima della probabilità che un elemento o sistema soddisfi i criteri di sicurezza per un dato periodo di tempo.

I primi due casi valutano l'affidabilità dell'elemento o sistema nei confronti di una certa condizione di carico, mentre l'ultimo implica un'analisi riferita ad un dato intervallo temporale.

Il grado di affidabilità per i primi due contesti è calcolato utilizzando il *modello capacità-domanda (capacity-demand model)* e calcolando l'*indice di affidabilità β* . L'incertezza sulle prestazioni della struttura o del sistema è funzione della variabilità dei parametri utilizzati nel calcolo. Nell'ultimo caso, il grado di affidabilità previsto per un futuro intervallo temporale è calcolato adottando parametri ricavati dagli attuali dati disponibili. Questo approccio porta alla definizione di una *funzione di rischio* che definisce la probabilità di rottura per diversi intervalli temporali.

3.3 *Indice di affidabilità β*

L'*indice di affidabilità β (reliability index)* è una misura del grado di affidabilità di un sistema ingegneristico, che comprende sia l'analisi nei confronti dello specifico fenomeno oggetto di studio che l'incertezza relativa alle variabili coinvolte.

Tale indice è definito mediante il rapporto tra valore atteso e la corrispondente deviazione standard della funzione Z rappresentante le prestazioni del sistema e permette il confronto del grado di affidabilità β fra strutture diverse :

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_S^2}} = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3.4)$$

In cui:

- μ_R e σ_R sono il valore medio e la deviazione standard della resistenza del sistema;
- μ_S e σ_S sono il valore medio e la deviazione standard delle sollecitazioni agenti sul sistema.

Per la valutazione dell'indice di affidabilità β sono richiesti:

- un modello di tipo deterministico (modello analitico per lo studio del fenomeno di sifonamento, analisi di stabilità...);
- il valore atteso e la deviazione standard dei parametri assunti come variabili casuali ($E(\Phi)$; σ_Φ);

- la definizione della funzione di stato limite ($\ln(FS)=0$);
- un metodo per la stima del valore atteso e della deviazione standard della funzione di stato limite a partire dai valori attesi e deviazioni standard dei parametri di input (serie di Taylor, metodo di Monte Carlo...).

3.4 Il modello per l'analisi: "modello capacità-domanda"

Nel modello capacità-domanda (*capacity-demand model*) la probabilità di rottura o di prestazioni della struttura non soddisfacenti è definita come la probabilità che la domanda D in un componente o sistema ecceda la capacità C dello stesso elemento o sistema.

In generale, la funzione di domanda D è la risultante di una serie di componenti con un proprio grado di incertezza, quali i carichi agenti, le azioni sismiche, le quote idriche, la temperatura, la storia tensionale, ecc. In modo analogo, la funzione di capacità C dipende dalla variabilità dei parametri che descrivono i materiali, dalle incertezze derivanti dai test, dalle procedure di costruzioni impiegate, ecc.

La funzione di domanda D e quella di capacità C possono essere combinate in un'unica funzione, detta *performance function*. Nel caso in cui si verifichi l'uguaglianza tra il valore di capacità e quello di domanda si parla di *stato limite*. Il grado di *affidabilità* R è la probabilità che lo stato limite non sia raggiunto o superato.

Il modello appena descritto è illustrato nella Fig. 3.1 per lo studio della stabilità arginale. I parametri coesione c e angolo di attrito ϕ sono variabili aleatorie descritte mediante il valore medio e la deviazione standard.

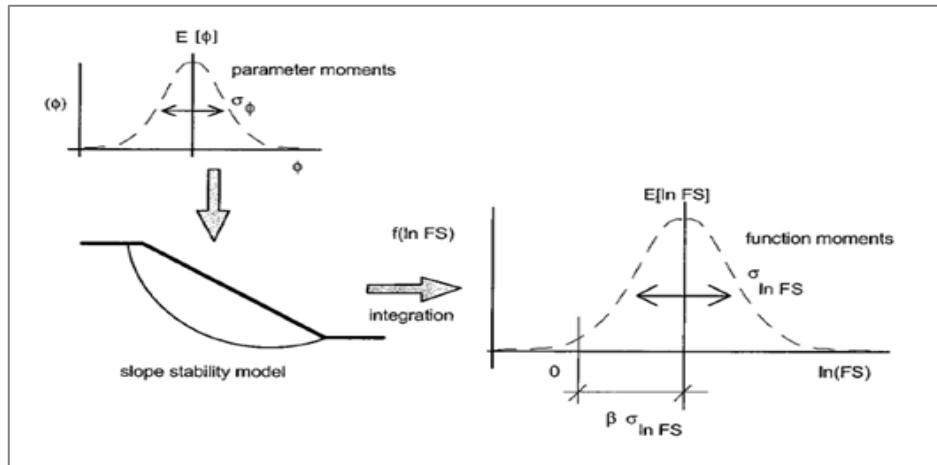


Fig. 3.1: Capacity Demand Model. Analisi di stabilità. [USACE, 1999]

Utilizzando dei metodi statistici, come il *point estimate method* o la *simulazione Monte Carlo*, si possono calcolare il valore medio e la deviazione standard del coefficiente di sicurezza. Se si assume che il coefficiente di sicurezza abbia distribuzione log-normale, ne consegue che il logaritmo normale del coefficiente di sicurezza segua una distribuzione normale.

In questo caso, la *performance function* è definita dal logaritmo naturale del coefficiente di sicurezza e lo *stato limite* è dato dalla condizione $\ln(FS)=0$. La probabilità di rottura è fornita poi dall'area al di sotto della curva, che corrisponde alla condizione $\ln(FS)<0$.

Diverse *performance functions* equivalenti si possono definire considerando altri parametri, come il gradiente in uscita nello studio di fenomeni di filtrazione arginale.

La probabilità di rottura $Pr(f)$ e l'indice di affidabilità β non considerano una frequenza temporale. Una volta ultimata la costruzione della struttura o posto in opera il carico previsto, si stabilisce semplicemente se la *performance function* sia soddisfatta o meno.

Come illustrato nell'esempio precedente, un'analisi di affidabilità include i seguenti passaggi:

- I. Si definisce quali parametri inclusi nell'analisi sono da considerare delle *variabili aleatorie*. I parametri caratterizzanti l'analisi solitamente

presentano un grado di incertezza e sono quindi modellati come variabili casuali, definite attraverso il loro valore atteso, la deviazione standard e il coefficiente di correlazione. In realtà, ciascun parametro dell'analisi può essere modellato come variabile aleatoria ma solitamente si preferisce considerare solo quelli maggiormente dominanti per il fenomeno oggetto di studio. Incrementare il numero delle variabili aleatorie oltre il necessario, corrisponde ad accrescere gli oneri computazionali senza ottenere un significativo miglioramento dei risultati. Nello studio di un sistema arginale, i parametri che condizionano l'analisi sono solitamente la resistenza dei materiali, la densità e la permeabilità del terreno, il rapporto tra permeabilità orizzontale e verticale, lo spessore degli strati. In questo caso, sia i parametri di resistenza del terreno che la densità sono importanti per descrivere il problema con accuratezza, ma sono i primi a condizionare maggiormente l'analisi.

- II. A seconda del fenomeno oggetto di studio, si definisce una *performance function* Z e una *funzione di stato limite* o di *resistenza limite* (es: $Z=0$).
- III. Si calcolano il valore atteso e la deviazione standard relativi alla *performance function*, utilizzando dei metodi statistici che combinano assieme le funzioni di densità di probabilità delle diverse variabili aleatorie coinvolte.
- IV. Si ricava *L'indice di affidabilità* β dal valore atteso e dalla deviazione standard della *performance function*. β è definito la misura della distanza tra il valore atteso di $\ln(C/D)$ o $\ln(FS)$ e la funzione di stato limite.
- V. Si valuta la distribuzione della *probabilità di rottura* $Pr(f)$, definendone valore medio e deviazione standard.

3.5 Le variabili aleatorie

I parametri significativi per l'analisi presentano un grado di incertezza intrinseco, soprattutto in ambito geotecnico. Per questo motivo, anziché attribuire ad ogni parametro un valore deterministico, si preferisce definire

delle variabili aleatorie che possano assumere un certo range di valori mediante delle *funzioni di densità di probabilità* o delle *distribuzioni di probabilità*. Solitamente le distribuzioni maggiormente impiegate sono la normale e la log-normale.

3.5.1 Momenti di una variabile aleatoria

Per descrivere una variabile aleatoria è necessario definire il valore atteso e la deviazione standard, detti *momenti* di una variabile casuale. Tali valori si possono calcolare a partire da dati raccolti o stimarli grazie all'esperienza. Per variabili aleatorie che non sono tra loro indipendenti è necessario definire un coefficiente di correlazione. Di seguito sono fornite le definizioni dei principali momenti:

- Valore atteso $E(X)$: il valore atteso di una variabile aleatoria $E(X)$ è la media ponderata di tutti i possibili valori assunti dalla variabile aleatoria per la loro probabilità di accadimento $p(X)$:

$$E(X) = \begin{cases} \sum_{i=1}^N x_i p(x_i) & \text{se } X \text{ è una variabile discreta} \\ \int_{-\infty}^{+\infty} x_i f(x) dx & \text{se } X \text{ è una variabile continua} \end{cases} \quad (3.5)$$

In cui $p(x)$ è la distribuzione di probabilità di X , nel caso in cui la variabile aleatoria abbia una distribuzione discreta, e $f(x)$ è la funzione di densità di probabilità di X , nel caso in cui la variabile aleatoria sia una distribuzione continua.

- Valore medio μ_x : detto anche momento primo di una serie di N valori misurati relativi alla variabile aleatoria X è la media aritmetica degli N valori:

$$\mu_x = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad (3.6)$$

- Varianza $Var(X)$: valore atteso del quadrato della differenza fra la variabile X e il suo valor medio μ_x :

$$Var(X) = E[(X - \mu_x)^2] = \begin{cases} \int (x - \mu_x)^2 f(x) dx & \text{se } X \text{ è v. a. continua} \\ \frac{\sum [(X - \mu_x)^2]}{N} & \text{se } X \text{ è v. a. discreta} \end{cases} \quad (3.7)$$

- Deviazione standard σ_x : indica il grado di dispersione di una variabile aleatoria attorno al valore atteso $E(X)$ ed è espressa come la radice quadrata della varianza $Var(X)$:

$$\sigma_x = \sqrt{Var(x)} \quad (3.8)$$

- Coefficiente di variazione V_x : solitamente espresso in percentuale, fornisce una valutazione adimensionale dell'incertezza relativa ad una variabile aleatoria X . E' dato dal rapporto fra la deviazione standard ed il valore atteso:

$$V_x = \frac{\sigma_x}{E(x)} \cdot 100 \quad (\%) \quad (3.9)$$

Copie di variabili aleatorie possono essere correlate o indipendenti. In ambito geotecnico, ad esempio, i parametri di resistenza di un terreno possono essere in relazione con la densità o la permeabilità di uno strato con la dimensione delle particelle di terreno. Esistono quindi dei parametri che definiscono il grado di correlazione tra due variabili:

- Covarianza $Cov(X, Y)$: formalmente analoga alla varianza, indica una misura di quanto due variabili variano assieme, ossia della loro dipendenza:

$$Cov(X, Y) = E[(X - \mu_x)(Y - \mu_y)] = \frac{1}{N} \sum (X_i - \mu_x)(Y_j - \mu_y) \quad (3.10)$$

- Coefficiente di correlazione ρ_{xy} : fornisce una valutazione adimensionale del grado di correlazione tra le variabili aleatorie X e Y ed è dato dal rapporto fra la covarianza e il prodotto delle deviazioni standard:

$$\rho_{xy} = \frac{Cov(X, Y)}{\sigma_x \sigma_y} \quad (3.11)$$

Il coefficiente di correlazione può assumere valori compresi tra -1 e +1. Un valore pari a ± 1 indica una correlazione perfettamente lineare e di conseguenza, noto il valore di X , si può ricavare quello di Y e viceversa. Coppie di variabili indipendenti presentano valori di ρ_{xy} nulli. Se i valori sono positivi si può dedurre che le variabili hanno entrambe andamento crescente o decrescente, mentre valori negativi sono indice di andamenti discordi.

3.6 Distribuzioni di probabilità

3.6.1 Definizione

I termini *distribuzione di probabilità* o *funzione di densità di probabilità* indicano una funzione che descrive l'andamento di una variabile aleatoria discreta o continua. Tali funzioni vengono definite indicando il valore atteso $E(X)$, la deviazione standard σ_x e la forma della distribuzione.

La funzione di densità di probabilità (*probability density function - PDF*) indica la probabilità che una data variabile aleatoria continua X assuma un valore all'interno di un intervallo reale. La probabilità è data dall'integrale della funzione $f(x)$ calcolato tra i valori X_1 e X_2 :

$$P(X_1 < X < X_2) = \int_{X_1}^{X_2} f(x) dx \quad (3.12)$$

L'area al di sotto della PDF è sempre unitaria.

La *funzione di distribuzione cumulativa* (*cumulative distribution function - CDF*) per una variabile aleatoria X è definita come la probabilità che X assuma un qualsiasi valore minore o uguale ad un valore scelto \bar{X} :

$$F_x(\bar{X}) = \int_{-\infty}^{\bar{X}} f_x(X) dx \quad (3.13)$$

La *CDF* è l'integrale della corrispondente funzione di densità di probabilità, ovvero l'ordinata corrispondente all'ascissa x_1 sulla *CDF* corrisponde all'area sottesa della *PDF* alla sinistra di x_1 [Fig. 3.2].

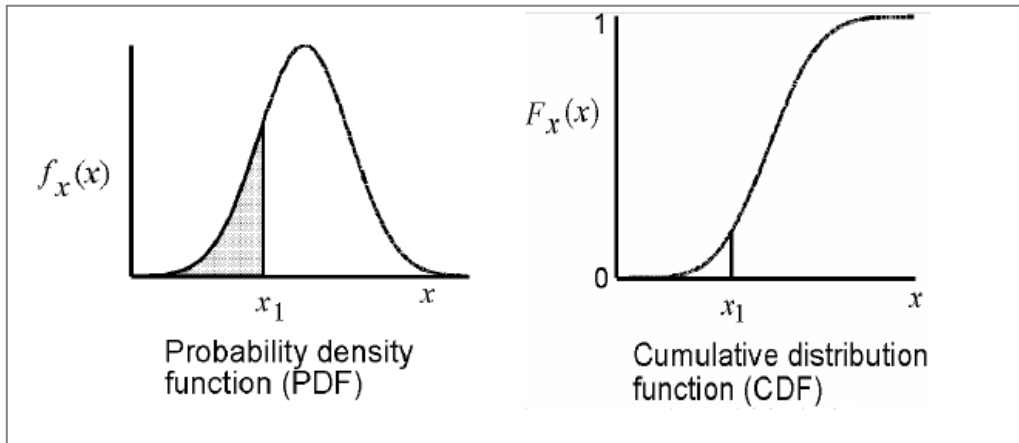


Fig. 3.2: Funzione di densità di probabilità e funzione di distribuzione cumulativa. [USACE, 1999]

3.6.2 Distribuzione normale o gaussiana

La distribuzione normale o gaussiana [Fig. 3.3] è la più nota funzione di densità di probabilità ed è definita mediante il valore medio μ_x e la deviazione standard σ_x :

$$f_x(X) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(x - \mu_x)^2}{2\sigma_x^2} \right] \quad (3.14)$$

La funzione è simmetrica rispetto al valore medio μ , il quale coincide con il valore atteso, la moda e la mediana e ha due punti di flesso in corrispondenza di $\mu \pm \sigma$.

La funzione di distribuzione cumulativa per la distribuzione normale non è agevolmente esprimibile in forma analitica ma è ampiamente tabulata e può essere rapidamente computata numericamente.

Nonostante la distribuzione gaussiana presenti come limiti $\pm\infty$, valori che presentano una distanza dal valore medio superiore a tre o quattro volte la deviazione standard hanno una probabilità molto bassa. Per questo motivo, solitamente si assumono valori che discostano dal valore medio di circa $3\sigma_x$. La distribuzione normale è quindi impiegata per variabili aleatorie che presentano un coefficiente di variazione V_x inferiore al 30% , come la densità del terreno e l'angolo di attrito.

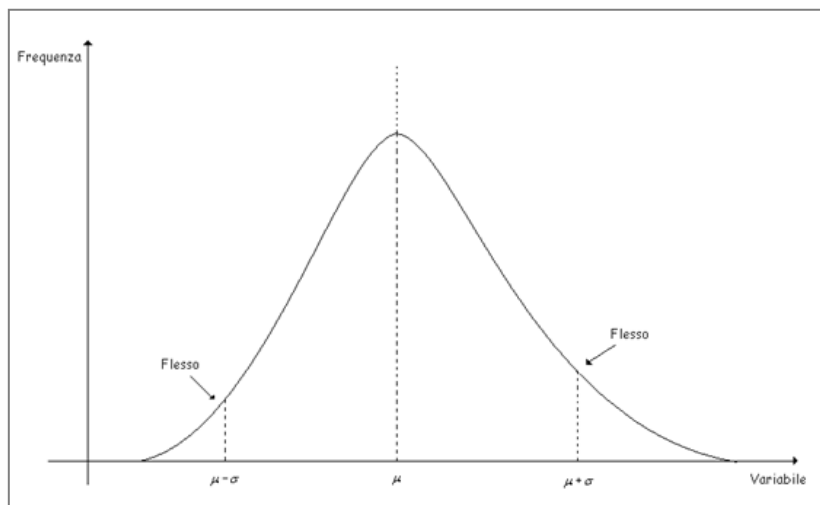


Fig. 3.3: Distribuzione normale o gaussiana

3.6.3 Distribuzione log-normale

La distribuzione log-normale [Fig. 3.4] è una funzione di distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria X , il cui logaritmo naturale $\ln X$ segue una distribuzione normale. Tale distribuzione ha una serie di caratteristiche che la rendono adatta alla modellazione di molte variabili aleatorie in ambito ingegneristico:

- essendo la variabile X positiva per qualsiasi valore di $\ln X$, la distribuzione log-normale della variabile non assume valori minori di zero;
- permette di modellare in modo opportuno anche casi in cui il coefficiente di variazione ha un valore superiore al 30% o la variabile aleatoria è compresa in un range con ampiezza di uno o più ordini di grandezza.

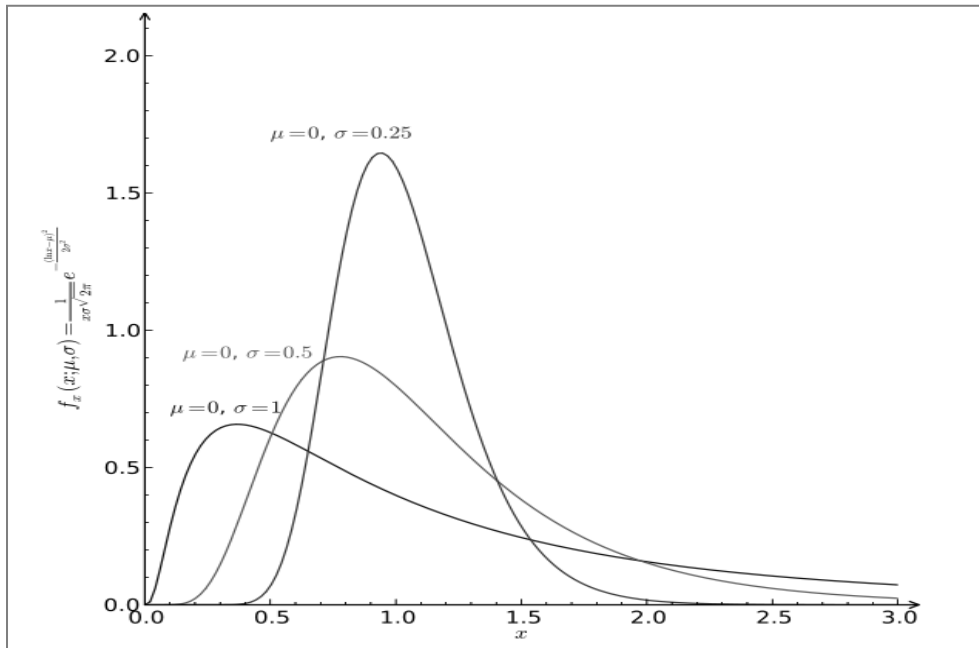


Fig. 3.4: Distribuzione log-normale

3.7 Calcolo dell'indice di affidabilità β

L'indice di affidabilità β presenta una formulazione matematica parzialmente diversa a seconda del tipo di distribuzione di probabilità che descrive la capacità C e la domanda D .

Si consideri il caso in cui capacità e domanda sono rappresentate attraverso una distribuzione normale e lo stato limite è la condizione in cui la loro differenza, detta *margin di sicurezza* S , è pari a zero. La variabile aleatoria S ha anch'essa una distribuzione gaussiana e l'indice di affidabilità è dato dalla seguente relazione:

$$\beta = \frac{E[S]}{\sigma_S} = \frac{E[C - D]}{\sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_D^2}} \quad (3.15)$$

Una formulazione alternativa implica che capacità e domanda siano delle variabili aleatorie aventi distribuzione log-normale. In questo caso, $\ln C$ e $\ln D$ sono normalmente distribuite. Definendo il fattore di sicurezza FS come il

rapporto C/D , di conseguenza l'indice di affidabilità β è espresso mediante la seguente relazione:

$$\beta = \frac{E[\ln C - \ln D]}{\sigma_{(\ln C - \ln D)}} = \frac{E[\ln(C/D)]}{\sigma_{\ln(C/D)}} = \frac{E[\ln FS]}{\sigma_{\ln FS}} \quad (3.16)$$

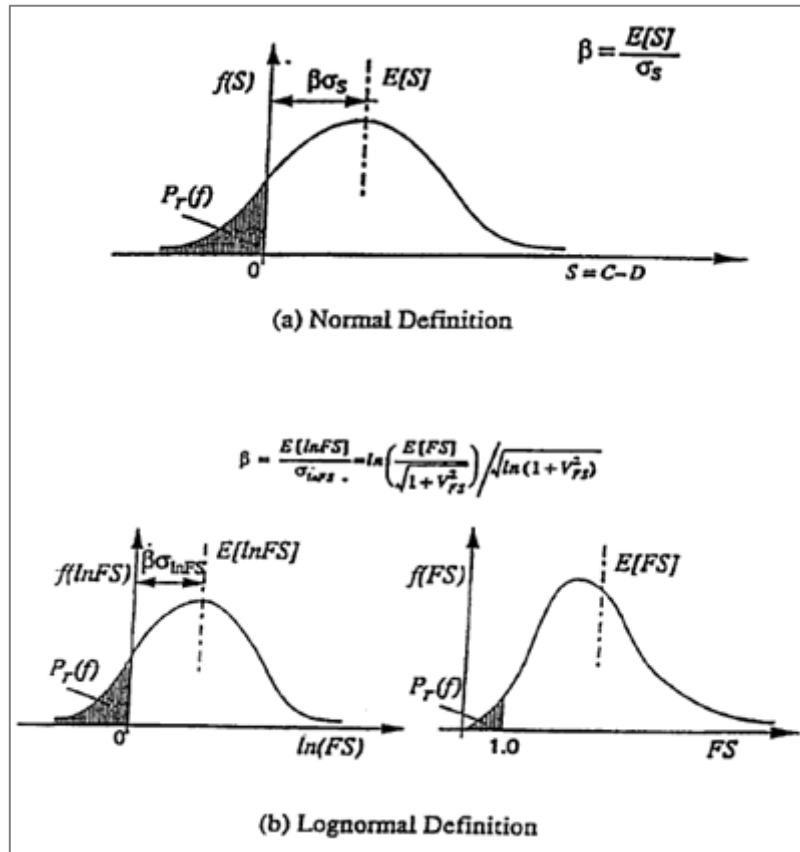


Fig. 3.5: Possibili definizioni dell'indice di affidabilità. [USACE, 1999]

3.8 Integrazione della performance function

Per integrare la *performance function* Z esistono vari metodi statistici, quali le *serie di Taylor*, il *point estimate method*, la *simulazione Monte Carlo*, che permettono di calcolare il valore medio e la deviazione standard della funzione.

In questa tesi si è scelto di adottare il metodo di simulazione *Monte Carlo*. Di seguito si omette quindi la descrizione degli altri metodi e si rimanda per

ulteriori approfondimenti sull'argomento ai testi *Reliability and statistics in geotechnical engineering* di Baecher e Christian (2003) e *Reliability-based design in civil engineering* di Harr (1987).

3.8.1 Metodo di simulazione Monte Carlo

Nel *metodo di simulazione Monte Carlo*, i valori delle variabili aleatorie sono generati in modo coerente con la loro distribuzione di probabilità e la *performance function* è calcolata per ogni set di valori. Questo processo è ripetuto numerose volte, solitamente il numero di interazioni è di qualche migliaio. La distribuzione di probabilità della *performance function* deriva da quella calcolata per i diversi valori.

Il metodo *Monte Carlo* presenta una serie di vantaggi:

- permette di stimare la forma della distribuzione della *performance function*, garantendo una maggiore accuratezza nella stima dei valori della probabilità;
- per *performance functions* scritte in forma esplicita si può facilmente implementare la simulazione con un software di calcolo.

Per un migliore impiego di questo metodo è bene tenere a mente le seguenti considerazioni, che possono rivelarsi fonte di imprecisioni:

- la forma delle distribuzioni delle variabili aleatorie deve già essere nota o ipotizzata; di conseguenza il grado di precisione della *performance function* è subordinato a quello delle distribuzioni dei parametri iniziali;
- il grado di precisione nella stima dei valori è proporzionale alla radice quadrata del numero di iterazioni; di conseguenza, raddoppiare la precisione implica quadruplicare il numero di iterazioni, incrementando in misura notevole gli oneri di calcolo;
- se le *performance functions* non possono essere espresse in maniera esplicita, come nel caso dell'analisi di stabilità, è necessaria l'adozione di specifici programmi di calcolo che implementano al loro interno il metodo *Monte Carlo*.

Nel prossimo paragrafo è illustrata l'applicazione dei metodi statistici all'analisi di affidabilità di rilevati arginali nei confronti di meccanismi di erosione interna in fondazione.

4 Analisi di affidabilità per rilevati arginali

4.1 Introduzione

La valutazione geotecnica di un sistema arginale deve considerare la possibilità di rottura per tutta la lunghezza del corso d'acqua protetto dagli argini, che può estendersi anche per decine e centinaia di chilometri. L'analisi considera i diversi modi di rottura (sormonto arginale, erosione interna, instabilità, ecc.), le caratteristiche geotecniche del terreno, i livelli idrici e la durata della loro permanenza in alveo.

Ogni possibile meccanismo di rottura è studiato in modo indipendente ed è riferito ad una specifica sezione arginale. Inoltre, per motivazioni economiche, le indagini geotecniche non possono essere estese all'intero sistema arginale, ma vengono limitate alle aree con maggiore criticità. Il meccanismo di rottura è quindi valutato nella sezione che si ritiene maggiormente vulnerabile. Ne consegue che tale approccio non è in grado di fornire una valutazione complessiva dell'intero sistema arginale.

Allo stato attuale, sono stati sviluppati una serie di metodi probabilistici per analizzare i principali meccanismi di rottura arginale, come l'instabilità e l'erosione interna. Dei tentativi, ancora in fase di studio, sono stati fatti per combinare i diversi modi di rottura e sviluppare un'analisi tridimensionale del sistema arginale.

Ogni analisi di affidabilità necessita di una fase di *calibrazione*, ovvero di test relativi ad uno specifico meccanismo di rottura in una serie di casi reali il cui esito sia noto, in modo da valutare la validità del modello. Allo stato attuale per meccanismi di maggiore complessità, come ad esempio l'erosione interna, si notano delle divergenze fra la formulazione analitica e lo studio di casi reali. Ulteriori studi sono auspicabili per una migliore modellazione della variabilità spaziale, di alcuni meccanismi di rottura e della forma della distribuzione di probabilità dei principali parametri geotecnici, in modo da ottenere una più precisa valutazione dell'affidabilità del sistema.

Nel seguente capitolo è illustrato uno studio di affidabilità sviluppato nei *Paesi Bassi*, che utilizza delle osservazioni in sito per ridurre l'incertezza delle variabili. Un'analisi a priori permette di dare una valutazione di massima del grado di affidabilità. Successivamente in un'analisi a posteriori, mediante un approccio bayesiano, è aumentato il grado di accuratezza del modello introducendo informazioni derivanti da osservazioni in sito. I meccanismi di rottura analizzati sono l'*uplift* e il *piping*, le cui formule analitiche sono presentate nel seguente paragrafo, mentre nel successivo è illustrato il meccanismo bayesiano applicato all'analisi di affidabilità in generale.

4.2 Analisi di affidabilità relativa all'erosione interna

I meccanismi che causano fenomeni di erosione interna in rilevati arginali e le formule analitiche utili per lo studio sono stati descritti in dettaglio nel capitolo 1. Nel seguente paragrafo si forniscono ulteriori informazioni per un approccio di tipo probabilistico al problema.

Il primo passo consiste nella definizione delle *funzioni di stato limite Z*, che definiscono la condizione di rottura:

$$\begin{aligned} Z(X) > 0 & : \text{condizione desiderabile} \\ Z(X) \leq 0 & : \text{rottura. Condizione non desiderabile} \end{aligned} \tag{4.1}$$

In cui:

- Z = funzione di stato limite;
- X = vettore dei parametri di input.

4.2.1 *Uplift*

I fenomeni di erosione interna in fondazione arginale sono caratterizzati da due principali meccanismi:

- l'*uplift*, che consiste nella rottura dello strato superiore di fondazione poco permeabile (se presente), a causa delle pressioni causate da un moto di filtrazione;
- il *piping*, che consiste in un meccanismo di erosione retrogressiva che si manifesta con la formazione di fontanazzi a lato campagna.

La funzione di stato limite per il meccanismo di *uplift* adottata dai *Paesi Bassi* è basata sul confronto fra la pressione neutrale al confine superiore dello strato permeabile e il peso dello strato poco permeabile (TAW, 1999).

$$Z_u = m_u \Delta\phi_c - m_\phi \Delta\phi \quad (4.2)$$

$$\Delta\phi_c = d \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (4.3)$$

In cui:

- m_u, m_ϕ = coefficienti di modello, che tengono conto delle incertezze relative alla stima del potenziale [-];
- d = spessore dello strato poco permeabile in corrispondenza al punto d'uscita del moto di filtrazione [m];
- γ_{sat} = peso saturo dell'unità di volume di terreno dello strato poco permeabile [kN/m³];
- γ_w = peso di volume dell'acqua [kN/m³];
- $\Delta\phi = \phi - h_p$, [m]. Il valore di questo parametro si calcola mediante un'analisi del flusso nel terreno di fondazione. Dei modelli analitici considerano una condizione di moto stazionario, con flusso in direzione prevalentemente orizzontale nello strato permeabile. (TAW, 2004).

4.2.2 Piping

Per il meccanismo di *piping* la *funzione di stato limite* è definita nel seguente modo:

$$Z_u = m_p H_c - H = m_p H_c - (h - h_b - 0,3d) \quad (4.4)$$

In cui:

- m_p = fattore di incertezza del modello [-];
- H = differenza di carico tra livello idrico nel fiume e a lato campagna [m];
- H_c = differenza di carico critica [m];
- h = livello idrico in corrispondenza al punto d'ingresso del moto di filtrazione [m+REF];
- h_b = livello idrico in corrispondenza al punto d'uscita del moto di filtrazione [m+REF];
- d = spessore dello strato di terreno poco permeabile [m].

Il valore di H_c è determinato mediante la formula di *Sellemijer* (par.1.5.2). Questo modello si basa sull'equilibrio delle forze erosive e la resistenza all'asportazione delle particelle di terreno. Il valore di H_c non si riferisce all'innesco dell'erosione ma allo sviluppo della stessa, ed è quindi meno cautelativo del metodo di *Bligh*.

4.2.3 Curve di fragilità

Lo scopo principale dell'analisi di affidabilità è di calcolare la probabilità di rottura o, più in generale, di accadimento per un determinato evento. In termini matematici, la precedente affermazione si traduce nella probabilità di superamento della condizione di stato limite:

$$P(F) = P[Z(X) < 0] = \int_{Z(X) < 0} f_X(X) dX \quad (4.5)$$

In cui:

- X = vettore delle variabili casuali;
- $f_X(X)$ = funzione di densità di probabilità delle variabili.

Le incertezze relative alla stratificazione del terreno sono modellate attraverso l'assunzione di diversi *scenari*. La probabilità di rottura totale è quindi data dalla somma delle probabilità condizionali di collasso di ciascun scenario, pesate attraverso la probabilità di verificarsi di ogni scenario:

$$P(F) = \sum_i P(F|E_i)P(E_i) \quad (4.6)$$

Un parametro che indica il grado di affidabilità della struttura è l'*indice di affidabilità* β , già descritto nel par. 3.3:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P(F)) \quad (4.7)$$

Le *curve di fragilità* forniscono la probabilità di rottura relativa ad una carico variabile dominante s :

$$P(F|s) = \int_{Z(R,s) < 0} f_R(r) dr \quad (4.8)$$

In cui R è il vettore delle variabili che rappresentano la resistenza. Se tutte le incertezze relative alla resistenza fornita dal sistema si possono esprimere con riferimento ad un'unica variabile casuale R , allora l'integrale può essere semplificato nel modo seguente:

$$P(F|s) = F_R(s) \quad (4.9)$$

4.2.4 Affidabilità del sistema

Nello studio del meccanismo di erosione interna che può interessare una fondazione arginale, si può adottare come modello di riferimento una fondazione costituita dal almeno due strati: uno strato superiore poco permeabile di matrice argillosa e uno strato inferiore permeabile suscettibile ad erosione.

Affinché si verifichi una rottura arginale causata da un fenomeno di erosione interna, è necessario che si manifesti sia il meccanismo di *uplift* che quello di *piping*. Nello specifico, la rimozione delle particelle sabbiose dello strato permeabile può iniziare solo dopo la rottura dello strato argilloso. Tale concetto è espresso di seguito attraverso un diagramma ad albero e in forma analitica:

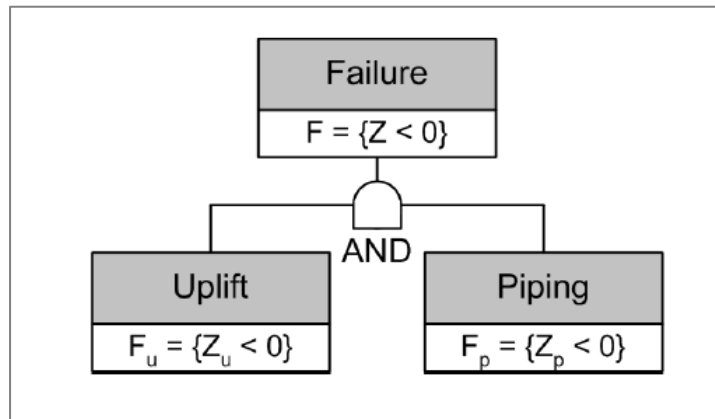


Fig. 4.1: Diagramma ad albero relativo al fenomeno di erosione interna in fondazione arginale

$$F = Z < 0 = Z_u < 0 \cap Z_p < 0 = F_u \cap F_p \quad (4.10)$$

La connessione fra i due meccanismi implica che interventi per ridurre la probabilità di accadimento di uno di questi, condizionino la probabilità totale di rottura arginale a causa di un fenomeno di erosione interna.

4.3 Analisi di affidabilità con metodo Bayesiano

4.3.1 Analisi di affidabilità a priori

L'analisi di affidabilità è condotta utilizzando un approccio di tipo Bayesiano ed è costituita da due fasi principali: l'analisi a priori e quella a posteriori.

La prima fase è basata su una stima iniziale di massima della distribuzione di probabilità $f_X(X)$ delle variabili casuali che descrivono il fenomeno. La

probabilità di rottura è quindi calcolata mediante l'integrazione di questa funzione (eq. 4.5).

4.3.2 Analisi di affidabilità a posteriori

Nel seguente paragrafo è brevemente illustrata l'analisi a posteriori di tipo Bayesiano, che permette di migliorare i risultati dell'analisi a priori introducendo delle informazioni ricavate da osservazioni in sito.

Si definisce *evidenza* ε il superamento di un dato stato limite durante le osservazioni:

$$\varepsilon = h(X) < 0 \quad (4.11)$$

Per una serie di osservazioni simultanee l'evidenza è espressa mediante la loro intersezione:

$$\varepsilon = \bigcap_k \{h(X) < 0\} \quad (4.12)$$

I due metodi di seguito descritti consentono di svolgere un'analisi a posteriori di tipo Bayesiano, sono equivalenti da un punto di vista matematico e differiscono nel tipo di implementazione.

Metodo indiretto

La funzione di distribuzione delle variabili casuali X si ottiene inserendo l'evidenza mediante la *regola di Bayes*:

$$f(X|\varepsilon) = cL(X|\varepsilon)f(X) = \frac{P(\varepsilon|X)f(X)}{P(\varepsilon)} \quad (4.13)$$

In cui $L(x|\varepsilon)$ è la funzione di probabilità, ossia la probabilità relativa all'evidenza ε fissata x :

$$L(x|\varepsilon) = P(\varepsilon|x) \quad (4.14)$$

Ne consegue che la probabilità di rottura a posteriori si ottiene integrando la distribuzione a posteriori di x sul dominio di rottura:

$$P(F|\varepsilon) = \int_{Z(x)<0} f(x|\varepsilon) dx \quad (4.15)$$

Questo metodo è definito indiretto in quanto è necessario in primo luogo aggiornare le distribuzione delle variabili casuali (eq. 4.11) e in un secondo momento ripetere l'analisi di affidabilità (4.14). [Schweckendiek, Calle, 2013].

Metodo diretto

Il metodo diretto fornisce un'equazione che aggiorna direttamente la probabilità di rottura modificando la formula relativa alla probabilità condizionale:

$$P(F|\varepsilon) = \frac{1}{P(\varepsilon)} \int_{Z(x)<0} P(\varepsilon \cap x) dX = \frac{P(F \cap \varepsilon)}{P(\varepsilon)} \quad (4.16)$$

I due metodi forniscono risultati equivalenti. Il vantaggio del metodo diretto è di essere facilmente implementabile in una simulazione con metodo statistici, come ad esempio il metodo *Monte Carlo*.

Scenari

Nel caso in cui l'analisi sia costituita da diversi *scenari*, ossia si ipotizzino diverse stratificazioni plausibili, le distribuzioni di probabilità delle variabili sono espresse in funzione dei diversi scenari.

La funzione di probabilità di un determinato scenario è la distribuzione di probabilità a priori dell'evidenza ε , dato un determinato scenario:

$$L(E_i) = P(\varepsilon|E_i) \quad (4.17)$$

Tale definizione è utilizzata per aggiornare la distribuzione di probabilità di un determinato scenario mediante la regola di *Bayes*:

$$P(E_i|\varepsilon) = \frac{P(\varepsilon|E_i)P(E_i)}{P(\varepsilon)} \quad (4.18)$$

4.3.3 Applicazione delle osservazioni in sito

- Assenza di uplift

In questa condizione, durante gli eventi di piena, si rileva in sito una scarsa presenza di moti di filtrazione attraverso la fondazione arginale e lo strato di terreno poco permeabile non manifesta fessurazioni.

Da questa analisi si può concludere che per una data quota idrica h' lo stato limite relativo al fenomeno di *uplift* non è stato raggiunto:

$$(\bar{F}_u|h') = \{Z_u(X|h = h') > 0\} \quad (4.19)$$

- Presenza di uplift, assenza di piping

In questa condizione si osserva la presenza di moti di filtrazione con fuoriuscite d'acqua a lato campagna, ma non sono presenti fenomeni erosivi.

Si può quindi affermare che lo stato limite del fenomeno di *uplift* è stato raggiunto, al contrario di quello relativo al *piping*:

$$(\bar{F}_u|h') = \{Z_u(X|h = h') < 0\} \quad (4.20)$$

$$(\bar{F}_p|h') = \{Z_p(X|h = h') > 0\} \quad (4.21)$$

Le informazioni fornite dalle due funzioni di stato limite sono considerate contemporaneamente:

$$(\bar{F}_u \cap \bar{F}_p | h') \quad (4.22)$$

- Presenza di uplift e piping

Questa condizione è più facilmente individuabile durante le osservazioni in sito, in quanto corrisponde alla comparsa e sviluppo di fontanazzi in prossimità del piede arginale a lato campagna.

Data la presenza di fontanazzi, si ritengono superati gli stato limite relativi sia al fenomeno di *uplift* che a quello di *piping*:

$$(\bar{F}_u | h') = \{Z_u(X|h = h') < 0\} \quad (4.23)$$

$$(\bar{F}_p | h') = \{Z_p(X|h = h') < 0\} \quad (4.24)$$

$$(\bar{F}_u \cap \bar{F}_p | h') \quad (4.25)$$

Osservazioni

- È necessaria una precisazione in merito all'utilizzo dei dati relativi alle osservazioni in sito. Se in corrispondenza ad un dato livello idrico non si osserva l'attivazione del fenomeno di *piping*, non si può escludere che ciò non possa verificarsi in futuro. Le ragioni di questa affermazione sono da ricercarsi nella diversa durata che può presentare un evento di piena e del tempo necessario affinché il fenomeno di *piping* si sviluppi e sia visibile ad un osservatore.

Dagli studi sperimentali inoltre non è ancora chiaro se il fenomeno di *piping* mantenga una memoria degli eventi precedenti e quindi si creino delle zone maggiormente vulnerabili.

Tale aspetti inoltre non sono considerati nel modello sviluppato da *Sellmeijer* e possono essere quindi fonte di divergenza tra la formulazione analitica e le osservazioni in sito.

- Nell'analisi di affidabilità a posteriori si può incrementare la precisione mediante osservazioni in sito delle sole incertezze considerate

riducibili, ossia dovute a mancanza di informazioni dettagliate. Le variabili casuali che presentano un'intrinseca variabilità temporale non possono essere aggiornate mediante un'analisi a posteriori. Nello studio del fenomeno di *piping*, rientra in questa categoria la permeabilità, in quanto il valore di questo parametro varia a seconda del cicli asciutto-bagnato e dell'eventuale sviluppo di fessurazioni.

4.3.4 Metodo Monte Carlo

Per generare un set di valori delle variabili casuali necessario per eseguire l'analisi, si può adottare il metodo di simulazione *Monte Carlo*.

- Fase 1: simulazione dell'evento da prevedere.

Il metodo seleziona n valori di ogni variabile casuale all'interno dalla curva di distribuzione di probabilità che la definisce. Nello specifico, in riferimento alle analisi a priori e a posteriori prima descritte, sono selezionati due set di valori delle variabili casuali: uno rappresenta gli eventi futuri X^f (l'apice "f" sta per *futuro*), l'altro gli eventi osservati X^p (l'apice "p" sta per *passato*).

- Fase 2: calcolo della probabilità di rottura a priori.

La probabilità di rottura calcolata a priori è fornita dalla seguente espressione:

$$\begin{aligned} P(F) &= \frac{1}{n} \sum_j 1[Z(X_j^f < 0)] \\ &= \frac{1}{n} \sum_j 1\{[Z_u(X_j^f < 0)] \cap [Z_p(X_j^f < 0)]\} \end{aligned} \quad (4.26)$$

In cui:

- j = numero dell'iterazione;
 - i = numero della variabile casuale;
 - n = numero di iterazioni eseguite.
- Fase 3: simulazione dell'evento osservato.

Le variabili aventi un'incertezza riducibile assumono gli stesso valori dell'evento da prevedere. Si assume infatti l'invarianza temporale:

$$X_{ij}^p = X_{ij}^f \quad (4.27)$$

- Fase 4: calcolo della probabilità di rottura a posteriori.

La distribuzione di probabilità a posteriori si ottiene considerando i dati relativi alle osservazioni in sito:

$$P(F|\varepsilon) = \frac{\sum_j 1 \{ [Z_u(X_j^f < 0)] \cap [Z_p(X_j^f < 0)] \cap [\cap h_k(X_j^p < 0)] \}}{\sum_j 1 [\cap h_k(X_j^p < 0)]} \quad (4.28)$$

Il pedice “*k*” sta ad indicare che un'osservazione può includere stati limite relativi a vari meccanismi, ad esempio riferirsi sia al fenomeno di *uplift* che *piping*.

E' inoltre utile ricordare che solitamente i valori osservati si riferiscono a condizioni estreme, ossia osservazioni effettuate durante eventi di piena.

5 Applicazione ad un caso reale: il Fiume Frassine

5.1 Inquadramento dell'area oggetto di studio

5.1.1 Inquadramento geografico ed idraulico dell'area

Nel seguente capitolo è presentata l'applicazione delle teorie e dei metodi di analisi precedentemente esposti ad un caso reale. L'argine oggetto di studio appartiene al fiume *Frassine*, un corso d'acqua della provincia di *Padova*.

Il *Frassine* è un canale di origine artificiale che presso *Borgo Frassine* di *Montagnana* (PD), accoglie le acque del *Guà* deviandole verso est. Segna per un tratto il confine con la provincia di *Vicenza*, quindi, in comune di *Este*, giunge ai piedi dei *colli Euganei* dove le sue acque sono convogliate prima nel canale *Brancaglia*, successivamente nel canale *Santa Caterina* e infine si unisce al fiume *Fratta* per creare il *Gorzone* [Fig. 5.1].

In Fig. 5.2 è illustrato l'inquadramento del fiume *Frassine* all'interno dei bacini idrografici del Veneto. L'area di colore azzurro corrisponde al bacino *Brenta-Bacchiglione* di cui il fiume *Frassine* fa parte.

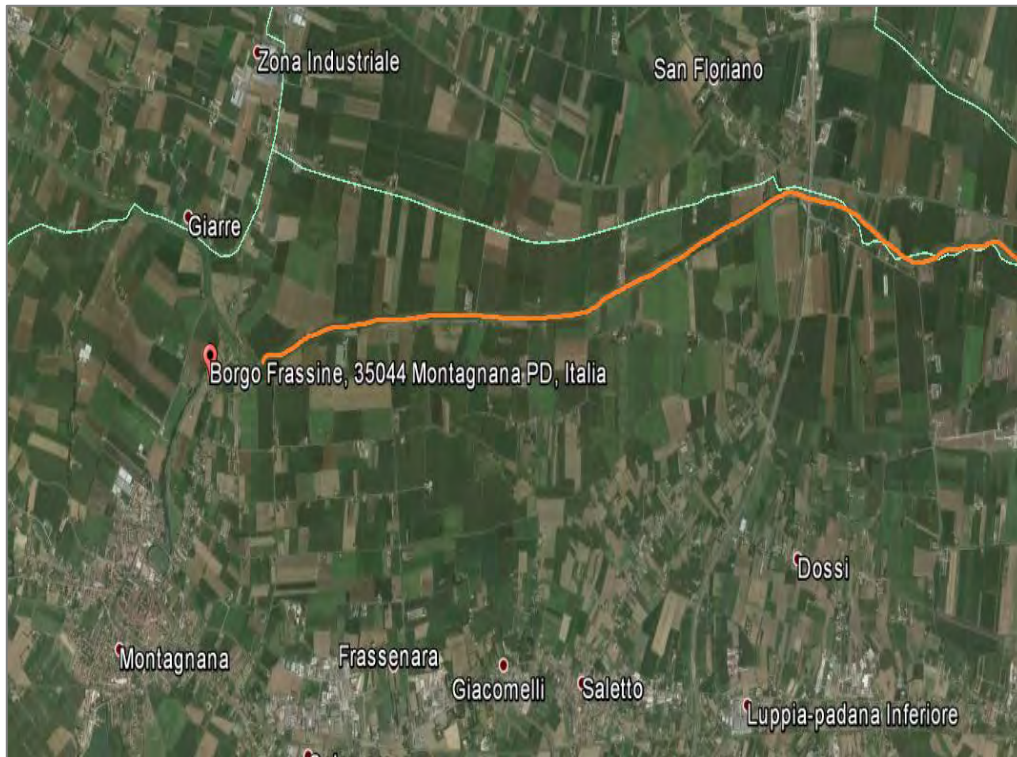


Fig. 5.1: Ortofoto dell'area in prossimità del fiume Frassine. [fonte: google.earth]

Il *Frassine* è un corso d'acqua prevalentemente pensile, con arginature alte e strette. È caratterizzato da un regime di tipo torrentizio, che alterna elevati livelli idrometrici e portate superiori ai $200 \text{ m}^3/\text{s}$ a deflussi minimi.

Al piede arginale si manifestano in alcuni tratti dei fontanazzi durante gli eventi di piena. [fonte: provincia.padova.it/protezione_civile]. Nei paragrafi seguenti si analizza tale fenomeno mediante i metodi presenti in letteratura.

L'Autorità di Bacino ha redatto un *Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico* (P.A.I.) del bacino *Brenta-Bacchiglione* che traccia una mappa della pericolosità idraulica delle aree interessate. Per il fiume *Frassine* è indicata un'elevata pericolosità arginale e sono individuati dei punti di possibile tracimazione. Nelle Fig. 5.3 e Fig. 5.4 sono indicati gli eventi che hanno portato alla rottura arginale nei giorni 31 ottobre-2 novembre 2010.

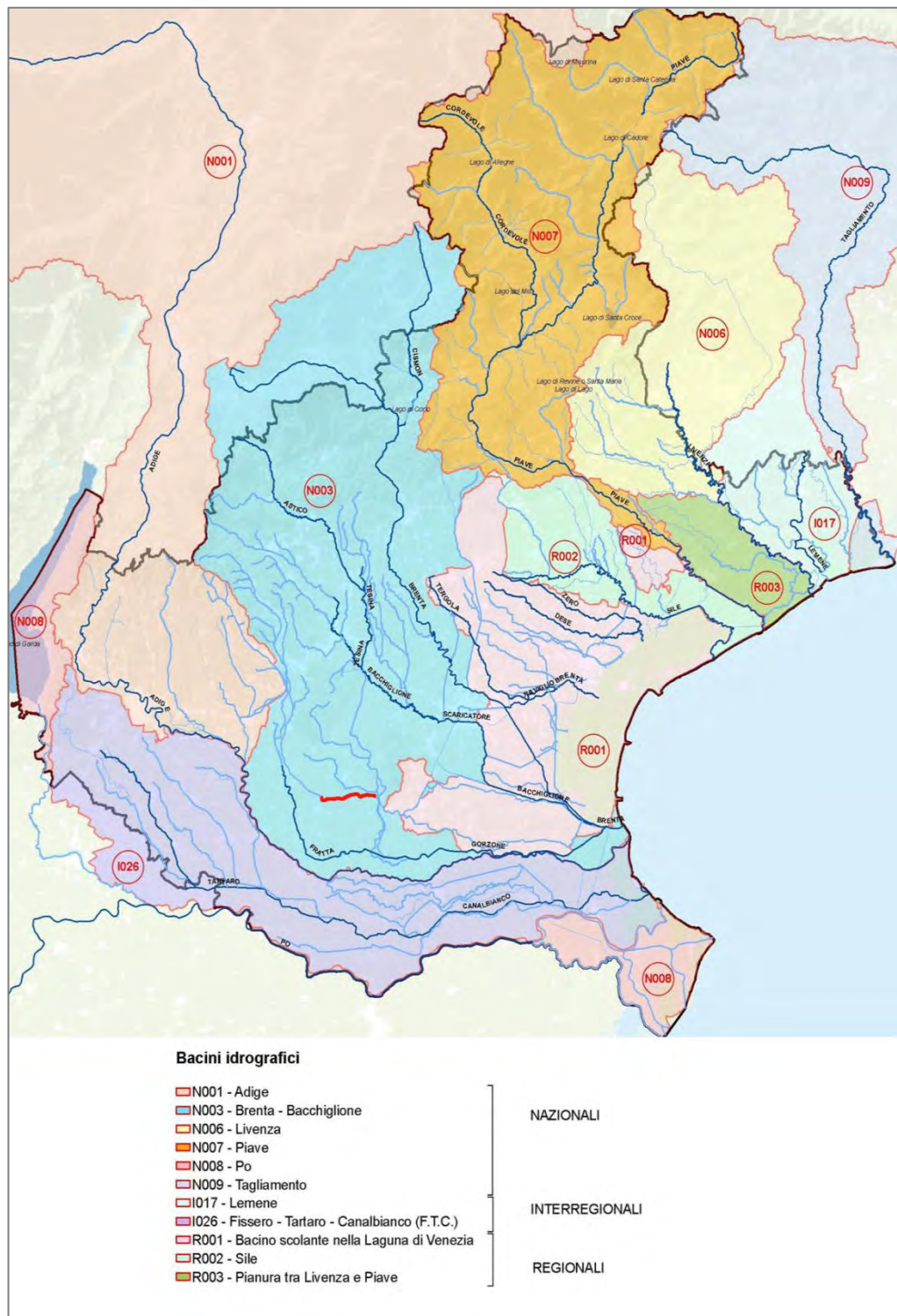


Fig. 5.2: Bacini idrografici e corpi idrici del Veneto. In azzurro è indicato il bacino Brenta-Bacchiglione, in rosso il fiume Frassinone [fonte: arpa.veneto.it]

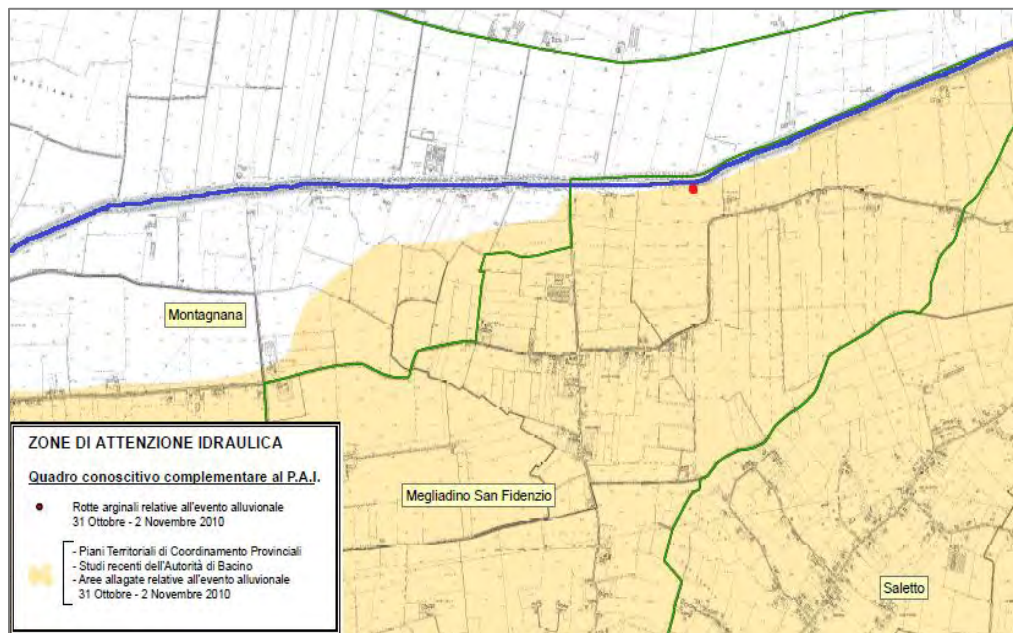


Fig. 5.3: Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico dei fiumi Brenta-Bachiglione. Carta della pericolosità idraulica. Tavola 96. In azzurro è indicato il fiume Frassine, in rosso il punto in cui è avvenuta la rottura arginale nel 2010.

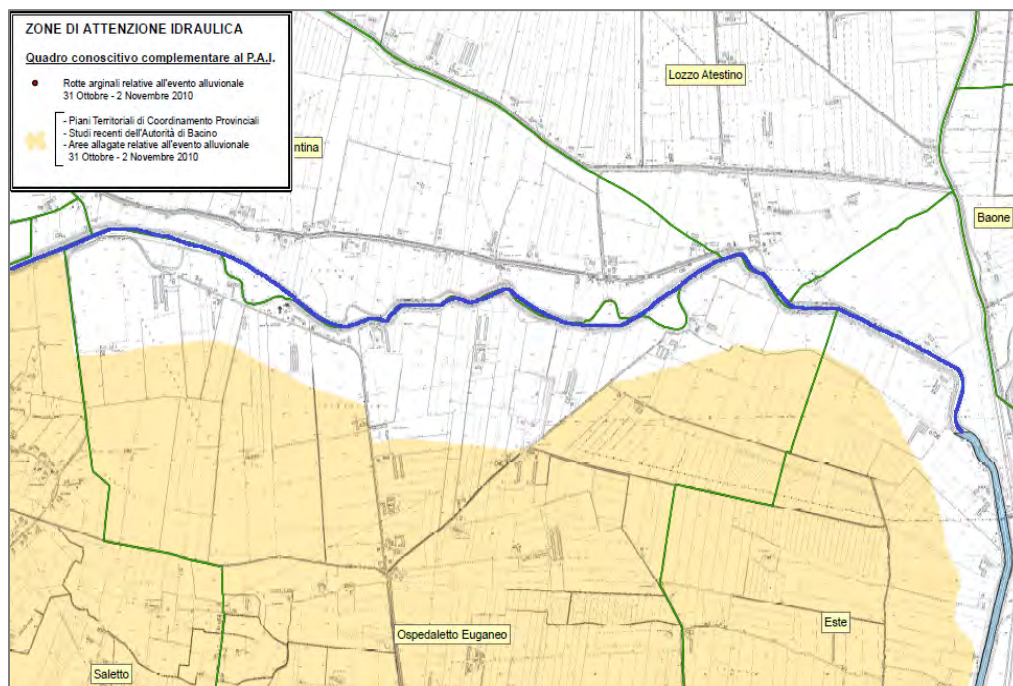


Fig. 5.4: Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico dei fiumi Brenta-Bachiglione. Carta della pericolosità idraulica. Tavola 97. In azzurro il fiume Frassine.

Il *Frassine* si può definire un corso d'acqua artificiale, fortemente condizionato dall'antropizzazione della zona limitrofa ed impiegato per usi irrigui. È quindi difficile definire l'andamento delle portate in un anno e le conseguenze degli eventi di piena sono subordinati alla gestione degli altri corsi d'acqua del bacino idrogeologico *Brenta-Bacchiglione* di cui il *Frassine* fa parte.

5.1.2 Rottura arginale (2010)

Nei primi giorni del mese di novembre del 2010 il fiume *Frassine* è stato interessato da un intenso evento di piena che ha portato alla rottura arginale nel comune di *Megliadino San Fidenzio* (PD).

L'evento di piena è dovuto ad un'intensa perturbazione che ha colpito il Veneto nel periodo compreso tra domenica 31 ottobre e martedì 2 novembre 2010. Le principali stazioni meteorologiche hanno indicato valori delle altezze di precipitazione pari a 200 mm in 24 ore. Questa quantità di pioggia non è un evento raro per queste zone, tuttavia la presenza di venti di scirocco ha comportato lo scioglimento delle nevi nel tratto montano e precipitazioni di carattere "liquido" fino alle quote più elevate.

Negli stessi giorni, alla situazione sopra descritta si è aggiunta la concomitante comparsa del fenomeno dell'*acqua alta* nella zona nord del *Mar Adriatico*. Il temporaneo innalzamento del livello del mare è andato così ad accrescere il già elevato rischio idraulico in tutto l'entroterra della fascia costiera.

Questa combinazione di eventi sfavorevoli ha comportato il manifestarsi di criticità nella rete idrogeologica e fenomeni di dissesti geologici.

Da un punto di vista statistico, il grado di rarità di tali eventi può essere definito mediante il tempo di ritorno. Tale parametro ha assunto valori dell'ordine dei 50 anni, collocando l'evento tra i due o tre più intensi degli ultimi 50 anni.

Per quanto riguarda il bacino dei fiumi *Agno-Guà-Frassine-Santa Caterina e Fratta-Gorzone* i livelli idrometrici raggiunti risultano essere particolarmente significativi.

In Fig. 5.5 si può notare come i livelli idrometrici raggiunti a *Borgo Frassine* abbiano superato la massima piena storica già prima della rotta sul *Frassine*. Di conseguenza i livelli idrometrici delle sezioni di valle sono stati fortemente condizionati dalla rotta [scheda evento IDRO: 31 ottobre-5 novembre 2010. Regione Veneto, ARPAV].

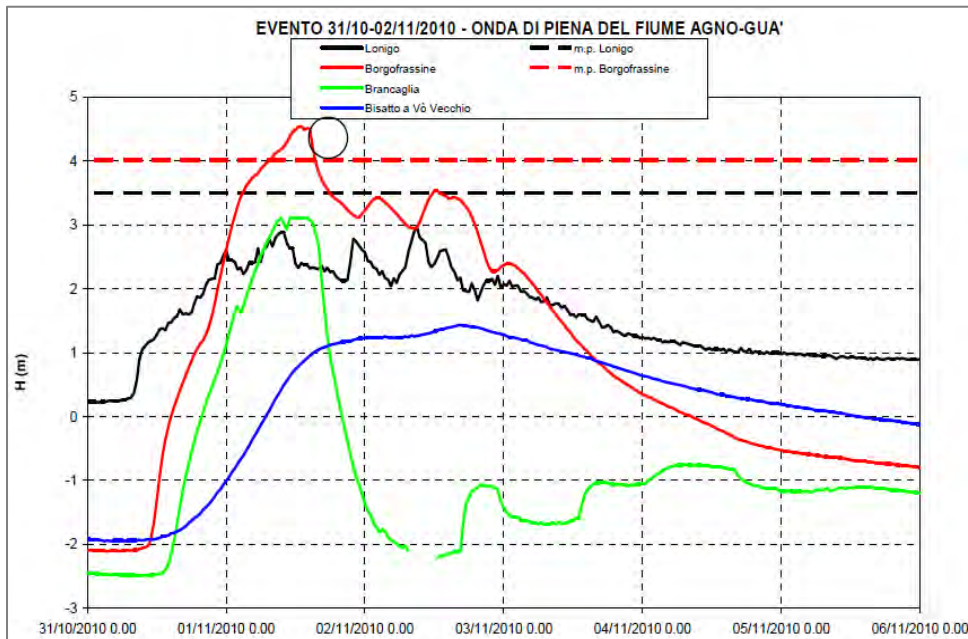


Fig. 5.5: Propagazione della piena del fiume Agno-Guà nel corso dell'evento del 30/10 – 5/11. Il cerchio indica approssimativamente il momento della rottura sul Frassine. [Regione veneto, ARPAV].

In Tab. 5.1 sono riportati in dettaglio l'ora, il giorno, la massima altezza idrometrica registrata dalle stazioni in telemisura ed il confronto con i valori storici lungo le aste fluviali del sistema Agno-Guà-Fratta-Gorzone. [fonte: Regione Veneto, ARPAV].

Nel 2010 quindi, l'innalzamento delle quote idriche nel fiume *Frassine* ha comportato in un primo tempo la chiusura del ponte in località *Borgo Frassine*, che garantisce i collegamenti tra la Provincia di *Padova* e quella di *Vicenza*. In un secondo momento è sorta una breccia sul corpo arginale in località *Caprano*, in prossimità del confine veronese. Il tempestivo intervento ha permesso la chiusura della falla, evitando l'inondazione del vicino comune di *Montagnana*.

BACINO	CORSO D'ACQUA	STAZIONE	EVENTO DEL 31/10-04/11/2010			EVENTI STORICI		
			DATA - ORA	H (m)	POSIZIONE NELLA SERIE STORICA	N° ANNI SERIE STORICA	ANNO MASSIMA PIENA	Hmax (m)
AGNO-GUA'	AGNO	RECOARO	01/11/2010 06.30	1.18	2	12	2001	1.21
AGNO-GUA'	AGNO	PONTE BROGLIANO	01/11/2010 07.30	2.17	1	13	2009	2.12
AGNO-GUA'	GUA'	PONTE GUA'	01/11/2010 08.30	2.70 ¹	5	26 ¹	1992	3.20 ¹
AGNO-GUA'	GUA'	LONIGO	02/11/2010 09.00	2.97	4	26	1992	3.50
AGNO-GUA'	FRASSINE	BORGOFRASSINE	01/11/2010 13.00	4.54	1	16	2009	4.01
AGNO-GUA'	FRASSINE	BRANCAGLIA	01/11/2010 14.00	3.11 ¹	2	16 ¹	1996	3.39 ¹
AGNO-GUA'	FRATTA	SAN SALVARO	03/11/2010 10.30	0.28	1	7	2008	-0.11
AGNO-GUA'	FRATTA	VALLI MOCENIGHE	04/11/2010 07.00	2.05	2	16	1997	2.07
AGNO-GUA'	GORZONE	CARMIGNANO	04/11/2010 07.00	1.88	10	16	1995	2.81
AGNO-GUA'	GORZONE	STANGHELLA	04/11/2010 09.30	0.78	-	-	-	-

Tab. 5.1: Massime altezze idrometriche raggiunte nel corso dell'evento e confronto con i dati storici. [Regione Veneto, ARPAV].

Tuttavia alle 14:30 si è aperta una seconda breccia sulla sponda destra qualche chilometro più a valle, in località *Prà di Botte* nel comune di *Megliadino S. Fidenzio* (PD). La rottura si è progressivamente allargata a causa della pressione esercitata dalle acque fino ad interessare un tratto arginale di un centinaio di metri, allagando i comuni di Megliadino San Fidenzio, Montagnana, Saletto e Ospedaletto Euganeo. Si stima che sul territorio si siano riversati circa 23 milioni di metri cubi d'acqua.

In seguito all'evento il tratto arginale distrutto dalla piena è stato ricostruito. Nel contempo sono state avviate delle indagini per valutare le cause che hanno portato alla rottura arginale. Da queste analisi è emerso che la geometria della sezione arginale e la composizione granulometrica garantiscono bassi margini di sicurezza nei confronti di eventi di piena con tempo di ritorno superiore ai 50 anni e tempi di durata della piena di più giorni.

Ulteriore fonte di incertezza è presentata dalla presenza di tane scavate dagli animali, il cui ruolo nell'indebolimento della sezione arginale è attualmente oggetto di studio.

Per questi motivi, è stata avviata una campagna di indagini geognostiche in prossimità del tratto arginale in cui si è verificata la rottura al fine di definire il

livello della falda ed i parametri geotecnici necessari per lo studio del rilevato arginale.



Fig. 5.6: Rottura dell'argine destro del fiume Frassine nel 2010



Fig. 5.7: Inondazione delle zone in prossimità alla rottura arginale

5.2 Indagini geotecniche in sito

Nel programma d'indagine sono state eseguite diverse tipologie di prove su tratti arginali del fiume *Frassine* :

- Prove penetrometriche statiche (CPTe) con punta elettrica: si misura la resistenza in punta e l'attrito laterale;
- Sondaggi a carotaggio continuo, a volte attrezzati con piezometro;

- Piezometri che consentono di valutare l'andamento delle pressioni negli strati della fondazione arginale al variare delle quote idriche nel corso d'acqua.

5.2.1 Prove penetrometriche statiche

Con lo scopo di valutare le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche del suolo, sono state eseguite due prove penetrometriche statiche CPT (Cone Penetration Test).

Le prove sono state eseguite a partire dalla sommità arginale e fino ad una profondità di 25 m.

Dalle indagini è emerso un argine composto prevalentemente da terreni di riporto limosi e sabbiosi e un sottostante terreno di fondazione con un primo strato di terreno argilloso e limoso e uno strato più profondo a matrice sabbiosa.

Questa distribuzione di terreni presenta alternanza di lenti impermeabili limo-argillose e strati più permeabili a composizione sabbiosa. Tale stratigrafia causa la formazione di un sistema multi-falda ad acquiferi sovrapposti.

L'alimentazione delle falde presenti è dovuta principalmente alla dispersione idrica del fiume e all'infiltrazione degli afflussi meteorici.

Nel dettaglio, dalle prove penetrometriche si osserva una prima successione di strati di natura prevalentemente coesiva, costituiti da limi argillosi e sabbiosi con intercalazioni decimetriche di sabbie fino alla profondità di circa 12 metri dalla sommità arginale. Oltre questa profondità si incontrano terreni granulari costituiti da sabbie addensate con intercalazioni coesive fino alla profondità di circa 23 m.

La falda misurata al termine delle operazioni risulta essere a quota 10,50 m dalla sommità arginale. Il livello freatico subisce delle variazioni a seconda della stagione, raggiungendo il livello massimo nel tardo autunno e in primavera e livelli minimi nei mesi di agosto e gennaio.

5.2.2 *Sondaggi a carotaggio continuo*

Nell'ambito dell'indagine avente come obiettivo la valutazione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche degli argini del fiume *Frassine* sono stati svolti una serie di sondaggi. [Fig. 5.8].

Le prove sono state svolte sull'argine destro e consistono in:

- due carotaggi continui (S1 e S2) fino alla profondità di 33,50 m dal piano campagna e attrezzati con piezometro;
- tre piezometri (P3, P4, P5) con perforazione a distruzione di nucleo attraverso la massicciata costituente il nucleo arginale.



Fig. 5.8: Ubicazione dei carotaggi e piezometri

<i>Piezometro</i>	<i>Profondità piano di posa</i>	<i>Tratto fenestrato</i>
S1	-18,00 m	-18,00 : -15,00 m
S2	-18,00 m	-18,00 : -15,00 m
P3	-10,00 m	-10,00 : -1,00 m
P4	-11,50 m	-11,50 : - 2,50 m
P5	-12,00 m	-12,00 : -3,00 m

Tab. 5.2: Schema esecutivo dei piezometri

Dalle carote estratte è stata ricostruita la stratigrafia del terreno. I sondaggi hanno evidenziato la prevalenza di terreni coesivi fini di tipo limo-argilloso per la parte più superficiale, mentre di tipo limo-sabbioso a partire da circa 10 m dalla sommità arginale. Ulteriori sondaggi effettuati nel 2013 confermano questa ricostruzione stratigrafica.

Nel sondaggio S1 [Fig. 5.9] è stato individuato alla profondità di 9,80 m dalla sommità arginale uno strato di circa 1,5 m di spessore definito nella documentazione come “sabbie grossolane con sottili intercalazioni di argilla limosa di colore marrone scuro”. Tale strato non è stato rinvenuto negli altri sondaggi. Si è scelto quindi di eseguire delle analisi più approfondite in laboratorio al fine di valutare le caratteristiche meccaniche.

				S1						
COMMITTENTE:				Pag. 1/2						
CANTIERE: Canale Frassine argine Dx				QUOTA PALDA = non rilevata						
LOCALITA':				DATA INIZIO: 12/12/2012						
				DATA FINE: 17/12/2012						
RESPONSABILE: Dott.				QUOTA P.C. =						
OPERATORE: Sig.				ATTREZZATURA:						
Dis. (m)	Arg. (cm)	Profilo (m)	Sp. (m)	PROFONDITA' (m) da P.C.	ESAME OGGA (PROFONDITA' (m))	NUMERO	PROFONDITA' (m) da P.C.	PROFONDITA' (m) da P.C.	TORNANTE (cm)	SP. (m)
Direz. (m) (Arg. (cm)) (P.C. (m))										
				2.50	0.20	1				
				9.50	0.20	1				
				11.40	0.20	1		1.2	2.2	
				13.20	0.20	1		1.1	3.0	
								0.9	1.7	
								1.3	2.4	
								1.0	1.8	

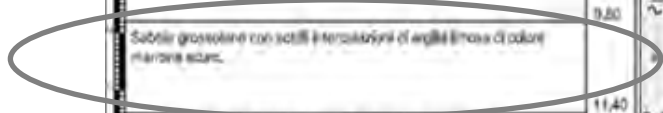


Fig. 5.9: Sondaggio S1. Nel cerchio è indicato lo strato su cui si sono svolte indagini in laboratorio

5.3 Indagini geotecniche in laboratorio

La descrizione dei diversi tipi di terreno è stata fornita in un primo momento attraverso una stima visiva delle carote estratte mediante i sondaggi. Successivamente sono state eseguite delle prove nel laboratorio di Geotecnica dell'Università di Padova per dare una caratterizzazione più precisa e determinare i parametri geotecnici.

La carote utilizzate per le prove sono quelle prelevate durante la campagna di sondaggi relativa all'anno 2012.

Nel febbraio 2013 è stato svolto un insieme di prove su 9 campioni prelevati dal sondaggio S2 a diverse profondità. Per ognuno di essi è stata valutata la curva granulometrica ed per alcuni i valori dei limiti di Atterberg.

Nei primi mesi del 2014 sono state svolte ulteriori indagini con l'obiettivo di definire con maggior precisione gli strati potenzialmente interessati dal fenomeno di erosione interna. Sono state svolte le seguenti prove: analisi granulometrica, aerometria, determinazione dei limiti di Atterberg, prova con permeametro a carico variabile.

In *appendice 1* sono forniti i risultati relativi alle prove eseguite in laboratorio. I risultati esposti non sono riportati nella loro totalità, ma sono limitati ai dati utilizzati nei paragrafi successivi per lo studio del fenomeno di erosione interna in fondazione arginale.

5.3.1 Curva granulometrica e aerometria

Le prove sono state eseguite nel febbraio 2013 su campioni del sondaggio S2 a diverse profondità. Sono riportate in *appendice 1* le curve granulometriche relative al terreno costituente la fondazione arginale.

Nei primi mesi del 2014 sono state svolte ulteriori prove che hanno portato alla definizione di due curve granulometriche relative al sondaggio S1. L'obiettivo di queste prove è una valutazione più accurata dello strato più superficiale del terreno di fondazione, al fine di inserire i risultati nel modello di studio del

fenomeno di *piping*. I due campioni sono stati prelevati alle profondità di 9,90 m e 10,70 m dalla sommità arginale.

La descrizione dei terreni ottenuta dalle prove è la seguente:

- Campione 1: sabbia medio-fine con matrice limo-argillosa e tracce di sabbia grossa;
- Campione 2: sabbia medio-fine con matrice argillo-limosa e presenza di sabbia grossa.

5.3.2 Prova con permeametro a carico variabile

Ai fini dello studio del fenomeno di erosione interna, è di primaria importanza la valutazione in modo accurato del coefficiente di permeabilità K .

A tale scopo sono state svolte delle prove con permeametro a carico variabile. È da ricordare che i campioni utilizzati sono rimaneggiati.

Ad ogni campione è stata applicata una tensione pari a quella agente in sito, il cui valore è funzione della profondità.

Nella Tab. 5.3 sono illustrati i risultati ottenuti dalle tre prove di permeabilità eseguite:

- Campione 1: sabbia medio-fine con matrice limo-argillosa e tracce di sabbia grossa;
- Campione 2: sabbia medio-fine con matrice argillo-limosa e presenza di sabbia grossa;
- Campione 3: limo argilloso con sabbia fine.

Campione	-	1	2	3
Sondaggio	-	S1	S1	S2
Profondità	m	9,90	10,70	4,50
Ubicazione	-	Fondazione arginale	Fondazione arginale	Corpo arginale
Pressione di consolidazione	kPa	160	160	70
Permeabilità K	m/s	$1,87 \cdot 10^{-9}$	$2,59 \cdot 10^{-10}$	$6,48 \cdot 10^{-10}$

Tab. 5.3: Valori del coefficiente di permeabilità K ricavati dalla prova con permeametro a carico variabile

Dai risultati della prova è emerso che lo strato di terreno del sondaggio S1 inizialmente classificato con un'analisi visiva come "sabbia grossolana con intercalazioni di argilla limosa" è costituito, ad un'analisi più approfondita, da sabbia medio-fine con bassi valori del coefficiente di permeabilità.

Sul materiale costituente il corpo arginale è stata svolta un'unica analisi di permeabilità che suggerisce una buona impermeabilità del corpo arginale. Essendo stata eseguita una sola prova, tuttavia, questo risultato è da trattare con cautela e ulteriori indagini sono auspicabili per definire il grado di omogeneità del corpo del rilevato.

5.4 Definizione della sezione tipo

Per effettuare delle considerazioni relative al fenomeno di *piping* è necessario definire in primo luogo le caratteristiche geometriche dei rilevati arginali e le variazioni delle quote idrometriche nel corso d'acqua.

Sono stati raccolti i dati geometrici relativi ad una serie di sezioni arginali del fiume *Frassine*. A partire da queste informazioni è stata definita una sezione tipo, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

	Riferimento assoluto	Zero Idrometrico
	[m.s.m.m.]	[m]
Sommità arginale	+21,00	+5,88
Fondo fiume	+10,73	-4,39
Piano campagna	+12,55	-2,57

Tab. 5.4: Riferimenti geometrici della sezione tipo del fiume Frassine

La lunghezza della base arginale è pari a 32,6 m e l'altezza dell'argine è 8,45m.

Sulla base dei dati ottenuti dalle prove in sito e in laboratorio, è stata poi definita una stratigrafia utile per lo studio del potenziale sviluppo del fenomeno di *piping* nella fondazione arginale.

Nel terreno di fondazione sono stati individuati due strati principali di diversa composizione e permeabilità:

- primo strato: sabbia medio-fine con matrice limo-argillosa, avente uno spessore di 3,5 m e coefficiente di permeabilità dell'ordine di 10^{-9} - 10^{-10} m/s;
- secondo strato: sabbia media con sabbia fine limosa, avente uno spessore di 10 m e coefficiente di permeabilità dell'ordine di 10^{-6} m/s.

Sulla base di questi dati si è ipotizzato che lo strato superficiale, costituito da materiale più fine e caratterizzato da una minore permeabilità, costituisca uno strato poco permeabile che ostacola lo sviluppo di un moto di filtrazione dall'alveo nel terreno di fondazione. Tale strato contribuisce quindi in misura considerevole a ridurre i fenomeni di filtrazione in fondazione.

Il terreno sottostante è costituito da materiale sciolto e presenta una permeabilità più elevata, di conseguenza si è scelto di concentrare su questo strato le verifiche relative ai fenomeni di erosione interna. In Fig. 5.10 è rappresentata la sezione tipo e le relative quote di riferimento.

Una tale schematizzazione è effettuata ai fini dell'applicazione delle formule relative allo studio del fenomeno di *piping* e non sono da ritenersi una rappresentazione esaustiva della stratigrafia del terreno.

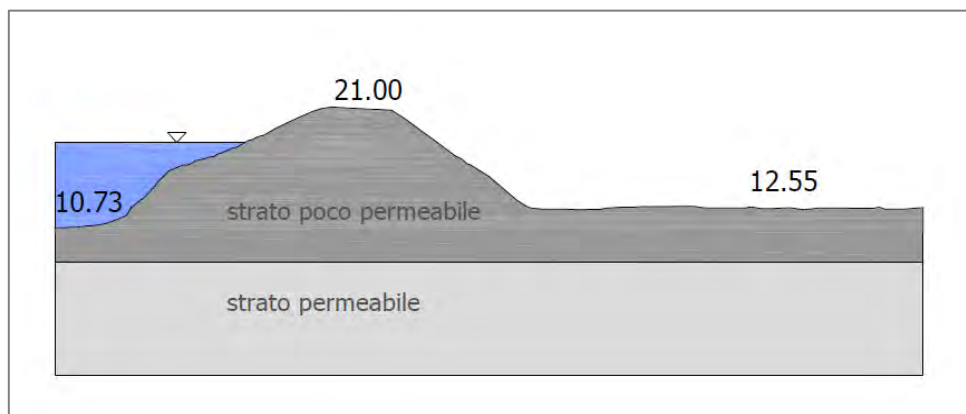


Fig. 5.10: Quote di riferimento della sezione tipo del fiume Frassine.[m.s.m.m.]

	<i>u.m.</i>	<i>Strato 1: poco permeabile</i>	<i>Strato 2: permeabile</i>
<i>Spessore</i>	[m]	3,5	10
<i>Riferimento dalla sommità arginale</i>	[m]	8,45 - 11,95	11,95 - 21,95
<i>Peso saturo per unità di volume</i>	[kN/m ³]	19	20
<i>Permeabilità</i>	[m/s]	1,87·10 ⁻⁹	1,64·10 ⁻⁶
<i>Diametro del 70% passante in peso</i>	[μm]	120	250

Tab. 5.5: Parametri di riferimento

La curva granulometrica e i valori della permeabilità sono stati ricavati da delle prove eseguite nel laboratorio di geotecnica dell'Università di Padova, i cui risultati sono illustrati nel paragrafo 5.3.

I valori del coefficiente di permeabilità sono stati ottenuti per lo strato di fondazione più superficiale mediante la prova con permeametro a carico variabile. Per lo strato sabbioso è stata impiegata la *formula di Hazen* (eq. 5.1) che fornisce una stima del coefficiente di permeabilità a partire dall'analisi granulometrica:

$$K = C d_{10}^2 \quad (5.1)$$

Con:

- K = coefficiente di permeabilità [cm/s];
- d₁₀ = diametro a cui corrisponde il 10% del passante in peso [cm];
- C = 100-150 per sabbie.

5.5 Analisi del moto di filtrazione nella fondazione arginale

Nel presente paragrafo è illustrata un'analisi di filtrazione nel corpo arginale, ipotizzando due diverse stratigrafie nel terreno di fondazione. Tale analisi ha

l'obiettivo di valutare l'andamento delle pressioni nel terreno di fondazione e il ruolo dello strato più superficiale poco permeabile.

I modelli numerici sono stati sviluppati con l'ausilio del modulo *SEEP/W* del software *GEOSTUDIO2007*.

L'analisi è condotta in due diverse condizioni di moto:

- condizioni transitorie, con l'obiettivo di ottenere una stima dell'andamento della linea di filtrazione nel corpo arginale ed una valutazione dell'incremento delle pressioni nell'acquifero, dopo aver ipotizzato dei tempi di crescita dell'onda di piena e la sua permanenza in alveo;
- condizioni stazionarie, al fine di operare un confronto fra i risultati numerici e quelli analitici.

In tutti i modelli si assume che il corpo arginale sia costituito da un materiale a bassa permeabilità ($k \approx 10^{-9}$ m/s) ed in condizione di parziale saturazione.

Lo studio si sviluppa individuando due diverse stratigrafie per il terreno di fondazione, con l'obiettivo di valutare l'importanza dello strato superficiale poco permeabile:

- caso 1: terreno di fondazione costituito da uno strato di materiale poco permeabile dello spessore di 3,5 m ($k \approx 10^{-9}$ m/s) e un sottostante strato più permeabile dello spessore di 10 m ($k \approx 10^{-6}$ m/s) [Fig. 5.11];
- caso 2: stratigrafia analoga al "caso 1" ma l'acquifero è in diretta comunicazione con il corso d'acqua [Fig. 5.12].

La scelta di queste due diverse condizioni stratigrafiche è dovuta all'incertezza relativa allo strato superficiale poco permeabile. Con i dati ad oggi a disposizione rimangono delle incertezze relative alla continuità e allo spessore di questo strato.

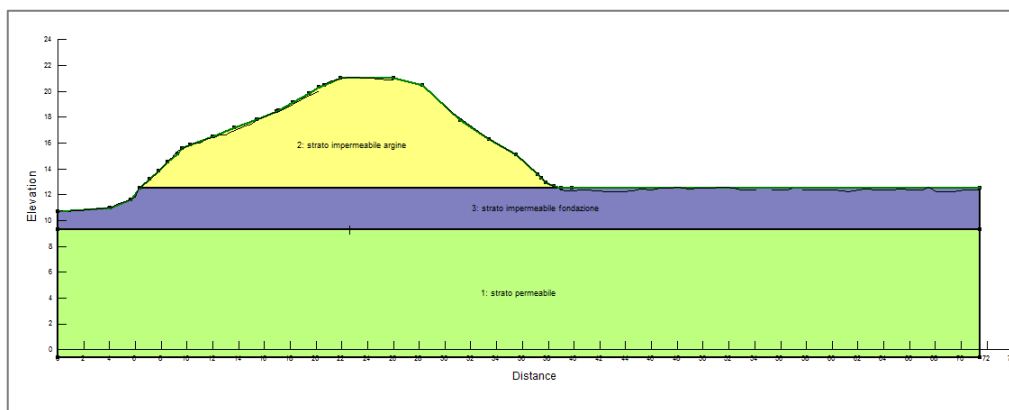


Fig. 5.11: caso 1: fondazione arginale con terreno permeabile e sovrastante strato poco permeabile.

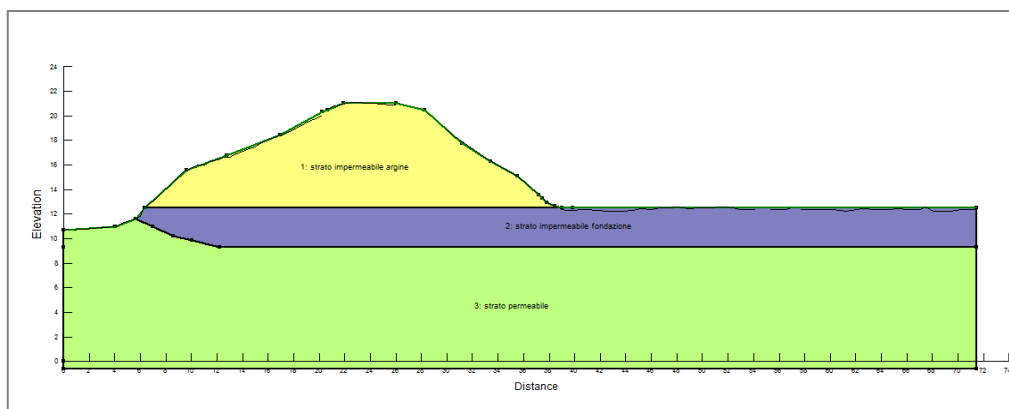


Fig. 5.12: caso 2: terreno di fondazione con acquifero permeabile in comunicazione con il corso d'acqua e sovrastante strato poco permeabile.

5.5.1 Condizioni al contorno

Le condizioni a contorno definite nel modello sono state introdotte con l'obiettivo di simulare le condizioni idrauliche reali.

In tutti i modelli si è imposto il carico idraulico a lato campagna corrispondente al livello della falda freatica. In assenza di informazioni specifiche relative alle condizioni idrauliche del territorio in prossimità dell'argine, si è assunta a piano campagna un'estensione indefinita delle condizioni al contorno imposte al piede arginale. Alle estremità del modello sono state quindi imposte delle condizioni idrostatiche. Inoltre, lungo il corpo arginale verso lato campagna si

è imposta la condizione di potenziale filtrazione, definendo un flusso totale costante e nullo [Fig. 5.13].

Nell'analisi di tipo transitorio, sono stati ipotizzati dei livelli di crescita del fiume sulla base di valori probabili derivanti dall'osservazione reale. Per il fiume *Frassine* sono stati quindi ipotizzati degli step temporali di due ore e il raggiungimento del livello di piena in 24 ore [Tab. 5.6]. I livelli idrici corrispondenti agli step temporali non trovano un riscontro reale, ma sono stati assunti ipotizzando degli incrementi di quota costanti.

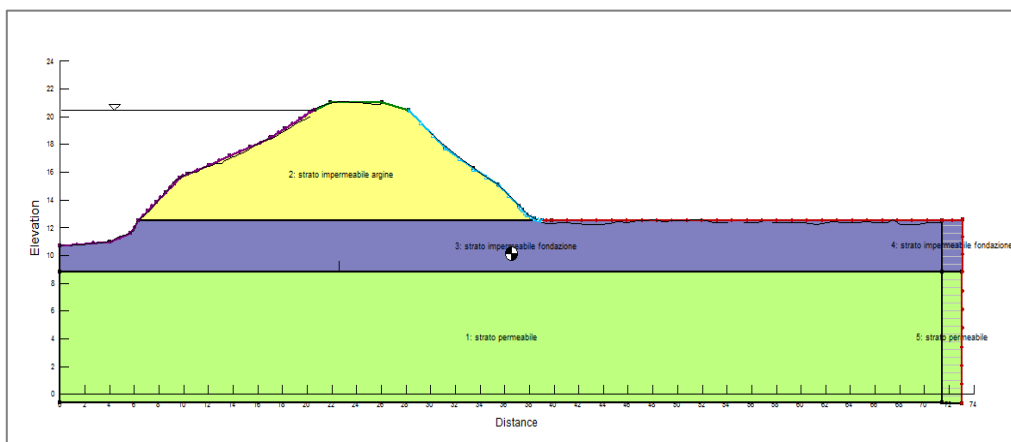


Fig. 5.13: Condizioni al contorno applicate al modello in SEEP/W

Step temporali di crescita	Livello idrico [m.s.m.m]
Livello minimo	12,55
2 ore	13,21
4 ore	13,87
6 ore	14,53
8 ore	15,19
10 ore	15,85
12 ore	16,51
14 ore	17,17
16 ore	17,83
18 ore	18,49
20 ore	19,15
22 ore	19,84
24 ore – livello di piena	20,50

Tab. 5.6: Quote idriche progressive ipotizzate per l'analisi di tipo transitorio

5.5.2 *Caso 1: acquifero non a diretto contatto con il corso d'acqua*

In questo caso è riprodotta la condizione in cui è presente uno strato di spessore modesto costituito da materiale poco permeabile e un sottostante strato sabbioso a maggiore permeabilità. Si è ipotizzata la continuità dello strato argilloso anche in corrispondenza all'alveo fluviale, in modo da evitare la diretta alimentazione dell'acquifero.

L'analisi numerica è stata svolta con l'obiettivo di valutare il ruolo dello strato poco permeabile superficiale nella riduzione del moto di filtrazione. La presenza di questo strato consente di ipotizzare un ritardo nella risposta dell'acquifero, in termini di incremento di pressione, rispetto alla crescita del livello idrico nel corso d'acqua. In Fig. 5.14 e Fig. 5.15 è illustrato l'andamento delle pressioni in corrispondenza alla base dello strato poco permeabile, al raggiungimento del livello idrico massimo nel corso d'acqua pari a 20,50 m.s.m.m.(transitorio a 24 ore).

I grafici sono ricavati dal modello numerico ipotizzando una quota idrica nel corso d'acqua pari a 20,50 m.s.m.m. Ne consegue che l'acquifero sottostante, non essendo in diretto contatto con il corso d'acqua, segua con ritardo l'aumento delle pressioni. Tale ipotesi è confermata anche dalle esigue portate d'acqua dovute al moto di filtrazione che si registrano nell'acquifero.

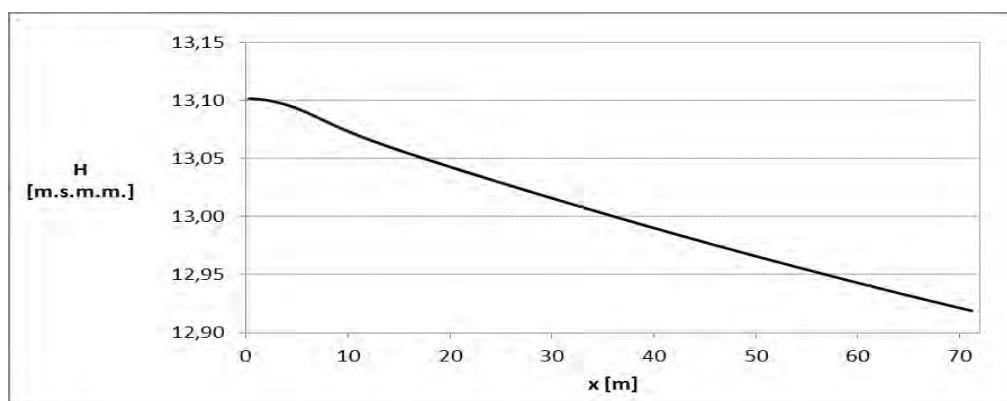


Fig. 5.14: Andamento del carico idraulico totale H in corrispondenza alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore

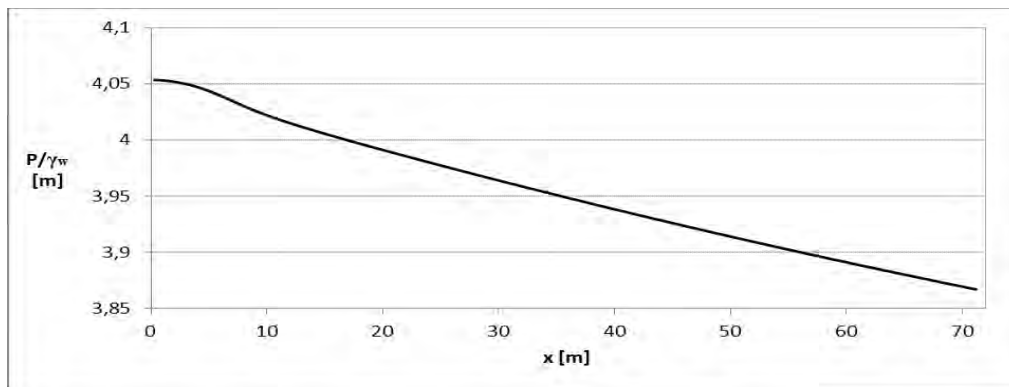


Fig. 5.15: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore

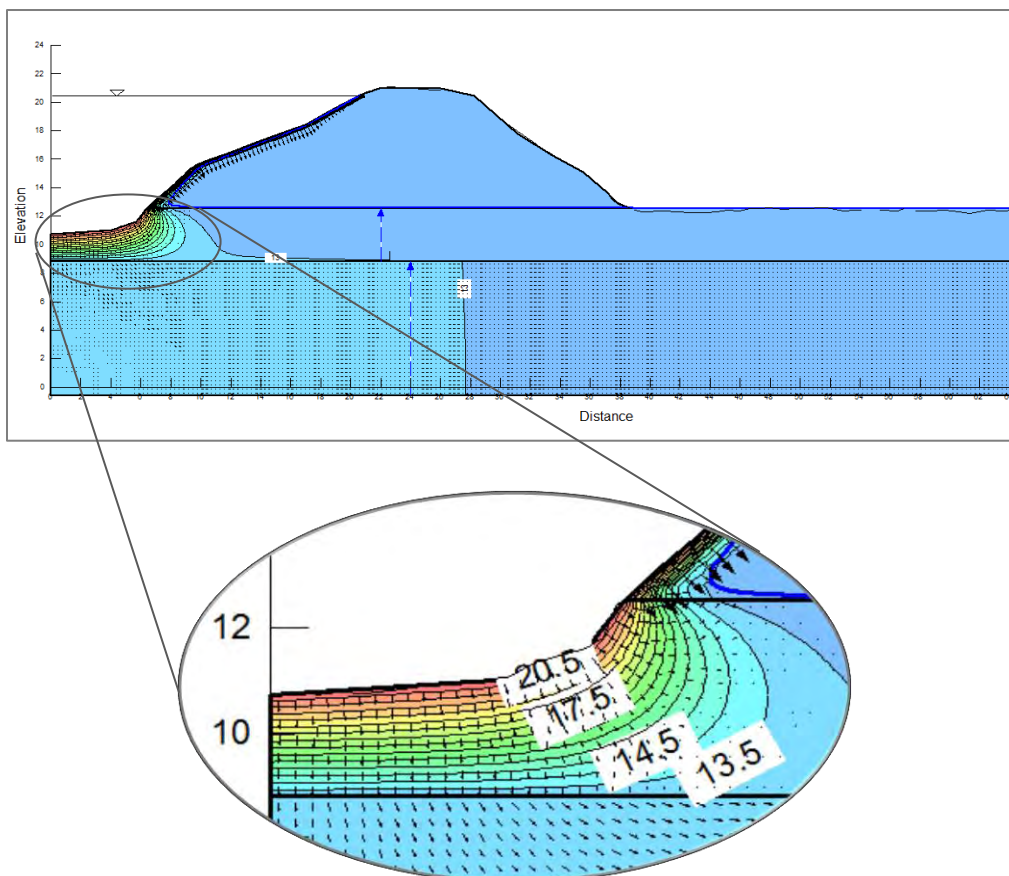


Fig. 5.16: Contour del carico idraulico H [m.s.m.] nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore

Si può quindi affermare che la presenza dello strato di materiale poco permeabile ha un effetto positivo, rendendo lo strato inferiore meno sensibile alle variazioni della quota idrica nel corso d'acqua.

Inoltre, riducendo il flusso che interessa lo strato permeabile, decrescono le pressioni alla base dello strato argilloso dovute al moto di filtrazione e responsabili del meccanismo di sifonamento al piede arginale a lato campagna.

Alla base dello strato argilloso si può osservare un progressivo incremento delle pressioni neutrali e quindi dell'altezza piezometrica in seguito all'aumento della quota idrica nel corso d'acqua. Nel caso in cui la permanenza della quota di massima piena si protragga per più giorni il carico idraulico nel terreno di fondazione non subisce notevoli incrementi e non raggiunge le condizioni di moto stazionario [Fig. 5.17 e Fig. 5.18]. Il fiume *Frassine* tuttavia presenta delle onde di piena con fase di crescita e decrescita piuttosto rapide, e quindi la permanenza della quota idrica massima per più giorni ha una probabilità di accadimento piuttosto bassa.

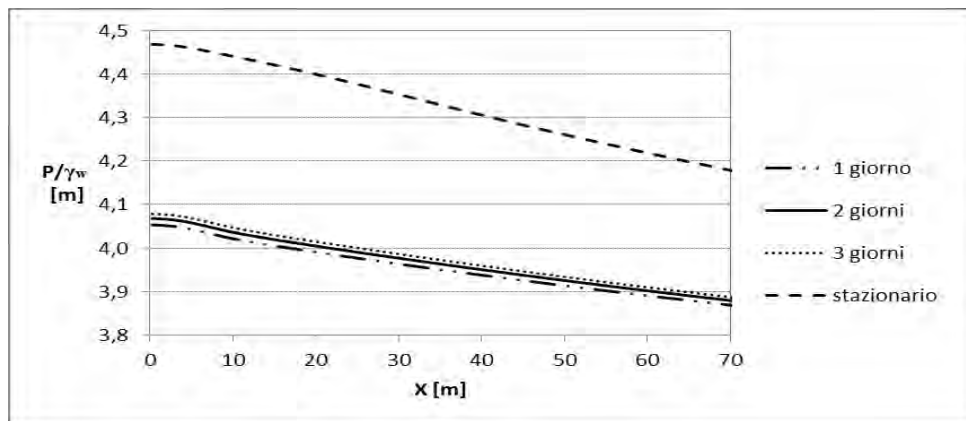


Fig. 5.17: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato argilloso nel caso in cui la quota di massima piena sia mantenuta per più giorni

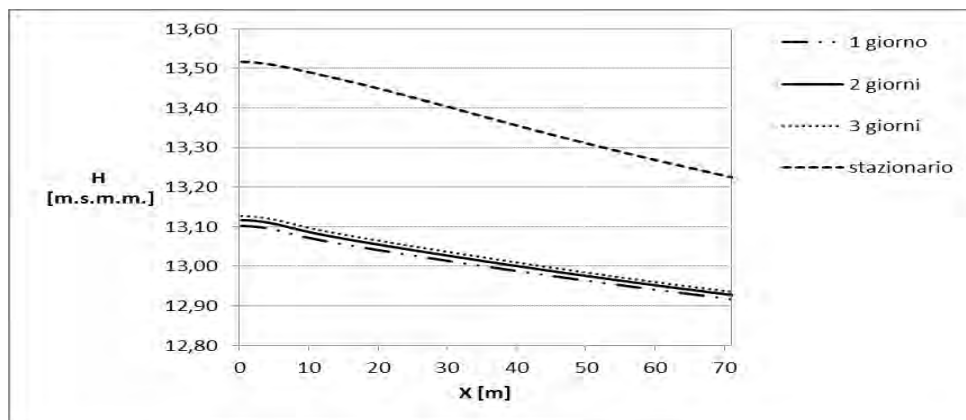


Fig. 5.18: Andamento del carico idraulico H alla base dello strato argilloso nel caso in cui la quota di massima piena sia mantenuta per più giorni

5.5.3 *Caso 2: acquifero in comunicazione con il corso d'acqua*

La fondazione arginale è costituita da uno strato permeabile, in materiale sabbioso e un sovrastante strato di materiale argilloso che termina in prossimità del corso d'acqua, mettendo in comunicazione il fiume con lo strato permeabile sottostante. Tale condizione è più gravosa della precedente, in quanto il moto di filtrazione che interessa il terreno di fondazione è di maggiore entità, non essendo limitato dallo strato a minor permeabilità.

La presenza di questo strato a lato campagna inoltre causa l'incremento delle pressioni in corrispondenza alla base dello strato e può comportare lo sviluppo di un meccanismo di sifonamento.

Dai seguenti grafici si può osservare l'incremento del carico idraulico totale H e dell'altezza piezometrica $\frac{P}{\gamma_w}$, valutati alla base dello strato poco permeabile [Fig. 5.19 e Fig. 5.20].

Nel caso in cui lo strato di terreno permeabile sia a diretto contatto con il corso d'acqua, le condizioni stazionarie sono raggiunte in tempi relativamente brevi [Fig. 5.21].

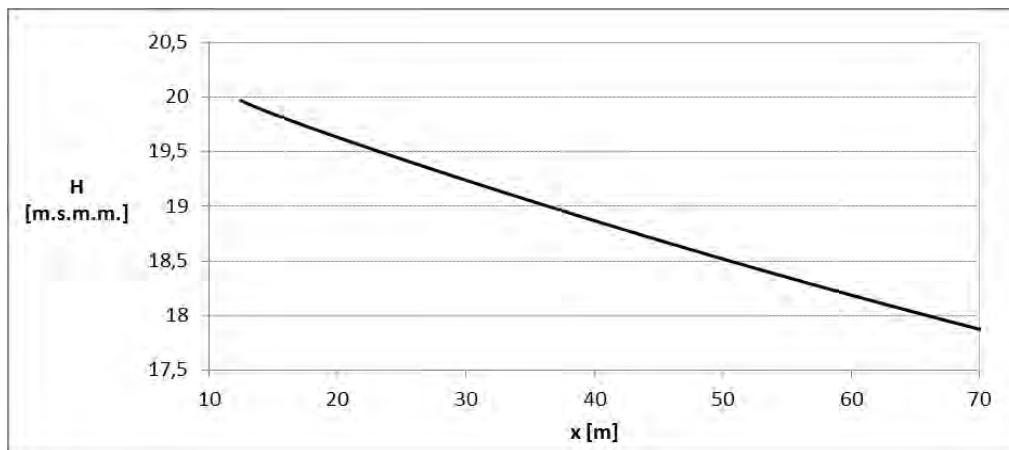


Fig. 5.19: Andamento del carico idraulico totale H alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore

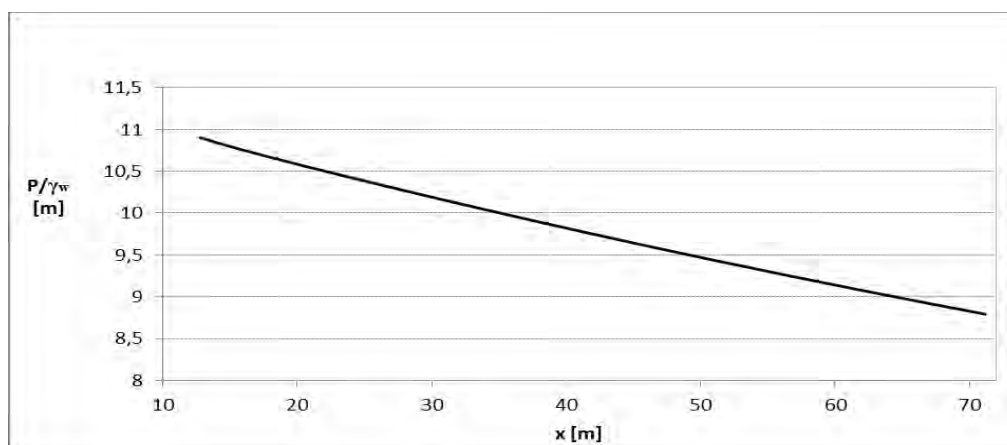


Fig. 5.20: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore

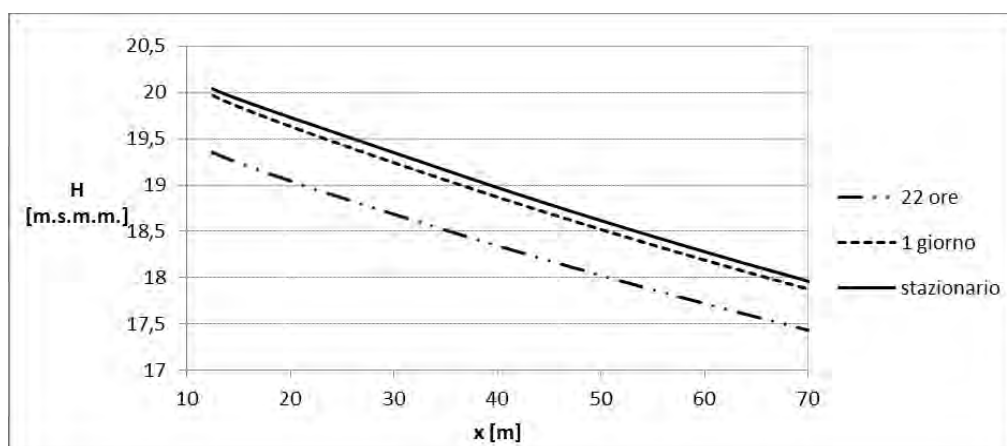


Fig. 5.21: Andamento del carico idraulico H alla base dello strato argilloso in 22 ore, 24 ore e condizioni stazionarie

I risultati ottenuti mediante il modello numerico nel caso 1 sono stati poi confrontati con le misure effettuate grazie a dei piezometri posti lungo l'argine. In Fig. 5.22 è illustrato un confronto fra i risultati ottenuti da modello ed i livelli misurati da dei piezometri profondi posti a lato campagna (P1c e P2c). Le misure sono relative al periodo 14-21 gennaio 2014. Si osserva una generale corrispondenza fra gli andamenti.

Inoltre si può osservare che gli strati profondi del terreno di fondazione arginale risentono poco delle variazioni di livello idrico nel corso d'acqua. Tale considerazione rafforza l'ipotesi della presenza di uno strato poco permeabile continuo nel terreno di fondazione.

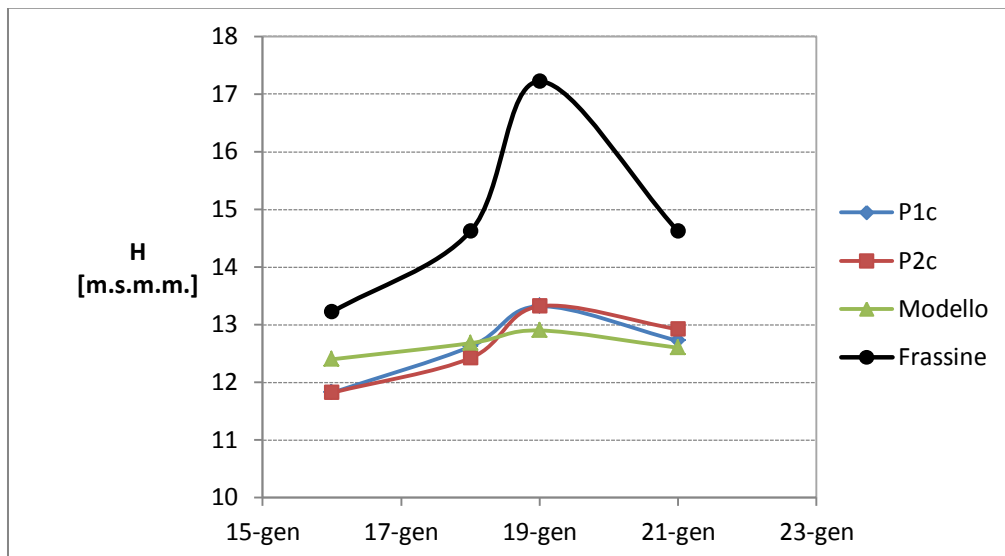


Fig. 5.22: Confronto fra misure effettuate in sito con piezometri e modello SEEP/W

Definita la geometria della sezione e i parametri geotecnici principali, si procede alla valutazione della vulnerabilità della sezione al fenomeno di *piping*, adottando i diversi modelli e formulazioni disponibili in letteratura.

Infine verrà operato un confronto fra i risultati ottenuti mediante formule analitiche e quelli numerici, in termini di gradiente medio.

5.6 Verifica nei confronti del fenomeno di sollevamento o sifonamento

La rottura per sollevamento (*uplift*) ha luogo in un terreno quando le forze di filtrazione agenti in direzione opposta alle forze di massa raggiungono valori elevati, in grado di annullare la tensione verticale efficace. Una volta raggiunta la condizione di rottura dello strato più superficiale, è possibile l'attivazione del meccanismo erosivo definito con il termine di *piping*.

La verifica a sollevamento è da effettuare al piede arginale a lato campagna nel caso in cui il terreno di fondazione sia costituito da uno strato poco permeabile a matrice argillosa in superficie ed un sottostante strato a maggiore permeabilità. Nello strato a maggiore permeabilità si può attivare un moto di

filtrazione a partire dal corso d'acqua che causa un incremento delle pressioni alla base dello strato poco permeabile.

La rottura per sifonamento (*heave*) si verifica in terreni granulari in cui si instaura un moto di filtrazione che annulla le forze intergranulari e le particelle di terreno vengono trasportate dall'acqua in movimento.

Con riferimento all'*Eurocodice 7* si esegue una verifica a sifonamento (HYD) sia in termini di tensioni efficaci che totali, su una colonna di terreno di altezza d e larghezza unitaria (Fig. 5.23) [EN1997-1, Section 10].

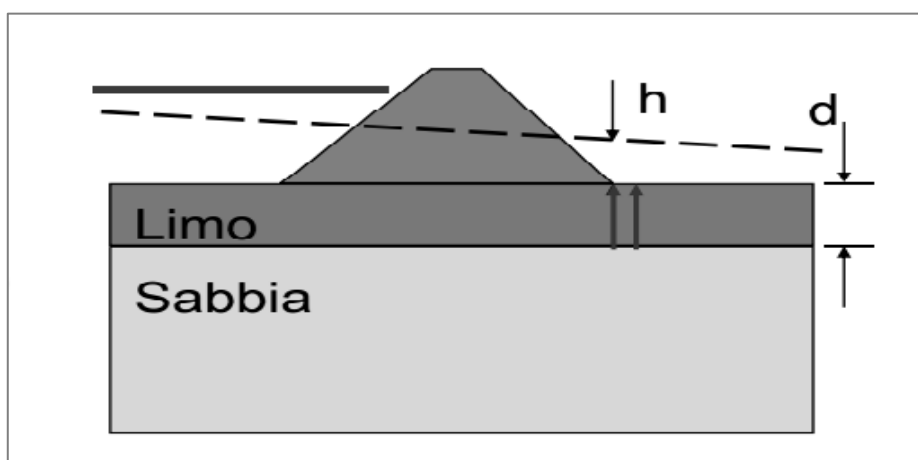


Fig. 5.23: Verifica SLU per sifonamento (HYD)

- Verifica in tensioni efficaci

$$S_{d,dst} \leq G'_{d,stab} \quad (5.2)$$

Dove:

- $S_{d,dst}$ = valore di progetto dell'azione instabilizzante: forza di filtrazione;
- $G'_{d,stab}$ = valore di progetto dell'azione stabilizzante: peso immerso.

- Verifica in tensioni totali

$$u_{d,dst} \leq \sigma_{d,stab} \quad (5.3)$$

Dove:

- $u_{d,dst}$ = valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante alla base delle colonna;
- $\sigma_{d,stab}$ = valore di progetto della tensione totale stabilizzante.

<i>Azione</i>	<i>Coefficiente</i>	<i>HYD</i>
Permanente favorevole	$\gamma_{G,stab}$	1,35
Permanente sfavorevole	$\gamma_{G,dst}$	0,90
Variabile favorevole	$\gamma_{Q,stab}$	1,00
Variabile sfavorevole	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Tab. 5.7: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento (HYD). [ENV 1997-1. Table A.17]

Le verifiche sono state effettuate assumendo un peso di volume saturo dello strato argilloso pari a $\gamma_{sat}=19kN/m^3$. I valori delle pressioni alla base dello strato poco permeabile sono stati ricavati dai modelli numerici realizzati mediante *SEEP/W* e sono riferite ad un'analisi di tipo stazionario.

<i>CASO 1</i>				<i>CASO 2</i>			
<i>Tensioni efficaci [kN]</i>		<i>Tensioni totali [kPa]</i>		<i>Tensioni efficaci [kN]</i>		<i>Tensioni totali [kPa]</i>	
$S_{d,dst}$	10,59	$u_{d,dst}$	56,95	$S_{d,dst}$	83,43	$u_{d,dst}$	129,79
$G'_{d,stab}$	28,95	$\sigma_{d,stab}$	59,85	$G'_{d,stab}$	28,95	$\sigma_{d,stab}$	59,85
Verifica	Sì	Verifica	Sì	Verifica	No	Verifica	No

Tab. 5.8: Verifica nei confronti del sifonamento (HYD) secondo l'Eurocodice 7. Caso 1 e 2 del fiume Frassine

Le verifiche sia in termini di tensioni totali che efficaci non risultano verificate nel caso 2, in cui l'acquifero è a diretto contatto con il corso d'acqua. La distanza dalle condizioni di sicurezza è tale da ritenere questa condizione poco verosimile.

Nel caso 1 la verifica a sifonamento evidenzia la presenza di una condizione limite, con scarso margine di sicurezza. E' da ricordare che tale analisi è stata condotta in condizioni di moto stazionario, tuttavia sono auspicabili ulteriori indagini per incrementare la precisione dell'analisi.

Le condizioni analizzate nella seconda ipotesi non sono di per sé sufficienti per l'insorgere dell'erosione retrogressiva. Nel seguente paragrafo la sezione è valutata mediante i criteri di *Bligh*, *Lane* e *Sellmeijer*.

5.7 Fenomeno di piping in fondazione arginale

In questo paragrafo si procede alla valutazione del fenomeno di *piping* utilizzando i diversi modelli di analisi finora sviluppati e illustrati nel capitolo 1.

I criteri adottati sono quelli introdotti da *Bligh* e *Lane* e il modello di *Sellmeijer*. Lo studio sviluppa dapprima un'analisi di tipo parametrico, avente l'obiettivo di valutare il peso di ciascun parametro all'interno della formula, e in un secondo momento si effettua un confronto fra le varie formule allo scopo di cogliere similitudini e differenze.

Si effettua inoltre un'analisi di tipo statistico. I parametri fondamentali dell'analisi sono modellati mediante delle curve di distribuzione di probabilità allo scopo di considerare il grado di incertezza che caratterizza le variabili.

5.7.1 Modello di Bligh

La verifica sviluppata da *Bligh* è il metodo più semplice per avere una stima della vulnerabilità della sezione al fenomeno di *piping*. Il modello è illustrato al paragrafo 1.5 della presente tesi, mentre nella figura seguente è rappresentata una schematizzazione della sezione in cui si può notare un'ipotesi del percorso di filtrazione nello strato permeabile.

Le informazioni disponibili non hanno permesso di valutare con precisione la lunghezza del percorso di filtrazione quindi, come prima ipotesi, si è assunta a favore di sicurezza la lunghezza minima pari alla dimensione della base arginale. In questo caso si è ipotizzata quindi una lunghezza del percorso di filtrazione $L=32,6$ m.

In seconda ipotesi si è assunto un incremento del percorso di filtrazione dovuto alla presenza dello strato poco permeabile superiore, ottenendo quindi un percorso pari a $L=38,6$ m.

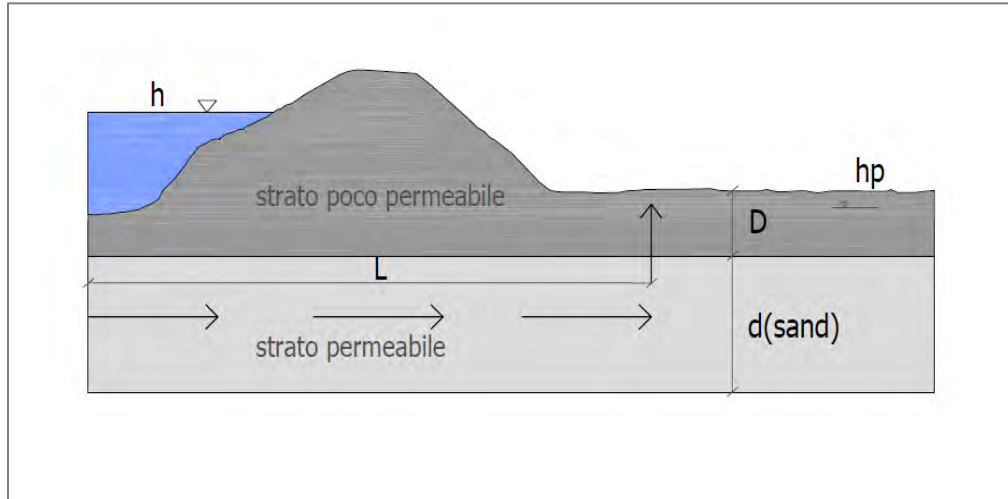


Fig. 5.24: Schematizzazione della sezione secondo il modello di Bligh

La formula di *Bligh* consente di calcolare la lunghezza critica del percorso di filtrazione, al di sotto del quale la sezione è considerata vulnerabile al fenomeno di *piping*. Il valore critico può essere espresso sia in termini di lunghezza del percorso [eq. 5.4; 5.5] che con riferimento al gradiente medio. [eq. 5.6; 5.7].

$$L_{Bligh} = \Delta H C_{Creep,B} \quad (5.4)$$

$$L_{Bligh} \leq L \quad (5.5)$$

$$\frac{\Delta H}{L_{Bligh}} = \frac{1}{C_{Creep,B}} \quad (5.6)$$

$$\frac{\Delta H}{L} \leq \frac{\Delta H}{L_{Bligh}} = \frac{1}{C_{Creep,B}} \quad (5.7)$$

Il rapporto di scorrimento (*creep*) adottato da *Bligh* è assunto sulla base della granulometria e del tipo di terreno che costituisce lo strato vulnerabile al fenomeno di *piping*, secondo le indicazioni riportate in Tab. 1.1. Il terreno

dello strato permeabile è costituito prevalentemente da sabbia fine e si è scelto quindi di adottare un fattore di Creep pari a 15.

Il fattore di Creep è stato ottenuto da una serie di osservazioni di eventi estremi, in cui si sia verificata o meno la rottura, riguardanti diversi tipi di manufatti (dighe, argini, traverse) poggianti su terreni sabbiosi. Nella formula non sono presenti coefficienti di sicurezza espliciti, e quindi si suppone che siano inclusi nel fattore di Creep.

L'inverso del fattore di Creep fornisce il valore del gradiente critico medio, che si può utilizzare per il confronto con altri metodi. Nel caso in analisi, si ottiene un gradiente critico $i_c = 0,07$.

Dai calcoli relativi alla sezione arginale tipo del fiume *Frassine*, tale criterio di verifica risulta essere soddisfatto solo fino ad un certo livello idrico nel corso d'acqua. Alla quota di massima piena il semplice rapporto tra differenza di quota fra monte e valle e base della sezione arginale fornisce valori del gradiente medio pari a 0,24. La verifica secondo il criterio di *Bligh* non è quindi soddisfatta.

La formula di *Bligh* è stata in parte modificata durante gli studi sul meccanismo di *piping* condotti nei Paesi Bassi. La modifica (eq. 5.8) ha permesso di considerare in parte il contributo alla resistenza fornito dallo strato poco permeabile in fondazione:

$$L_{Bligh} = (\Delta H - 0,3D)C_{creep} \quad (5.8)$$

L'utilizzo di questo metodo consente una rapida stima del gradiente medio, ma non è da intendersi come una valutazione oggettiva del grado di sicurezza della sezione arginale in quanto non sono state formulate ipotesi relative al reticolo di flusso presente in fondazione, né si è considerata la presenza di strati di terreno a diversa permeabilità.

5.7.2 Modello di Lane

Il modello di *Lane* rappresenta uno sviluppo dello studio condotto da *Bligh*. Da osservazioni sperimentali è emerso che, a parità di altre condizioni, strutture

che presentavano un maggior percorso di filtrazione a direzione verticale, avevano una minor probabilità di innescare fenomeno di *piping*. Lane quindi ha introdotto delle modifiche alla valutazione del percorso di filtrazione attribuendo un minor peso al percorso orizzontale:

$$L_{Lane} = \frac{1}{3}L_h + L_v = \Delta HC_{creep,L} \quad (5.9)$$

I valori del coefficiente di Creep secondo Lane sono forniti in Tab. 1.1. Nel caso in esame, essendo il terreno di fondazione costituito prevalentemente da sabbia fine, si è adottato un coefficiente di scorrimento pari a 7.

Tale verifica riduce fortemente il tratto orizzontale del percorso di filtrazione e risulta essere quindi maggiormente cautelativo. Nella sezione in esame la verifica risulta essere soddisfatta solo per i primi due step di incremento del livello idrico, e il valore del gradiente medio critico è pari a 0,067, simile a quello fornito da Bligh.

In conclusione, adottando le formule precedentemente illustrate, la sezione non risulta essere verificata per livelli idrici prossimi alla quota di massima piena. Tali analisi tuttavia non permettono di considerare la transitorietà che caratterizza gli eventi di piena, né l'eterogeneità del terreno di fondazione.

Sono auspicabili analisi più approfondite che consentano una ricostruzione più precisa del reticolato di flusso nel terreno di fondazione arginale al fine di operare un confronto con le formule fornite da letteratura.

5.7.3 Modello di Sellmeijer

Un modello più complesso per la valutazione della lunghezza del percorso di filtrazione critico, o del dislivello critico, relativo al fenomeno di *piping* è fornito da Sellmeijer [Sellmeijer, 1988]. Tale approccio accetta l'innescò del meccanismo di *piping* e individua la condizione critica nella perdita delle condizioni di equilibrio, che si raggiunge generalmente quando i canalicoli dovuti all'erosione raggiungono una lunghezza pari a metà percorso di filtrazione. Tale condizione corrisponde allo sviluppo del meccanismo di *piping*, e rappresenta quindi un'ipotesi meno cautelativa rispetto ai modelli di

Bligh e Lane. La formula adottata per l'analisi, illustrata nel dettaglio nel paragrafo 1.5, è riportata di seguito:

$$(\Delta H - 0,3D) \leq \frac{1}{\gamma} \Delta H_c \quad (5.10)$$

$$\frac{\Delta H_c}{L} = \frac{1}{c} = F_R F_S F_G \quad (5.11)$$

In cui:

$$- \quad F_R = \eta \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \tan \vartheta \quad (5.12)$$

$$- \quad F_S = d_{70} \left(\frac{1}{\kappa L} \right)^{1/3} \quad (5.13)$$

$$- \quad F_G = \{0,68 - 0,1 \ln(\eta F_S)\} \left(\frac{d_{sand}}{L} \right) \left[\frac{0,28}{\left(\frac{d_{sand}}{L} \right)^{2,8} - 1} \right] \quad (5.14)$$

Il modello sviluppato da *Sellmeijer* assume che l'acquifero permeabile sia a diretto contatto con il corso d'acqua. Di conseguenza, relativamente alla sezione arginale oggetto di studio, è da riferirsi al caso 2.

Analisi di sensitività

Il modello di *Sellmeijer* presenta una maggiore complessità in quanto è richiesta la valutazione di alcuni parametri geotecnici che definiscono le caratteristiche dell'acquifero permeabile.

Per questo motivo, è stata condotta un'analisi di sensitività relativa ai principali parametri geotecnici coinvolti, al fine di valutare il peso di ciascun parametro nel modello e di conseguenza il grado di precisione richiesto.

I dati di progetto relativi alla sezione arginale del fiume *Frassine* sono forniti in Tab. 5.9.

Con questi valori, nel caso in analisi si ottiene un valore del dislivello critico agente sul rilevato arginale pari a $\Delta H_c = 15,55$ m. Applicando un coefficiente di sicurezza pari a 1,2 si ottiene $\Delta H_c = 12,95$ m. Tale valore critico è superiore

al dislivello che si verifica in corrispondenza al livello di piena ($\Delta H=7,95$ m), ed è maggiore anche del valore $\Delta H-0,3D = 6,90$ m. La verifica con il metodo di *Sellmeijer* può quindi considerarsi soddisfatta.

γ'_p	[kN/m ³]	16
θ	[°]	39
d_{sand}	[m]	10
d_{70}	[μ m]	250
D	[m]	3,5
L	[m]	32,6
K	[m/s]	$1,64 \cdot 10^{-6}$
ν	[m ² /s]	$1,33 \cdot 10^{-6}$
η	-	0,25
κ	[m ²]	$2,22 \cdot 10^{-13}$

Tab. 5.9: Valori dei parametri geotecnici introdotti nel modello di *Sellmeijer*

Si ritiene tuttavia che la variabilità dei materiali e la ridotta disponibilità di dati a disposizione generi un certo grado d'incertezza nella definizione dei parametri di progetto. A tale scopo è di seguito riportata un'analisi di sensitività espressa in termini di gradiente critico.

Nell'analisi di sensitività sono stati considerati alcuni dei parametri presenti nella formula di *Sellmeijer*, i quali sono stati fatti variare all'interno di un range di possibili valori:

- d_{70} : il valore rappresentativo della granulometria del terreno costituente lo strato permeabile è stato fatto variare nel range del fuso granulometrico di appartenenza;
- *coefficiente di permeabilità K*, è stato fatto variare di un ordine di grandezza rispetto al valore caratteristico ipotizzato;
- *spessore dello strato permeabile*.

Di seguito sono illustrati i risultati ottenuti, in termini di gradiente critico, utilizzando la formula di *Sellmeijer*. Il gradiente critico è da intendersi come il valore in corrispondenza al quale il fenomeno di *piping* è pienamente sviluppato, e l'erosione retrogressiva procede verso il corso d'acqua. Tale condizione accetta la formazione di fontanazzi a lato campagna e per questo

motivo il gradiente critico nella formula di *Sellmeijer* assume valori ben più elevati di quelli ottenuti dalle trattazioni di *Bligh e Lane*.

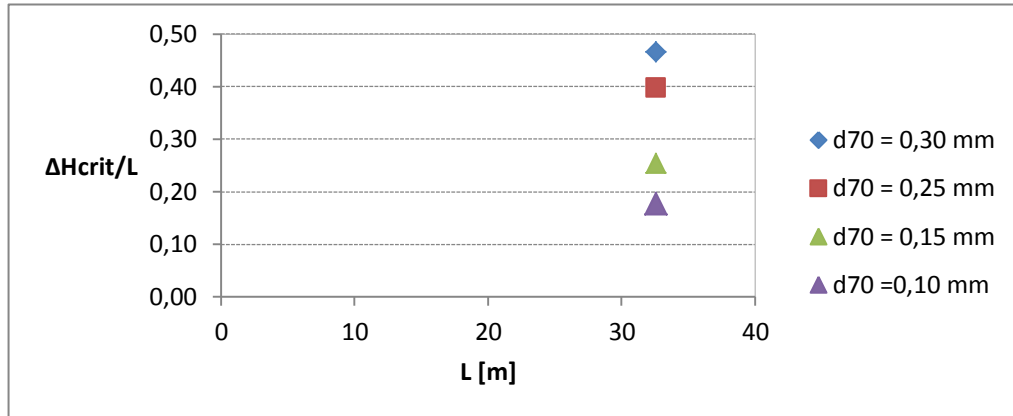


Fig. 5.25: Analisi di sensitività. Variazione del d_{70}

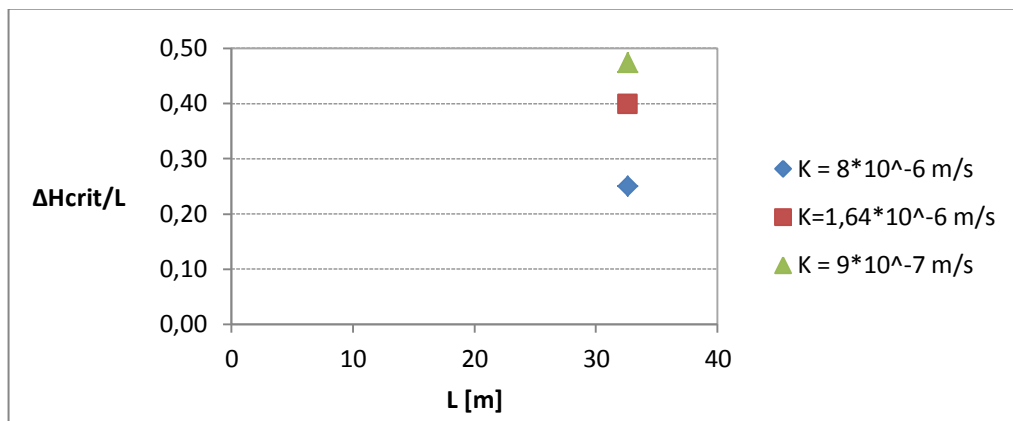


Fig. 5.26: Analisi di sensitività. Variazione del coefficiente di permeabilità K

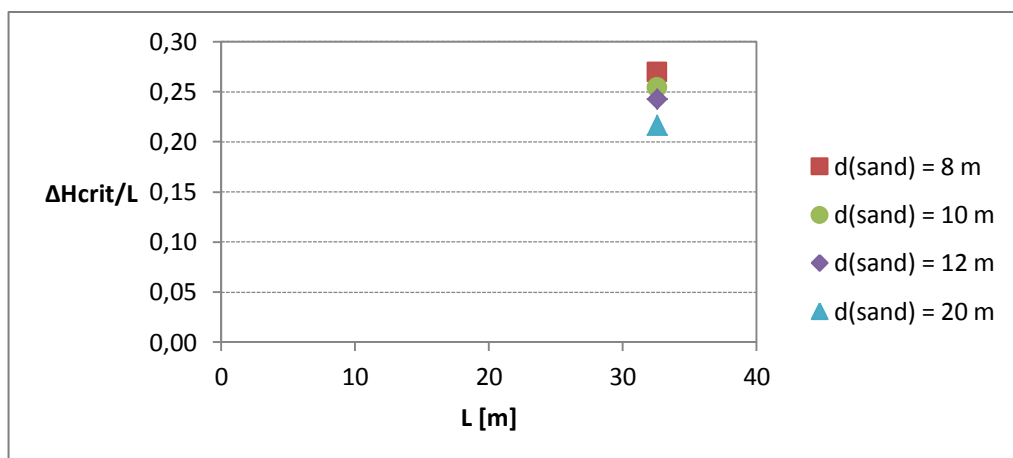


Fig. 5.27: Analisi di sensitività. Variazione dello spessore dello strato di sabbia

Si può osservare che il valore del gradiente critico ricavato mediante la formula di *Sellmeijer* è fortemente condizionato dal valore del diametro rappresentativo del terreno d_{70} e dal coefficiente di permeabilità K . Ai fini di una corretta analisi è quindi importante una precisa valutazione di questi parametri.

Una particolare attenzione va riservata alla valutazione del diametro rappresentativo del terreno d_{70} . Tale parametro si riferisce alla parte più grossolana del terreno oggetto di analisi. Il valore da utilizzare deve essere subordinato al grado di uniformità del terreno e quindi ulteriori valutazioni sono necessarie per definire se tale parametro sia o meno rappresentativo del comportamento del terreno nei confronti del meccanismo di *piping*.

5.7.4 Confronto: Bligh – Lane - Sellmeijer

Si è poi operato un confronto fra le trattazioni dei diversi autori, precedentemente esposte. Sono stati confrontati i gradienti critici ottenuti dalle varie formule. Come si può osservare nella Fig. 5.28. Le formule di *Bligh* e *Lane* sono maggiormente cautelative, in quanto forniscono un valore del gradiente critico più basso. Non essendo presenti fattori di sicurezza espliciti, ne consegue che un certo grado di sicurezza è compreso nella definizione stessa del fattore di Creep.

In Fig. 5.28 il valore del gradiente critico calcolato mediante la formula di *Bligh* è stato ottenuto in un caso considerando solo il percorso orizzontale (blu) e nell'altro considerando un incremento del percorso dovuto al tratto verticale relativo al passaggio attraverso lo strato poco permeabile (rosso). In termini di gradiente critico si giunge ai medesimi risultati.

La trattazione di *Sellmeijer* fornisce valori del gradiente critico molto più elevati, in quanto si riferisce a condizioni più prossime a quelle di rottura e risulta essere, di conseguenza, meno cautelativa. Tale aspetto è da tenere in considerazione per un suo eventuale utilizzo in fase progettuale.

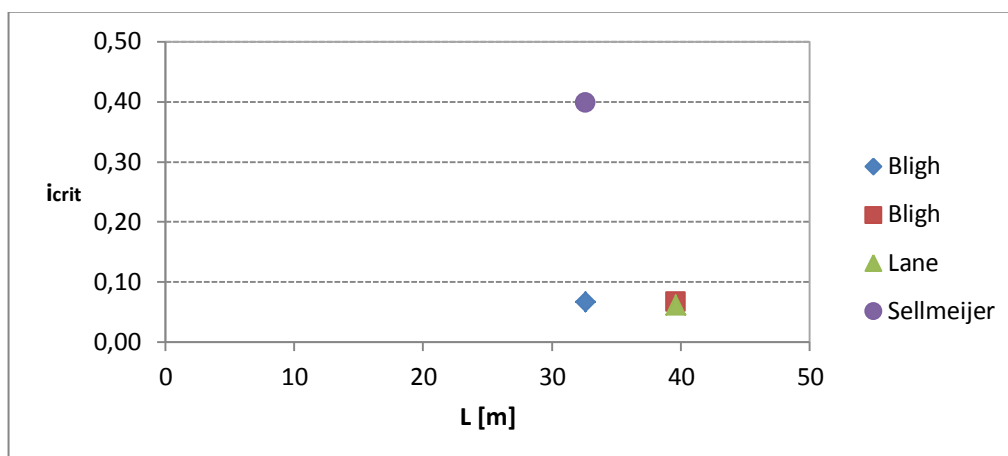


Fig. 5.28: Confronto fra i valori del gradiente critico medio ottenuti da Bligh, Lane, Sellmeijer

5.8 Analisi di affidabilità

Nei paragrafi precedenti è stata più volte menzionata l'incertezza relativa al valore caratteristico dei diversi parametri che prendono parte all'analisi. Per questo motivo, recenti studi (*FLORIS*, 2005) suggeriscono di studiare il meccanismo di *piping* mediante un approccio di tipo statistico. Nel capitolo 3 e 4 della presente tesi sono illustrati i principali concetti dell'analisi di affidabilità e la sua applicazione a fenomeni di erosione interna. Con riferimento al meccanismo di *piping* le cause di incertezza possono essere molteplici:

- Variabilità spaziale, a carattere continuo o dovuta ad anomalie puntuali;
- Incertezza relativa al modello, dovuta alle ipotesi semplificative introdotte o a incertezze relative alle prove effettuate per determinare i valori di progetto dei parametri.

I parametri geotecnici presenti nella formula di *Sellmeijer* sono definiti in forma stocastica, mediante funzioni di distribuzione di probabilità. Nella Tab. 5.10 sono indicati per ciascun parametro il valore medio, la deviazione standard e la tipologia di funzione di distribuzione di probabilità adottata.

Descrizione	Variabile	Unità di misura	Media μ	Dev. St. σ	P.D.F.
Peso specifico immerso delle particelle di sabbia	γ'_p	kN/m ³	16	0,05	Norm.
Angolo di riposo della sabbia	θ	deg	39	-	Det.
Diametro di riferimento della sabbia	d_{70}	μm	250 (oss.)	0,1 μ	Log-norm.
Spessore strato di sabbia	d_{sand}	m	10 (oss.)	0,1 μ	Norm.
Permeabilità strato di sabbia	K	m/s	$1,64 \cdot 10^{-6}$ (oss.)	0,1 μ	Log-norm.
Spessore strato poco permeabile	D	m	3,5 (oss.)	0,15 μ	Log-norm.
Lunghezza del percorso di erosione	L	m	32,6	0,11 μ	Log-norm.
Fattore di incertezza del modello	m_p	-	1	0,12	Log-norm.

Tab. 5.10: parametri geotecnici del terreno definiti in modo stocastico: valore medio, deviazione standard, tipo di distribuzione di probabilità. Dove possibile, sono stati utilizzati valori forniti da indagini sperimentali (oss.).

I valori della deviazione standard sono presenti in letteratura, e derivano dall'elaborazione di una serie di osservazioni sperimentali [Schweckendiek, Calle, 2013; Schweckendiek, 2014]. Valori più precisi si possono definire per un caso reale se si dispone di una sufficiente quantità di dati.

I valori dei parametri della precedente tabella sono stati inseriti in un foglio di calcolo, in cui le funzioni di distribuzione di probabilità sono state definite mediante un programma statistico, indicando per ogni parametro il valore medio, il tipo di distribuzione e il possibile intervallo di valori [Fig. 5.29].

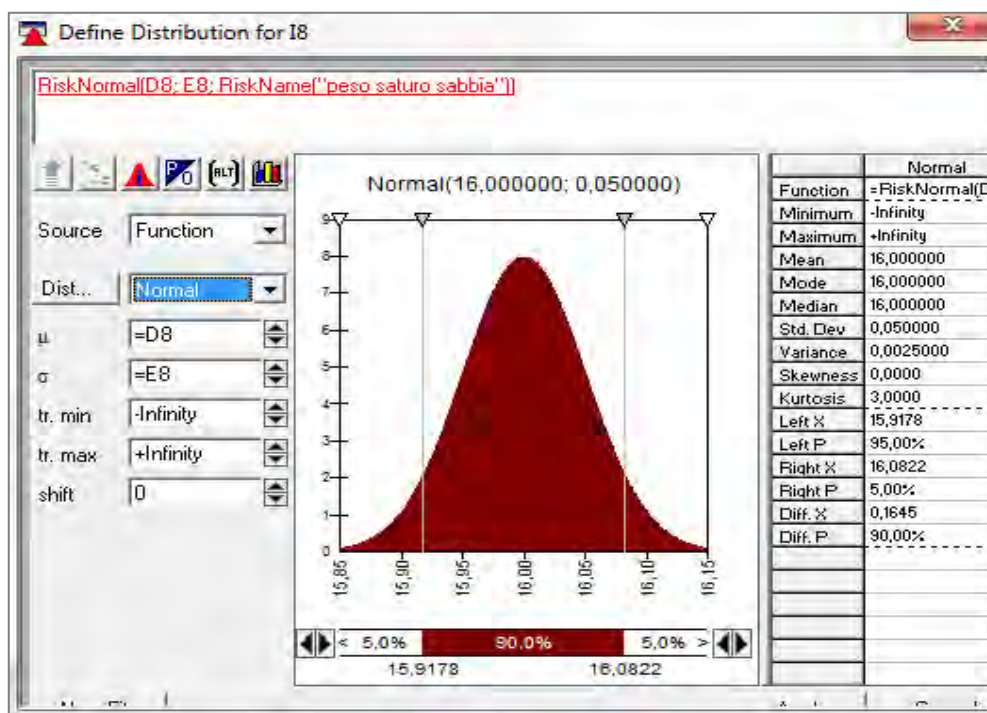


Fig. 5.29: esempio di funzione di distribuzione di probabilità con la quale sono stati rappresentati i parametri geotecnici

Sono stati poi definiti i parametri di input e output da inserire nella simulazione con metodo *Monte Carlo*.

Gli input di tipo stocastico sono:

- Peso specifico immerso delle particelle di sabbia γ_p ;
- Diametro delle particelle di sabbia cui corrisponde un passante in peso pari al 70%, d_{70} ;
- Spessore dello strato di sabbia d_{sand} ;
- Permeabilità dello strato di sabbia K ;
- Spessore dello strato argilloso poco permeabile D ;
- lunghezza di sifonamento, L .

Gli input di tipo deterministico sono:

- viscosità cinematica: $\nu = 1,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- coefficiente di White: $\eta = 0,25$;
- angolo di riposo della sabbia θ .

Gli output sono di tipo stocastico, e sono:

- il dislivello critico ΔH_{crit} ;

- la funzione di resistenza limite $Z = \Delta H_{crit} - \Delta H$, valutata ad ogni incremento del livello idrico, misurato ad intervalli temporali di due ore. L'analisi valuta quante volte durante la simulazione *Monte Carlo* la funzione Z assume valori negativi. In questo modo si può calcolare, per ogni livello, la probabilità di superamento del dislivello critico ΔH_{crit} per l'innesco del fenomeno di *piping*.

È stata condotta una simulazione *Monte Carlo* con 10^4 iterazioni. Dall'analisi si ottiene la funzione di distribuzione di probabilità del dislivello critico ΔH_c , valutato mediante la formula di *Sellmeijer* [Fig. 5.30].

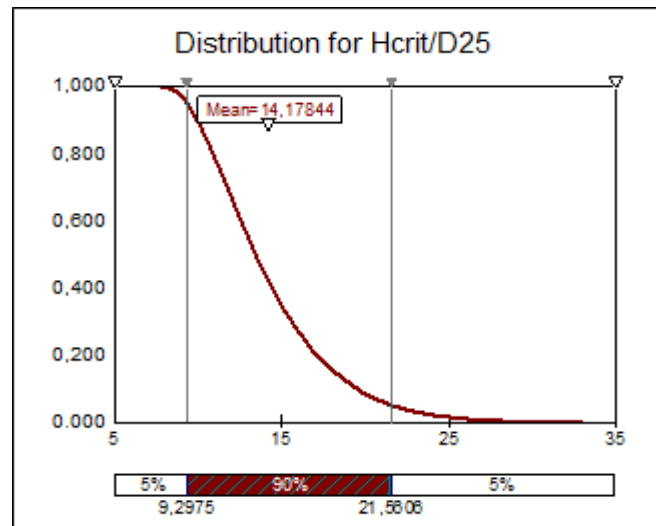


Fig. 5.30: Funzione di distribuzione cumulativa del dislivello critico ΔH_c .

Dall'elaborazione dei risultati è emerso che, in corrispondenza del livello di piena, la probabilità che la funzione di resistenza limite assuma valori negativi è pari a $9 \cdot 10^{-4}$. Tale valore può essere ridotto incrementando il grado di precisione nella valutazione dei parametri geotecnici.

5.9 Conclusioni

In questo capitolo è stata condotta un'analisi della vulnerabilità di una sezione arginale tipo lungo il fiume *Frassine* nei confronti del fenomeno di erosione interna in fondazione arginale.

Dall'analisi è emersa l'importanza di definire con precisione la stratigrafia del terreno di fondazione e il valore del coefficiente di permeabilità. Essi infatti condizionano il moto di filtrazione che si instaura in fondazione arginale al variare dei livelli idrici nel corso d'acqua.

Per condurre un'analisi di maggior completezza, si può includere l'andamento dei livelli idrometrici nel corso d'acqua, in modo da avere una valutazione più realistica del fenomeno. Spesso infatti l'assunzione di moto stazionario appare eccessivamente cautelativa.

In particolare, la presenza di uno strato poco permeabile continuo alla base del rilevato arginale e sotto l'alveo del fiume limita l'infiltrazione d'acqua nel terreno di fondazione. In questo modo si riduce il rischio di sviluppo di meccanismi di erosione interna dovuti ad incrementi delle pressioni in corrispondenza al piede arginale a lato campagna, o a forze di trascinamento legate al moto di filtrazione.

Nel caso in esame, la condizione in cui lo strato permeabile in fondazione sia a diretto contatto con il corso d'acqua appare piuttosto gravosa. Le pressioni che si svilupperebbero alla base dello strato poco permeabile sono tali da innescare un meccanismo di sollevamento e conseguente rischio di formazione di fontanazzi.

Meno gravosa è la condizione in cui lo strato poco permeabile è continuo al di sotto del corso d'acqua, in quanto la filtrazione nel terreno è di modesta entità.

Le considerazioni esposte in questo capitolo possono essere rese più precise attraverso ulteriori indagini volte a definire la stratigrafia del terreno di fondazione e la continuità o meno degli strati. Se la presenza di uno strato continuo a bassa permeabilità e avente uno spessore di qualche metro fosse confermato, il rischio di fenomeni di erosione in fondazione arginale sarebbe da ritenere piuttosto modesto. Ulteriori analisi sono inoltre da effettuare sullo strato a maggiore permeabilità, per definire la sua stabilità interna e la resistenza al trascinamento delle sue particelle.

La forma stessa della sezione arginale, costituita da sponde alte e strette, fornisce informazioni utili sulla storia del corso d'acqua. L'assenza di un sistema di banche tipico di altri fiumi italiani indica la scarsa vulnerabilità del

corso d'acqua a fenomeni di sifonamento rilevanti nel passato. tali aspetti necessitano di nuove valutazioni nel caso in cui vengano apportate delle modifiche all'andamento delle portate nel corso d'acqua.

La formula di *Sellmeijer* utilizza come parametro di riferimento per la granulometria del terreno il d_{70} . Tale valore si riferisce alla frazione più grossolana del materiale e non tiene in considerazione la frazione più fine. I test per la validazione di questa formula, sono stati finora condotti su sabbie uniformi e quindi non si hanno dati disponibili riguardanti terreni più eterogenei [*Sellmeijer*, 2011].

Ulteriori studi sono quindi auspicabili per definire se l'adozione del d_{70} sia rappresentativa delle caratteristiche granulometriche del terreno oggetto di studio e se fornisca valori dell'altezza critica nel confronti del fenomeno di *piping* che trovino riscontri oggettivi.

6 Applicazione ad un caso reale: il fiume Brenta

6.1 Inquadramento dell'area oggetto di studio

6.1.1 Inquadramento geografico e morfologico

Il fiume *Brenta* è un importante fiume veneto che fa parte del bacino *Brenta-Bacchiglione*, ed è definito un bacino di rilievo nazionale. E' composto da tre distinti sottobacini idrografici: il *Brenta*, il *Bacchiglione* e l'*Agno-Guà-Gorzone* di cui fa parte anche il fiume *Frassine*, e che si congiungono in prossimità della foce. [Fig. 6.1].

Il *Brenta* nasce in *Trentino-Alto Adige*, dal lago di *Caldonazzo* e attraversa il *Veneto* sfociando nell'*Alto Adriatico* dopo un percorso di circa 174 km.

Nel tratto montano scorre in uno stretto corridoio fluviale formato dal versante orientale dell'*Altipiano dei Sette Comuni* e il *Monte Grappa*. Giunto in pianura assume una morfologia a canali intrecciati che mantiene fino al cambio di pendenza, presso *Limena*, dove assume un assetto monocursale dovuto ad interventi di tipo antropico.

Nel tratto inferiore, che si sviluppa da *Stra* al mare il fiume è quasi completamente artificiale, ha un andamento regolare ed è fiancheggiato da arginature importanti .

Il principale affluente nel tratto montano è il torrente *Cismon*, il quale presenta un bacino di considerevole estensione. Il bacino montano del *Brenta* si ritiene chiuso a *Bassano del Grappa* (VI), con un'estensione di 1567 km².

Dopo la confluenza del torrente *Cismon*, il fiume è alimentato da diverse sorgenti, che in destra hanno origine dall'*Altipiano dei Sette Comuni* e in sinistra sono dovute al torrente *Muson dei Sassi*, che incontra il fiume *Brenta* in corrispondenza di *Pontevigodarzere* (PD).



Fig. 6.1: Bacino idrografico dei fiumi Brenta e Bacchiglione. [fonte: Piano di gestione dei bacini idrografici delle Alpi Orientali]

Raggiunta la pianura veneta, il *Brenta* attraversa la città di *Bassano* dove scorre sotto al famoso *Ponte degli Alpini* progettato da *Palladio* e prosegue il suo percorso alimentando le falde freatiche di diversi fiumi di risorgiva come il *Sile*, il *Dese* ed altri minori. In questo secondo tratto, che va da *Bassano del Grappa* a *Fontaniva*, il fiume abbandona le caratteristiche tipiche della parte montana e scorre in un alveo che diventa progressivamente più ampio.

Da *Fontaniva* a *Ponte di Brenta* il letto del fiume si restringe e si approfondisce rispetto al piano campagna. La corrente diviene lenta e il fiume assume una forma meandriforme in continua evoluzione. Il tratto è protetto da un sistema di arginature con ampie zone golenali per gli eventi di piena. Il fiume conserva ancora un aspetto naturale anche se è profondamente segnato da opere di escavazioni importanti.

In corrispondenza della città di *Padova* esiste un complesso rapporto tra *Brenta* e *Bacchiglione*, con possibilità di diversione di parte delle acque mediante i canali *Brentella*, *San Gregorio* e *Piovego* [Fig. 6.2].

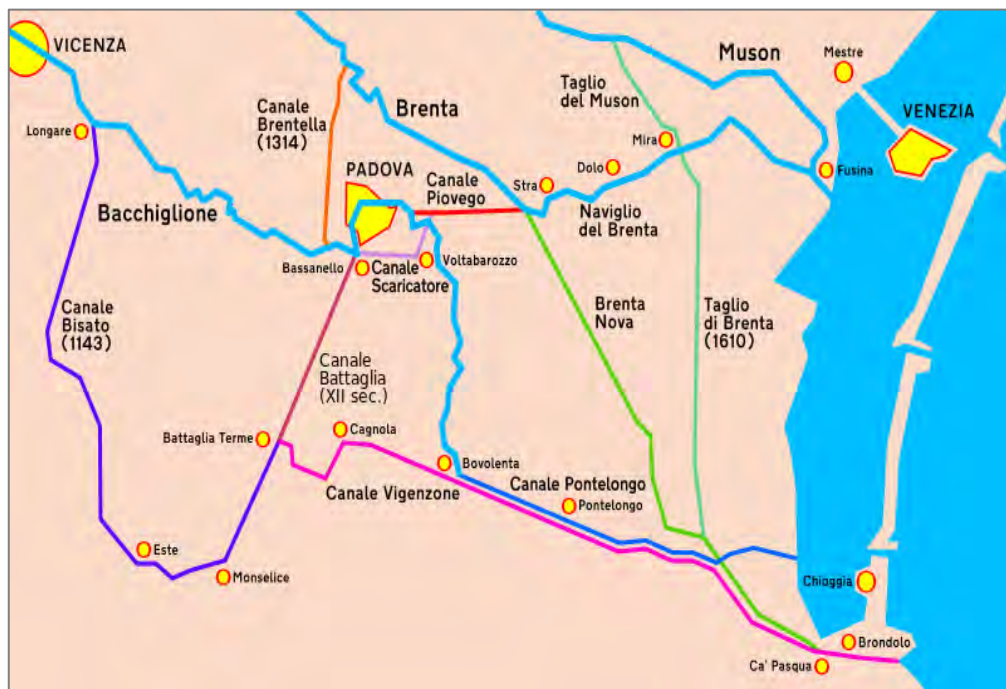


Fig. 6.2: Sistema di canali tra i fiumi Brenta e Bacchiglione [fonte: Wikipedia.org]

Nell'area della bassa pianura padana e nella zona lagunare il fiume perde il suo aspetto naturale, a seguito degli importanti interventi di diversione che si sono

succeduti nei secoli. Il *Brenta* scorre parzialmente pensile, limitato tra argini piuttosto alti.

In prossimità di *Stra*, per mezzo di chiuse, hanno origine due rami. Dalla destra idrografica giungono le acque del canale *Piovego*; sulla sinistra, controllato da una doppia coppia di porte vinciane, il fiume prosegue verso la laguna di *Venezia*. Questo tratto è il *Brenta Vecchio*, il ramo naturale minore, che si estende a partire *Stra* fino a sfociare nella laguna di *Venezia* in corrispondenza di *Fusina*. L'insieme urbano compreso in questo tratto è denominato *Riviera del Brenta*.

Le portate che interessano questo tratto sono modeste in quanto vengono in parte deviate al *Taglio Novissimo*, che ha origine nei pressi di *Stra*.

Per preservare il delicato equilibrio lagunare, durante il governo della Serenissima furono realizzate importanti arginature e opere di diversione al fine di portare lo sbocco di alcuni corsi d'acqua al di fuori della laguna. Un primo canale fu realizzato nel 1507, denominato *Taglio Nuovo* che aveva origine a *Dolo* e sfociava nella laguna di *Venezia* in *Valli di Chioggia*. Oggi questo tratto non esiste più, e rimane solo l'argine sinistro utilizzato come sede di una strada statale.



Fig. 6.3: Fiume Brenta. a) Ponte degli Alpini a Bassano del Grappa (VI) b) Riviera del Brenta a Dolo (VE)

Nel 1610 fu scavato un canale per la diversione delle acque del *Brenta Vecchio*. in corrispondenza di *Mira Porte*, detto *Taglio di Brenta* o *Taglio Novissimo* che sfocia a nord di *Chioggia*. L'argine sinistro è sede della strada statale *Romea*.

La soluzione adottata non risultò tuttavia sufficiente a causa del ridotto dislivello, e fu quindi realizzato un ulteriore canale, la *Cunetta*, i cui lavori terminarono agli inizi del '900. Questo tratto inizia da *Stra*, prosegue per *Vigonovo*, incontra le acque del *Bacchiglione* in località *Ca' Pasqua* di *Chioggia* e poco più a valle anche quelle del canale *Gorzzone-Fratta*. Il corso d'acqua sfocia a *Brondolo* sul *Mar Adriatico* in prossimità di *Chioggia*.

6.1.2 Eventi di piena

In questo sottoparagrafo sono fornite delle indicazioni di carattere generale sui principali eventi di piena che hanno interessato il fiume *Brenta* nell'ultimo secolo, con particolare riferimento alla piena del 1966. La Tab. 6.1 è tratta dagli atti della *Commissione De Marchi* e i dati sono riferiti alla sezione di *Bassano*.

Numero d'ordine	Data	Afflusso medio bacino (mm)	Afflusso integrale (ML di m ³)	Deflusso integrale (ML di m ³)	Coeff. di deflusso	Altezza al colmo (m)	Portata al colmo (m ³ /s)
1	3-7 novembre 1966	266	417	311	0,75	5,60	2810
2	25-26 ottobre 1928	110	169	152	0,9		1490
3	14-20 maggio 1926	239	375	273	0,73	3,68	1450
4	24-28 ottobre 1953	244	382	320	0,84	3,53	1350
5	31 agosto - 6 settembre 1965	193	302			3,50	1330
6	8-14 novembre 1951	261	409	309	0,76	3,45	1290
7	20 ottobre - 4 novembre 1926	216	338	187	0,55	3,02	980
8	24-27 agosto 1924	115	180			2,95	935
9	16-21 novembre 1935	124	194	105	0,54	2,81	840
10	2-7 ottobre 1935	202	317	100	0,32	2,80	830
11	12-16 novembre 1941	162	254			2,75	795
12	19-24 novembre 1926	190	298			2,72	770
13	4-6 novembre 1939	88	138			2,70	760
14	15-22 settembre 1960	225	353	165	0,47	2,70	760
15	13-20 novembre 1940	179	280			2,70	760
16	14-22 ottobre 1953	176	276			2,60	690
17	23-24 maggio 1935	97	155			2,48	610
18	7-10 agosto 1945	129	202	49	0,24	2,45	590
19	6-12 novembre 1957	171	268	178	0,66	2,44	584
20	26-29 settembre 1942	157	262	103	0,39	2,40	562

Tab. 6.1: Principali eventi di piena del fiume Brenta nel XX secolo, riferiti alla sezione di Bassano [fonte: Commissione De Marchi]

Dalla tabella si osserva che alcuni eventi di piena superano la portata di 1000 m³/s, valore ritenuto critico per il corso d'acqua in esame [Autorità di Bacino, 2008].

Tra gli eventi di piena più significativi si ricorda l'evento del 1928 generato da due distinti venti pluviometrici. Per intensità è secondo solo all'evento del 1966 ed essendo avvenuto prima della realizzazione degli invasi nel bacino montano, rappresenta la risposta idrologica naturale.

L'evento del 3-4 novembre del 1966 è stato caratterizzato da una certa eccezionalità, in quanto la massima portata aveva un tempo di ritorno stimato in circa 200 anni.

Le precipitazioni, iniziate nel pomeriggio del 3 novembre si sono protratte con intensità crescente fino alle ore serali del giorno successivo. I valori massimi di precipitazione sono stati rilevati nel tratto montano, con valori totali di 400 mm. La forte intensità delle precipitazioni unite alla saturazione dei terreni dovuta alle piogge dei giorni precedenti, è ritenuta la causa di tempi di corrivazione brevi.

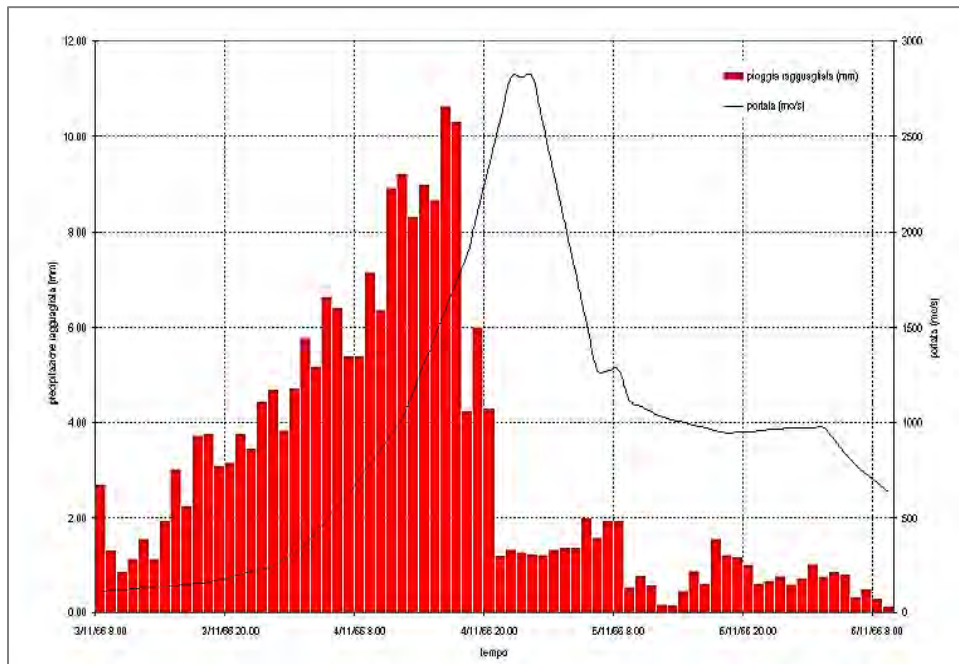


Fig. 6.4: Idrogramma di piena e precipitazioni ragguagliate alla sezione di Bassano durante l'evento di piena del 1966. Stima dell'Ufficio Idrografico del Magistrato alle Acque di Venezia

Secondo le valutazioni dell'Ufficio Idrografico del Magistrato alle Acque di Venezia l'altezza idrometrica e la portata al colmo raggiunte a *Bassano* sono state di 5,60 m e di 2800 m³/s. I dati relativi alla portata non derivano da misure dirette, in quanto gli strumenti di misurazione erano fuori uso a causa della piena, ma sono il risultato di una ricostruzione a posteriori. Per questo motivo, i valori numerici attribuiti alla portata al colmo sono ancor oggi incerti e oggetto di discussione.

Attraverso un modello è stata ricostruito l'idrogramma di piena per diverse sezioni del fiume *Brenta* [Fig. 6.5] e sono state valutate le portate al colmo per alcune sezioni significative. Gli invasi idroelettrici hanno avuto un limitato effetto di laminazione durante l'evento di piena in quanto erano già ai livelli di massimo invaso.

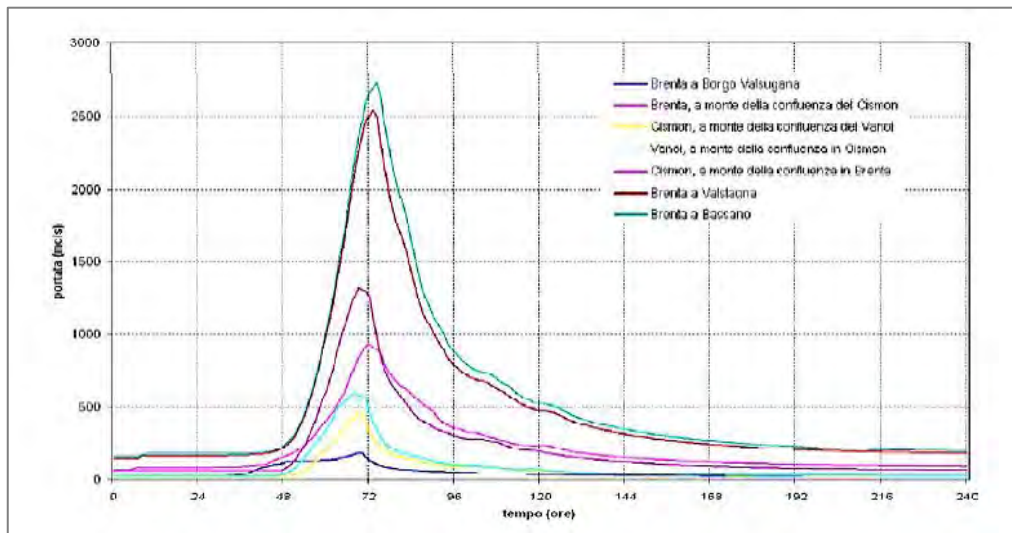


Fig. 6.5: Idrogramma di piena del fiume Brenta in diverse sezioni relativo all'evento di piena del 1966 in ipotesi di assenza di opere di regolazione [fonte: Autorità di Bacino, 2008]

SEZIONE	Portata massima (m ³ /s)
<i>Brenta a Borgo Valsugana</i>	180
<i>Brenta, a monte della confluenza del torrente Cison</i>	940
<i>Vanoi alla confluenza del torrente Cison</i>	600
<i>Cison, a monte della confluenza del torrente Vanoi</i>	450
<i>Cison alla confluenza in Brenta</i>	1320
<i>Brenta a Valstagna</i>	2540
<i>Brenta a Bassano del Grappa</i>	2730

Tab. 6.2: Portate al colmo riferite all'evento di piena del 1966 per alcune sezioni del fiume Brenta [fonte: Autorità di bacino, 2008].

L'evento di piena del 1966 causò gravi danni, in seguito all'alluvione di molti centri abitati. Lungo il medio corso, fra *Bassano* e *Fontaniva*, le aree golenali furono sommerse. I comuni più colpiti furono *Piazzola sul Brenta*, *Curtarolo* e *Limena*, dove si verificò una rottura arginale in destra. Estese furono anche le aree allagate a sud di *Padova* a causa di tracimazioni e rotte arginali lungo i canali *Battaglia*, *Piovego*, *Roncajette* e *Brenta*.

Negli anni successivi alla piena del 1966 il *Brenta* fu interessato da altri eventi che hanno generato criticità idrauliche, omesse nel presente testo per brevità. Tali eventi giungono sino ai giorni nostri ed evidenziano una generale pericolosità del corso d'acqua e la necessità di opere di monitoraggio ed interventi.

6.1.3 Pericolosità idraulica

Negli anni sono stati effettuati diversi studi volti a valutare le criticità idrauliche del fiume *Brenta* e di altri corsi d'acqua del territorio veneto.

L'individuazione delle criticità idrauliche è stata condotta seguendo due approcci. Uno di tipo storico, individuando delle fonti che descrivessero i principali eventi alluvionali del passato; l'altro di tipo analitico, sviluppando dei modelli idraulici basati su un approccio di tipo statistico per simulare i processi di trasformazione degli afflussi in deflussi e l'evoluzione dell'onda di piena nel tratto di pianura.

Per quanto riguarda il tratto montano, si sottolinea la criticità idraulica compresa tra i paesi di *Valstagna* e *Solagna*, nei quali la portata massima transitabile è notevolmente inferiore alla piena con tempo di ritorno centenario.

La modellazione degli eventi di piena, non evidenzia significative condizioni di rischio idraulico nel medio corso, da *Bassano* a *Carturo*. Gli argini riescono a contenere piene con tempi di ritorno di 100 anni. Una maggiore criticità è presente nel tratto successivo, in cui è emersa un'insufficienza del sistema arginale per il contenimento di piene ad elevato tempo di ritorno. In particolare, già per eventi con tempo di ritorno pari a 10 anni, all'onda di piena con portata

massima in ingresso pari a circa $1670 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondono franchi di sicurezza ridotti con modesti sormonti arginali.

Una trattazione più ampia delle criticità idrauliche del bacino *Brenta-Bacchiglione* si può trovare nel Documento preliminare al Piano Stralcio per la sicurezza idraulica del bacino del fiume *Brenta*.

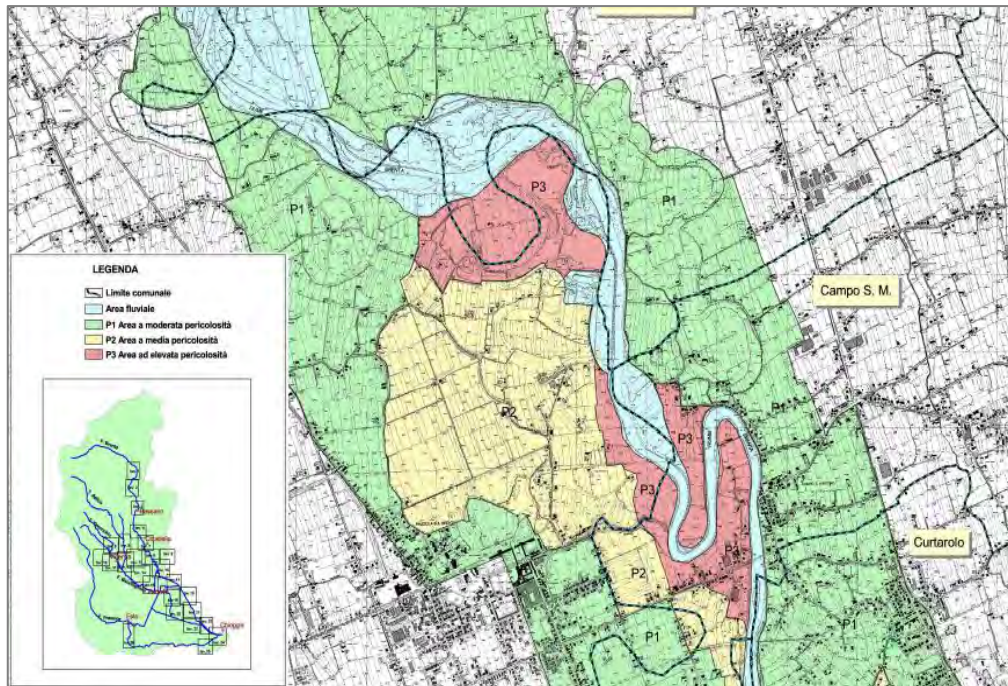


Fig. 6.6: Carta della pericolosità idraulica, TAV 7, in prossimità di Piazzola sul Brenta (PD). Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione.

6.2 Definizione della sezione tipo

In questo paragrafo sono descritte le caratteristiche geometriche e geotecniche di una sezione tipo del fiume *Brenta*, scelta per la valutazione del meccanismo di *piping* in fondazione.

La sezione trasversale degli argini del fiume *Brenta* presenta una notevole variabilità a seconda del tratto considerato. Nel caso in esame è stata analizzata una sezione arginale nel tratto medio-basso del fiume, avente un'altezza di circa 8 metri.

Le principali caratteristiche geometriche sono illustrate in Fig. 6.7 ed i relativi dati sono forniti in Tab. 6.3.

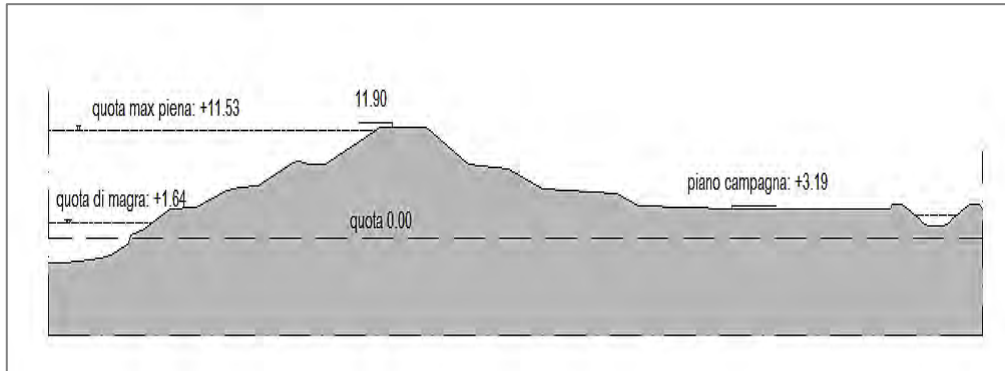


Fig. 6.7: Sezione tipo del fiume Brenta. Quote fornite in m.s.m.m.

	Riferimento assoluto
	[m.s.m.m.]
Sommità arginale	+11,90
Fondo fiume	-2,65
Piano campagna	+3,19
Quota max piena 1966	+11,53
Quota di magra	+1,64

Tab. 6.3: Quote di riferimento della sezione tipo, espresse in m.s.m.m.

La lunghezza della base arginale è pari a 80 m e l'altezza è 8,71 m.

L'analisi ha come obiettivo la valutazione del fenomeno di erosione interna in fondazione arginale. I dati a disposizione sono ricavati da alcuni sondaggi spinti fino ad una profondità di circa 11 metri dalla sommità arginale.

Dalle indagini è emerso che la fondazione arginale è caratterizzata da terreno prevalentemente sabbioso. In particolare, il tratto più superficiale, avente uno spessore di qualche metro, è costituito da sabbia fine, mentre il terreno sottostante è caratterizzato da sabbia più grossolana.

Questi dati sono confermati dai risultati ottenuti dall'analisi di un campione di terreno prelevato ad una profondità di 11,80 m dalla sommità arginale e

condotta nel Laboratorio di Geotecnica dell'Università di Padova nel marzo 2014.

Mediante un'analisi granulometrica il campione è stato classificato come "sabbia fine limosa". La curva granulometrica è illustrata in Fig. 6.8.

Sulla base di queste informazioni sono state formulate diverse ipotesi sullo spessore degli strati che compongono la fondazione al fine di operare un confronto tra le diverse possibili condizioni. Per ognuna di esse è stato realizzato un modello SEEP/W che ricostruisce le condizioni di flusso dovute al moto di filtrazione. Sono state inoltre effettuate delle valutazioni relative al meccanismo di *heave*, una tipologia di erosione che si può attivare al piede arginale di valle in presenza di terreni granulari. Infine, alla sezione arginale sono stati applicati i criteri di *Bligh*, *Lane* e *Sellmeijer* per valutare la vulnerabilità al fenomeno di *piping* in fondazione.

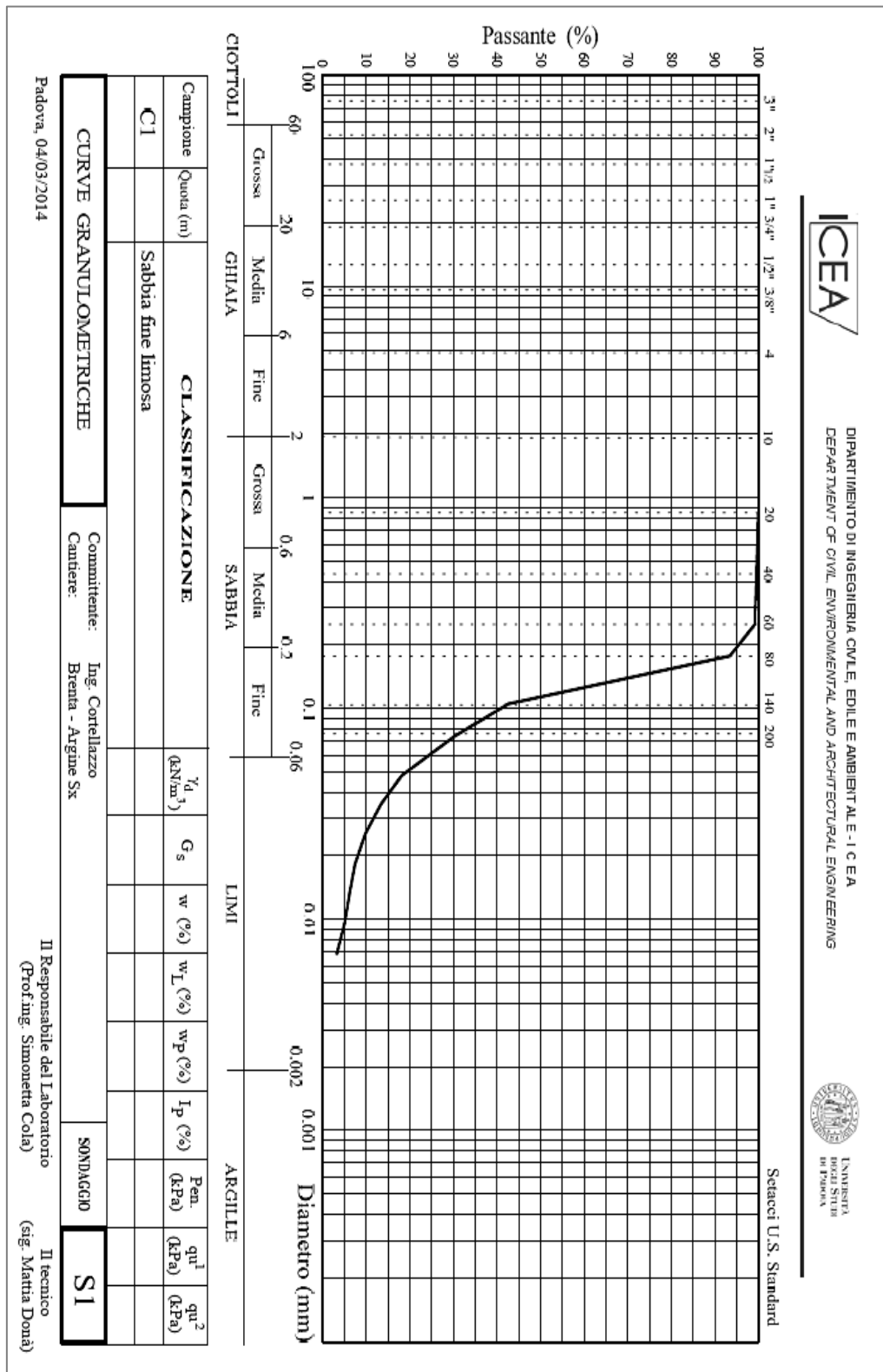


Fig. 6.8: Curva granulometrica di un campione di terreno prelevato in fondazione arginale del fiume Brenta. Profondità -11.80 m dalla sommità arginale.

6.3 Analisi del moto di filtrazione nella fondazione arginale

Nel seguente paragrafo è illustrato lo studio del moto di filtrazione nella fondazione arginale condotto mediante un modello numerico realizzato con il modulo *SEEP/W* del programma *GEOSTUDIO2007*.

Lo studio è stato effettuato, come nel precedente caso del fiume *Frassine*, sia in condizioni di moto transitorio che stazionario.

Sono stati realizzati quattro diversi modelli numerici facendo variare gli spessori degli strati e il livello della falda a lato campagna per valutare l'andamento del flusso di filtrazione nelle diverse condizioni e il diverso sviluppo di gradienti in uscita al piede arginale.

In tutti i modelli è stato assunto un corpo arginale poco permeabile in condizione di parziale saturazione, attribuendo un valore del coefficiente di permeabilità K dell'ordine di 10^{-9} m/s. Tale valore è stato scelto in quanto l'analisi ha lo scopo primario di valutare le condizioni del terreno di fondazione; analisi più approfondite e considerazioni sulle caratteristiche del corpo arginale esulano dall'oggetto di questa tesi.

I quattro diversi modelli considerati e l'ipotesi di variazione delle altezze idrometriche nel tempo durante un evento di piena sono illustrati nei seguenti sottoparagrafi.

6.3.1 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno definite nel modello sono principalmente di carattere idraulico e volte a simulare le condizioni reali in sito.

Le condizioni imposte a piano campagna variano nei diversi modelli e verranno illustrate singolarmente.

Relativamente alla quote idriche presenti nel corso d'acqua, l'analisi è stata condotta in condizioni di moto stazionario in corrispondenza alla massima

quota idrica nel corso d'acqua, assumendo come riferimento il livello raggiunto durante la piena del 1966.

Per la condizione di moto stazionario è stata ipotizzato un andamento delle altezze idrometriche nel tempo durante la fase di crescita della piena. I valori assunti rispecchiano il tempo reale di crescita riferito ad una piena con tempo di ritorno centenario ed evento di pioggia della durata di circa 2 giorni.

Non conoscendo il reale andamento dei livelli idrometrici nel tempo, la fase di crescita è stata suddivisa in step temporali costanti e assunta pari a 40 ore [Tab. 6.4]. L'analisi è stata poi estesa ad un tempo di permanenza in alveo della quota di massima piena pari a cinque giorni. I livelli idrometrici corrispondenti agli intervalli temporali non trovano un riscontro reale, ma sono stati ipotizzati degli incrementi costanti. Un miglioramento del modello è realizzabile inserendo la reale curva di crescita dei livelli idrici nel tempo durante un evento di piena.

<i>Step temporali di crescita</i>	<i>Livello idrico [m.s.m.m]</i>
Livello minimo	1,64
4 ore	2,64
8 ore	3,64
12 ore	4,64
16 ore	5,64
20 ore	6,64
24 ore	7,64
28 ore	8,64
32 ore	9,64
36 ore	10,64
40 ore	11,53

Tab. 6.4: Quote idriche progressive ipotizzate durante l'evento di piena

6.3.2 Modelli numerici

I quattro casi considerati si differenziano per il diverso spessore degli strati nel terreno di fondazione e per la quota della falda a piano campagna. Nella

seguinte tabella [Tab. 6.5] sono fornite le caratteristiche stratigrafiche e le condizioni idrometriche di ogni caso.

Modello 1		Modello 2	
<i>1° strato in fondazione</i>		<i>1° strato in fondazione</i>	
Spessore [m]	1,30	Spessore [m]	2,30
Quota [m.s.m.m.]	+3,19 ± +1,89	Quota [m.s.m.m.]	+3,19 ± +0,89
k [m/s]	$6,25 \cdot 10^{-6}$	k [m/s]	$6,25 \cdot 10^{-6}$
<i>2° strato in fondazione</i>		<i>2° strato in fondazione</i>	
Spessore [m]	7,20	Spessore [m]	6,20
Quota [m.s.m.m.]	+1,89 ± -5,31	Quota [m.s.m.m.]	+0,89 ± -5,31
k [m/s]	$6,4 \cdot 10^{-5}$	k [m/s]	$6,4 \cdot 10^{-5}$
<i>Quota idrica a piano campagna</i>		<i>Quota idrica a piano campagna</i>	
H [m.s.m.m.]	3,19	H [m.s.m.m.]	3,19
Modello 3		Modello 4	
<i>1° strato in fondazione</i>		<i>1° strato in fondazione</i>	
Spessore [m]	8,50	Spessore [m]	1,30
Quota [m.s.m.m.]	+3,19 ± -5,31	Quota [m.s.m.m.]	+3,19 ± +1,89
k [m/s]	$6,4 \cdot 10^{-5}$	k [m/s]	$6,25 \cdot 10^{-6}$
<i>2° strato in fondazione</i>		<i>2° strato in fondazione</i>	
Spessore [m]	-	Spessore [m]	7,20
Quota [m.s.m.m.]	-	Quota [m.s.m.m.]	+1,89 ± -5,31
k [m/s]	-	k [m/s]	$6,4 \cdot 10^{-5}$
<i>Quota idrica a piano campagna</i>		<i>Quota idrica a piano campagna</i>	
H [m.s.m.m.]	3,19	H [m.s.m.m.]	1,64

Tab. 6.5: Definizione delle caratteristiche a confronto nei diversi modelli: stratigrafia del terreno di fondazione, valori del coefficiente di permeabilità k [m/s] e quota della falda a piano campagna [m.s.m.m.]

I modelli numerici sono stati realizzati con l'intento di valutare diverse possibili condizioni stratigrafiche al fine di individuare le variazioni indotte nel moto di filtrazione e di conseguenza la vulnerabilità della sezione al fenomeno di *heave* al piede arginale a lato campagna e al meccanismo di *piping* in fondazione.

Il *modello 1* è stato realizzato sulla base dei dati forniti da alcuni sondaggi. In fondazione presenta un primo strato costituito da sabbia fine e permeabilità ridotta ($k \approx 10^{-6}$ m/s) ed un secondo strato di sabbia più grossolana a maggiore permeabilità ($k \approx 10^{-5}$ m/s).

Nel *modello 2* rimangono invariate le caratteristiche di permeabilità degli strati mentre viene incrementato lo spessore dello strato più superficiale. Questa variante è realizzata allo scopo di valutare le differenze nell'andamento delle pressioni che si sviluppano alla base dello strato a minore permeabilità al crescere della quota idrica. Tale strato è assimilabile ad un acquifero confinato e questo aspetto può comportare un diverso grado di sicurezza nei confronti del fenomeno di *heave*.

Nel *modello 3* si ipotizza la presenza di una fondazione uniforme costituita da materiale granulare con permeabilità dell'ordine di $k \approx 10^{-5}$ m/s. In questo caso non si sviluppano sottopressioni in fondazione. L'analisi è condotta allo scopo di confrontare i diversi gradienti in uscita con quelli relativi ai casi precedentemente illustrati.

Nell'ultimo caso considerato, il *modello 4*, sia il corpo arginale che la fondazione sono stati modellati come terreno parzialmente saturo. La quota di falda è stata posta al livello della quota di magra. Tale modello ha lo scopo di valutare l'andamento del moto di filtrazione al crescere del livello idrico nel corso d'acqua nell'ipotesi in cui eventi piovosi precedenti non abbiano saturato il terreno.

6.3.3 Risultati e osservazioni

Nei seguenti grafici è illustrato l'andamento delle pressioni alla base dello strato a minore permeabilità al crescere del livello idrico nel corso d'acqua.

Nei grafici Fig. 6.9 e Fig. 6.10 è rappresentato l'andamento del carico idraulico e dell'altezza piezometrica alla base dello strato a minor permeabilità nel modello 1.

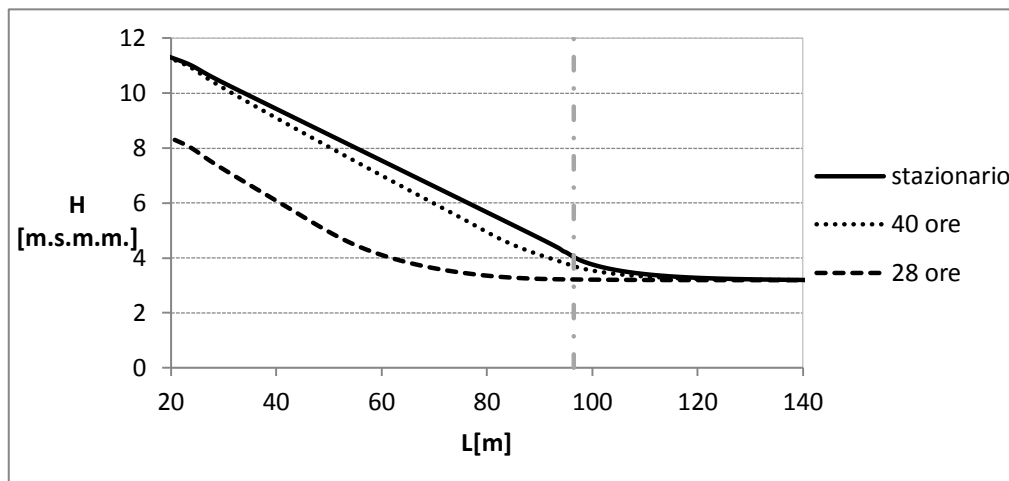


Fig. 6.9: Andamento del carico idraulico H alla base dello strato a minore permeabilità nel modello 1 in condizioni stazionarie e in condizioni di moto transitorio dopo 28 e 40 ore

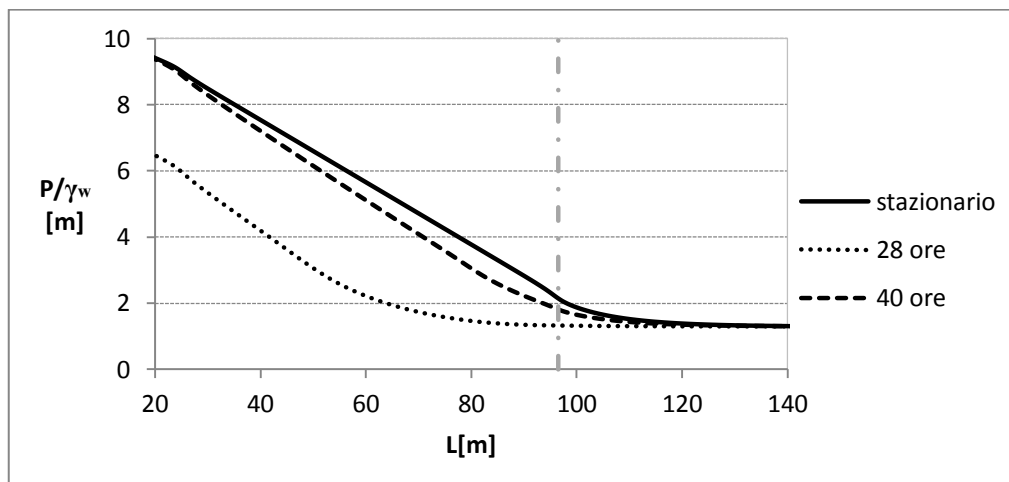


Fig. 6.10: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato a minore permeabilità nel modello 1 in condizioni stazionarie e in condizioni di moto transitorio dopo 28 e 40 ore

Le condizioni di moto stazionario sono valutate nel caso in cui nel corso d'acqua sia presente la quota di massima piena. Tale quota, nell'ambito delle condizioni di moto transitorio, si suppone venga raggiunta dopo 40 ore. Raggiunta la quota di massima piena, l'andamento delle pressioni è prossimo a quelle di moto stazionario.

Nell'asse delle ascisse è indicata la distanza rispetto all'origine degli assi nel modello, situata in corrispondenza all'asse del corso d'acqua. Il piede arginale di valle termina a circa 97 m ed è indicato nei seguenti grafici mediante un tratteggio verticale di colore grigio.

Il gradiente d'uscita in prossimità al piede arginale segue un andamento di crescita analogo a quello del carico idraulico e dell'altezza piezometrica [Fig. 6.11].

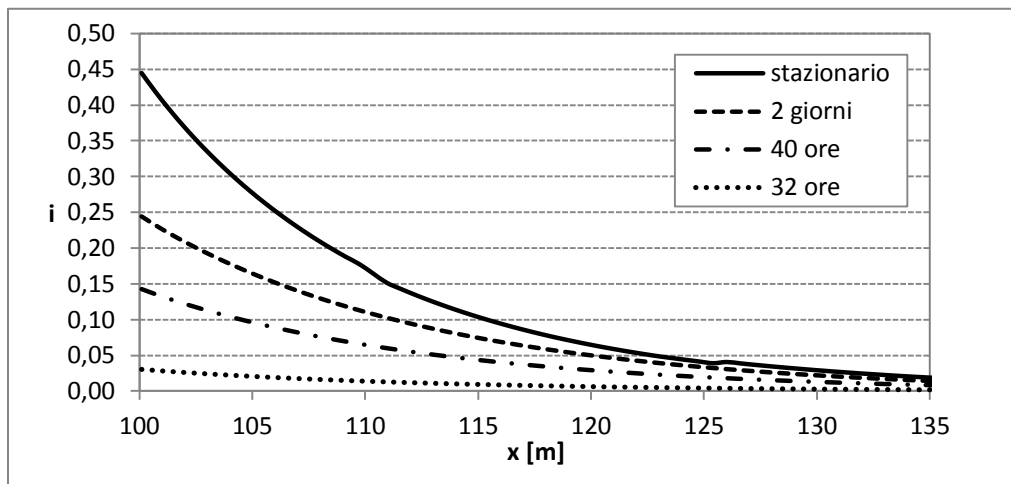


Fig. 6.11: Andamento del gradiente d'uscita nel modello 1 in condizioni stazionarie e transitorie

Tale analisi è stata condotta supponendo che la falda oltre il piede arginale coincida con la quota del piano campagna. Una conoscenza della relazione tra falda a campagna e livelli idrici nel corso d'acqua permetterebbe una valutazione più precisa dell'andamento delle pressioni in fondazione arginale.

In Fig. 6.12 è illustrato il confronto dell'andamento del carico idraulico H al di sotto dello strato poco permeabile ipotizzando due diverse quote della falda idrica a piano campagna.

Nel *modello 1* si suppone che il terreno della fondazione arginale sia saturo e la quota di falda coincida con la quota del piano campagna. Tale condizione si può verificare in periodi piuttosto piovosi.

Per simulare un periodo di siccità, nel *modello 4* è stato poi ipotizzato un livello della falda a piano campagna coincidente con la quota di magra del

fiume, pari a 1,64 m.s.m.m. Il terreno al di sopra della quota di falda è stato modellato come terreno parzialmente saturo.

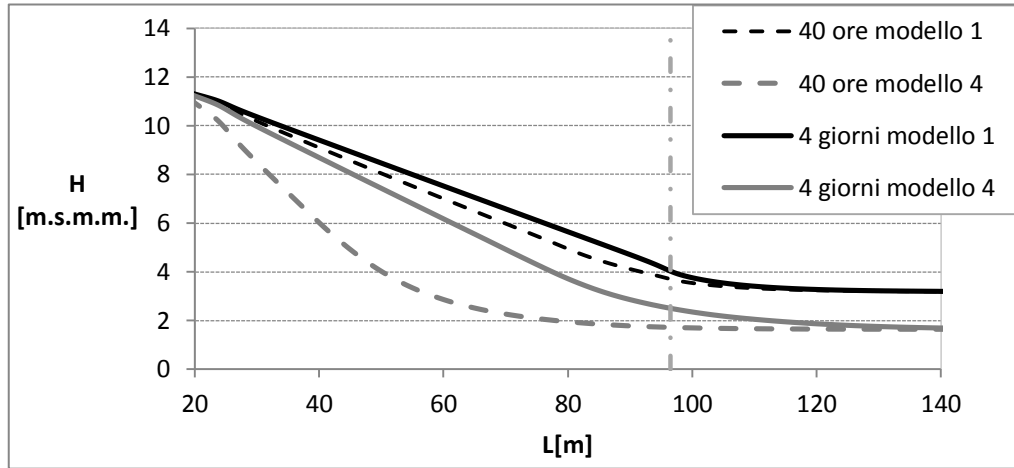


Fig. 6.12: Andamento del carico idraulico H in fondazione al di sotto dello strato a minore permeabilità. Confronto fra l'ipotesi di terreno in fondazione saturo (modello 1) e parzialmente saturo (modello 4)

I risultati consentono di notare una riduzione del carico idraulico in fondazione nel caso in cui il terreno non sia saturo. La quota di falda a piano campagna condiziona quindi la vulnerabilità a fenomeni di instabilità ed erosione al piede arginale. La condizione più gravosa si verifica quindi nel caso in cui un evento di piena segua un periodo piovoso, in quanto la falda a campagna si troverà a livelli più alti.

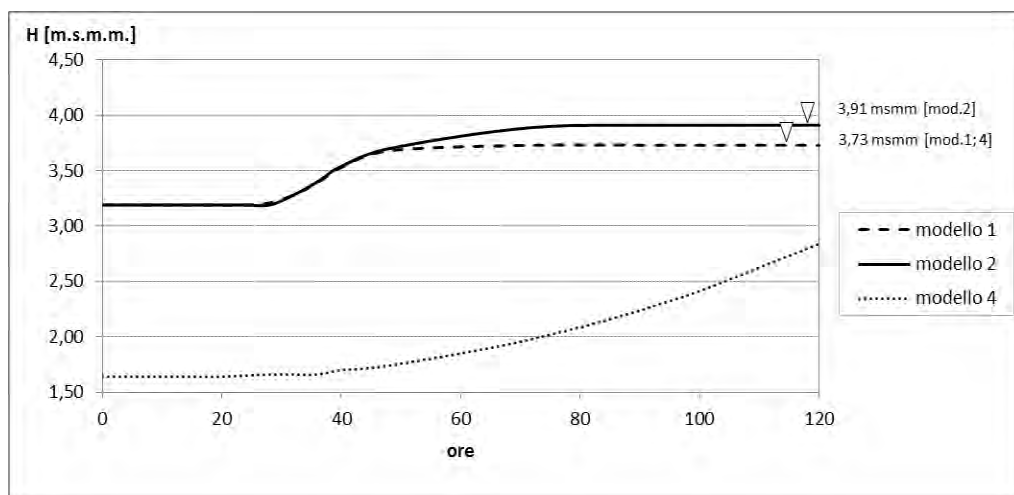


Fig. 6.13: Andamento del carico idraulico alla base dello strato poco permeabile, durante un evento di piena. A destra sono indicati i valori del carico idraulico in condizioni stazionarie per i diversi modelli

Nel precedente grafico [Fig. 6.13] è rappresentato, in funzione del tempo, l'andamento del carico idraulico in fondazione durante un evento di piena, ipotizzando una fase di crescita pari a quella illustrata in Tab. 6.4. Il carico idraulico è misurato alla base dello strato più superficiale del terreno di fondazione, in prossimità del piede arginale.

Dal grafico si può osservare che all'inizio della fase di crescita, il carico idraulico in prossimità del piede arginale corrisponde alla quota di falda a piano campagna. Al crescere del livello idrico nel fiume incrementa progressivamente il carico idraulico in fondazione. Nei modelli 1 e 2 si raggiungono condizioni prossime al moto stazionario. Nel modello 4 il terreno a campagna è considerato parzialmente saturo, di conseguenza parte del moto di filtrazione generato dall'onda di piena è impiegato per la saturazione del terreno e si ottengono quindi valori del carico idraulico minori.

6.4 Verifica a sifonamento (heave)

La presenza di due strati a diversa permeabilità nel terreno di fondazione può essere causa di pressioni all'interfaccia tra i due strati e allo sviluppo di gradienti in uscita elevati in corrispondenza al piede arginale.

Per operare un confronto, si è ipotizzato che il terreno di fondazione sia costituito da materiale granulare omogeneo, avente una permeabilità pari a $6,4 \cdot 10^{-5}$ m/s (*modello 3*). In questo caso la differenza di carico idraulico si dissipa lungo il percorso nella fondazione arginale, generando gradienti in uscita modesti [Fig. 6.14]. Le verifiche più severe sono quelle relative al meccanismo di erosione retrogressiva.

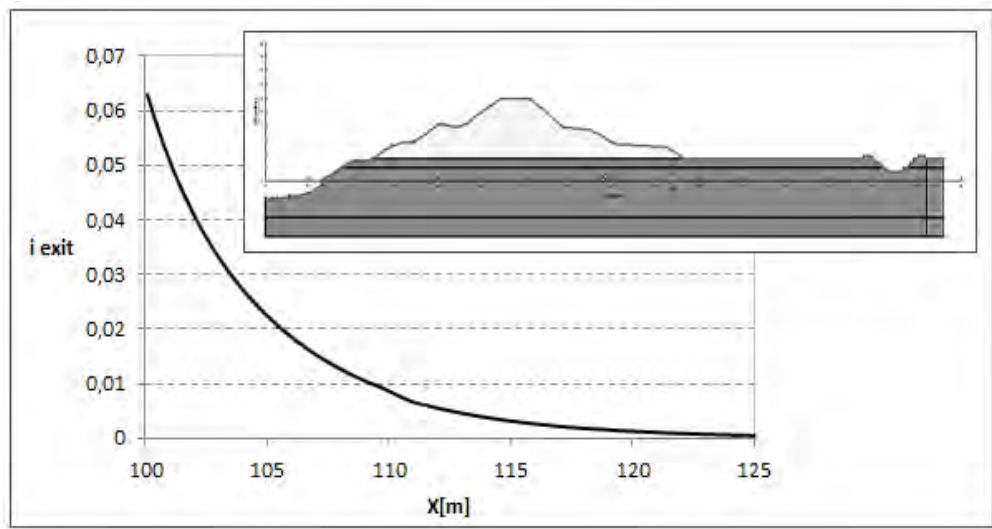


Fig. 6.14: Gradiente in uscita al piede arginale di valle nell'ipotesi di terreno in fondazione omogeneo (modello 3). Moto stazionario, livello idrico corrispondente alla quota di massima piena

Nel caso in cui sia presente uno strato a minore permeabilità a piano campagna, i gradienti al piede arginale sono condizionati dallo spessore di questo strato. Nel grafico in Fig. 6.15 è operato un confronto facendo variare di un metro lo spessore dello strato a minore permeabilità. Si può osservare come l'aumento dello spessore di questo strato influisca sul valore del gradiente in uscita. Maggiore è lo spessore, minore è il gradiente.

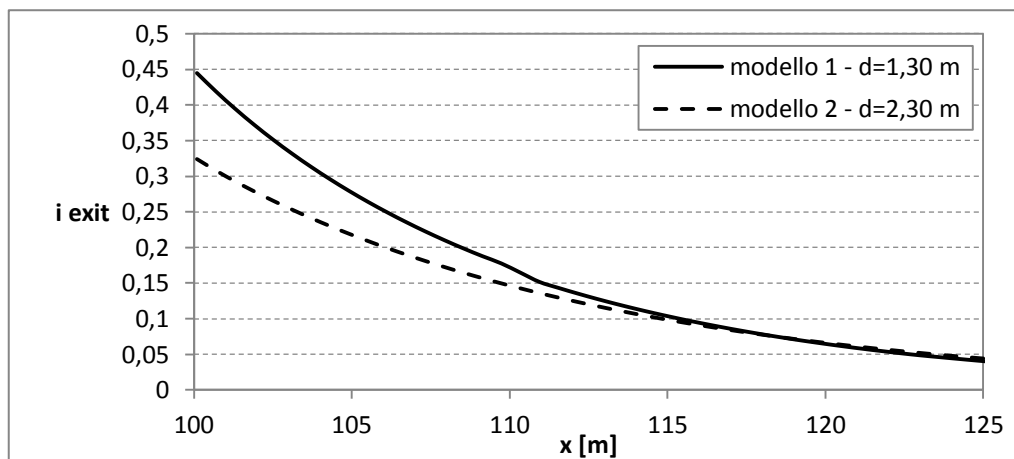


Fig. 6.15: Gradiente in uscita. Confronto fra modello 1 ($d=1,30m$) e modello 3 ($d=2,30 m$). Condizioni stazionarie

A parità di condizioni idrauliche nel corso d'acqua, il gradiente d'uscita varia in funzione della diversa caratterizzazione stratigrafica. In Fig. 6.16 sono rappresentati i gradienti d'uscita in prossimità del piede arginale nei quattro diversi modelli illustrati in Tab. 6.5, in condizioni di moto stazionario.

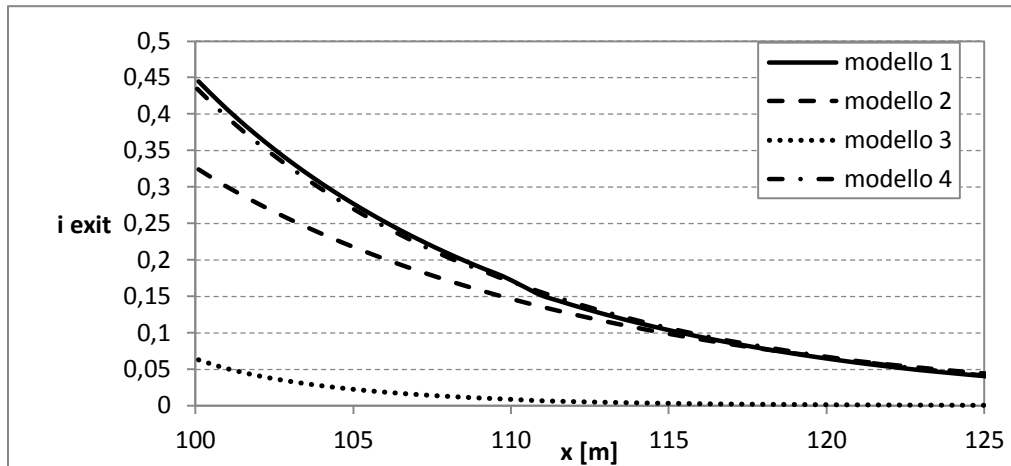


Fig. 6.16: Gradiente d'uscita in prossimità del piede arginale a lato campagna per quattro diverse condizioni stratigrafiche. Ipotesi di moto stazionario

In presenza di una stratigrafia avente le caratteristiche presentate nei modelli 1 e 2 è necessario effettuare una verifica nei confronti del fenomeno di sifonamento al piede arginale (*heave*). Lo strato a maggiore permeabilità è ipotizzato in diretta comunicazione con il corso d'acqua. Al crescere delle quote idriche nel fiume, si possono generare delle pressioni dirette verso l'alto in corrispondenza all'interfaccia con lo strato più superficiale a minore permeabilità.

La verifica è condotta secondo le modalità illustrate nell'*Eurocodice 7*, sia in termini di tensioni efficaci che totali. La trattazione dettagliata sulle modalità di esecuzione della verifica e sui coefficienti da adottare è stata illustrata al paragrafo 5.6 della presente tesi.

Modello 1: $d=1,30\text{ m}$				Modello 2: $d=2,30\text{ m}$			
Tensioni efficaci [kN]		Tensioni totali [kPa]		Tensioni efficaci [kN]		Tensioni totali [kPa]	
$S_{d,dst}$	7,68	$u_{d,dst}$	24,90	$S_{d,dst}$	9,67	$u_{d,dst}$	40,13
$G'_{d,stab}$	10,45	$\sigma_{d,stab}$	22,30	$G'_{d,stab}$	19,02	$\sigma_{d,stab}$	39,33
Verifica	Sì	Verifica	No	Verifica	Sì	Verifica	No

Tab. 6.6: Verifica nei confronti del sifonamento (HYD) secondo l'*Eurocodice 7*. Modelli 1 e 2 relativi ad una sezione tipo del fiume Brenta

Dall'analisi appare maggiormente gravosa la verifica in tensioni totali. Dal confronto emerge un miglioramento delle condizioni all'aumentare dello spessore dello strato poco permeabile.

Al fine della valutazione della vulnerabilità del sistema arginale al fenomeno di sifonamento al piede a lato campagna è auspicabile una valutazione dettagliata della stratigrafia del terreno in fondazione e la realizzazione di un modello che permetta una stima del moto di filtrazione che si instaura sotto al rilevato.

6.5 Fenomeno di piping in fondazione arginale

In questo paragrafo sono effettuate delle considerazioni relative al fenomeno di *piping* in fondazione arginale. Per la trattazione teorica si rimanda al capitolo 1 di questa tesi. Questi metodi sono stati inoltre applicati nel capitolo 5 ad una sezione tipo del fiume *Frassine*.

La sezione è valutata in primo luogo con i criteri di *Bligh* e *Lane*, e successivamente con il modello fornito da *Sellmeijer*.

6.5.1 Modelli di Bligh e Lane

Analogamente alla sezione trasversale del fiume *Frassine*, non si conosce con esattezza il percorso di filtrazione nella fondazione arginale. Per una prima valutazione del problema si può ipotizzare che il percorso di filtrazione coincida con la base del rilevato arginale. Relativamente alla sezione tipo del fiume *Brenta* si assume quindi una lunghezza del percorso pari a 80 m.

Nelle formule di *Bligh* e *Lane* è presente il *fattore di scorrimento* C_{creep} , che assume valori diversi a seconda dell'autore [Tab. 1.1]. Tali valori sono scelti sulla base del tipo di terreno e della granulometria degli strati vulnerabili a fenomeni di erosione interna. Nel caso oggetto di studio, lo strato di maggior rilevanza è costituito di sabbia media; è stato quindi scelto un fattore di Creep pari a 12 secondo il criterio di *Bligh*, e pari a 5 seguendo l'approccio proposto da *Lane*.

Dall'analisi effettuata secondo i due metodi, la verifica della sezione arginale non risulta soddisfatta oltre la quota idrica in alveo pari 10,70 m. In corrispondenza alla massima quota idrica stimata durante l'evento del 1966 si ottiene un valore del gradiente medio pari a 0,1, leggermente superiore al valore di tolleranza ricavabile dalle formule di *Bligh*. Il criterio di *Bligh* risulta quindi verificato per gli eventi di piena ordinari.

A risultati analoghi conduce anche lo studio effettuato secondo la teoria di *Lane*.

Tali risultati devono essere valutati tenendo in considerazione le semplificazioni introdotte da questi metodi, che considerano la tipologia del terreno di fondazione solo mediante un valore rappresentativo della granulometria del terreno.

I valori del gradiente critico medio ottenibili dalle formule sono piuttosto bassi e indicano il carattere cautelativo di questi approcci. Appare quindi ragionevole utilizzare tali metodi per una prima stima della vulnerabilità della sezione arginale al fenomeno di *piping*. Ulteriori considerazioni andranno poi effettuate caso per caso, per stabilire il grado di vulnerabilità accettabile per una data sezione arginale.

6.5.2 Modello di Sellmeijer

La sezione è stata poi valutata secondo il metodo studiato da *Sellmeijer* e ampiamente applicato nei *Paesi Bassi*. Per la trattazione teorica si rimanda al paragrafo 1.5, mentre l'applicazione del metodo ad una sezione tipo del fiume *Frassine* è illustrata al paragrafo 5.7.3.

In Tab. 6.7 sono forniti i valori dei parametri inseriti nelle equazioni (1.9) - (1.13).

Con questi dati, nel caso in analisi si ottiene un valore del dislivello critico agente sul rilevato arginale pari a $\Delta H_c = 23,37$ m. Applicando un coefficiente di sicurezza pari a 1,2 si ottiene $\Delta H_c = 19,47$ m. Tale valore critico è superiore al dislivello che si verifica in corrispondenza al livello di piena ($\Delta H = 8,34$ m), ed è maggiore anche del valore $\Delta H - 0,3D = 7,95$ m. La verifica con il metodo di *Sellmeijer* può quindi considerarsi soddisfatta.

γ'_p	[kN/m ³]	16
θ	[°]	39
d_{sand}	[m]	7,20
d_{70}	[μm]	450
D	[m]	1,30
L	[m]	80
K	[m/s]	$6,4 \cdot 10^{-5}$
ν	[m ² /s]	$1,33 \cdot 10^{-6}$
η	-	0,25
κ	[m ²]	$2,22 \cdot 10^{-13}$

Tab. 6.7: Valori dei parametri geotecnici introdotti nel modello di Sellmeijer

I valori dei parametri introdotti nella formula sono dei valori di progetto, che non possono descrivere la naturale variabilità e il grado di incertezza intrinseco ad un parametro geotecnico. Per questo motivo sono state condotte un'analisi di sensitività e una di tipo statistico.

Analisi di sensitività

Nell'analisi di sensitività sono stati fatti variare alcuni parametri geotecnici in un range di valori possibili, per valutare la loro influenza sui risultati forniti dal metodo di Sellmeijer. Nello specifico i parametri geotecnici considerati sono: un parametro che rappresenta la granulometria del materiale (d_{70}), il coefficiente di permeabilità (K) e lo spessore dello strato vulnerabile al fenomeno di piping (d_{sand}).

I risultati sono espressi nei seguenti grafici in termini di gradiente critico medio. Tale gradiente è ottenuto mediante l'applicazione della formula di Sellmeijer. Si può osservare che le variabilità del coefficiente di permeabilità e del d_{70} influenzano notevolmente i risultati. Tali parametri andrebbero quindi valutati con un maggiore grado di precisione.

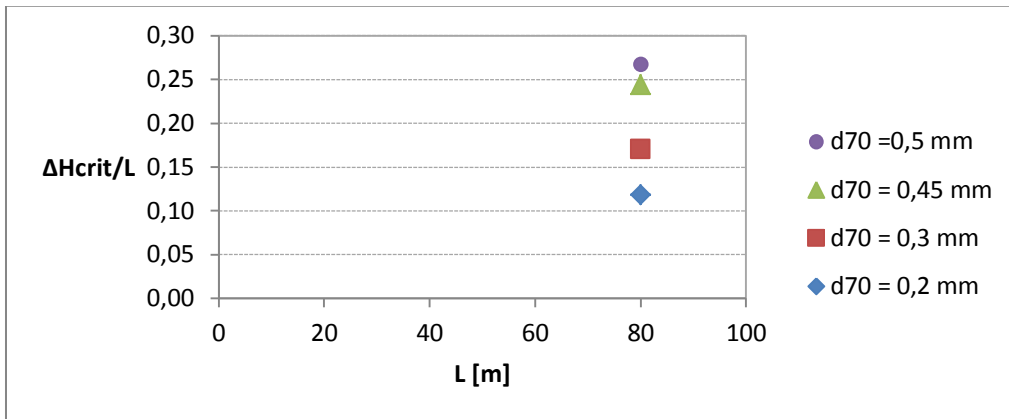


Fig. 6.17: Analisi di sensitività. Variazione del d_{70}

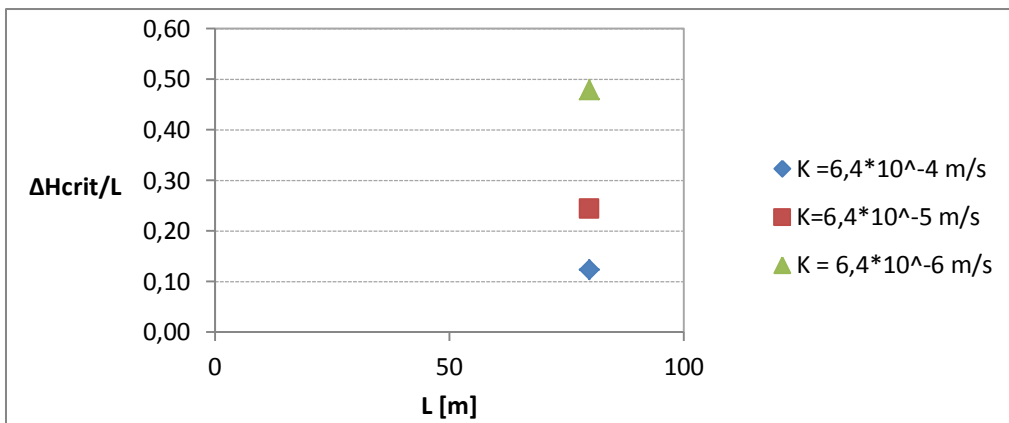


Fig. 6.18: Analisi di sensitività. Variazione del coefficiente di permeabilità K

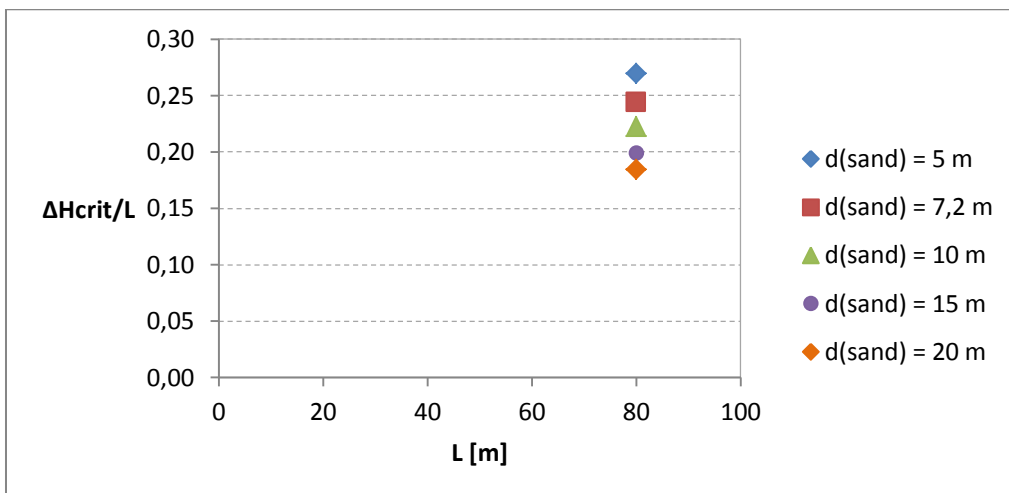


Fig. 6.19: analisi di sensitività. Variazione dello spessore dello strato più vulnerabile al meccanismo di piping (d_{sand})

Dal confronto con i criteri di *Bligh* e *Lane* si può osservare un valore più alto del gradiente critico medio fornito dal modello di *Sellmeijer*. Tale risultato conferma il minor grado di cautela attribuito a quest'ultimo metodo, che accetta la formazione di fontanazzi purché il fenomeno erosivo sia di modesta entità.

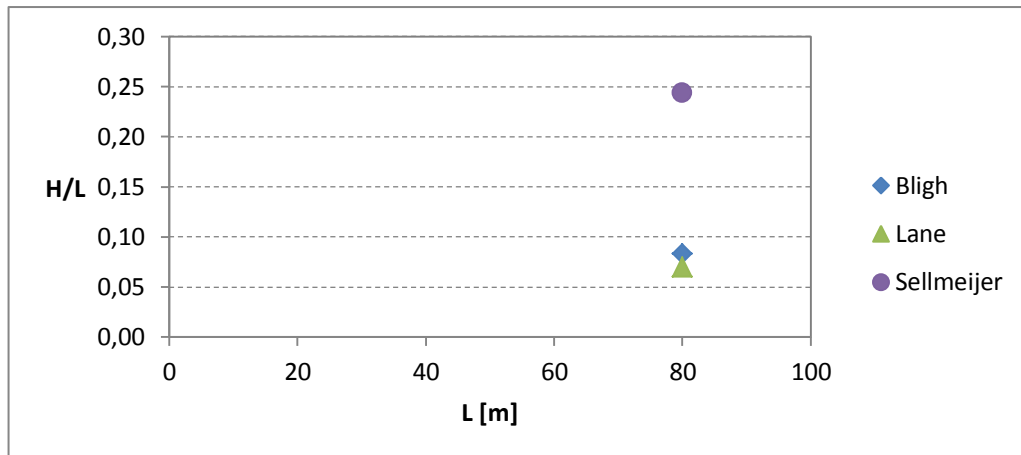


Fig. 6.20: Confronto fra i valori del gradiente critico medio ottenuti da *Bligh*, *Lane* e *Sellmeijer*

6.6 Analisi di affidabilità

Data l'incertezza che sussiste nella determinazione dei parametri geotecnici recenti studi suggeriscono di adottare un approccio di tipo statistico. Come nel caso del fiume *Frassine* (par. 5.8) i parametri inseriti nella formula di *Sellmeijer* sono stati definiti mediante curve di distribuzione di probabilità.

Nella Tab. 6.8 sono indicati per ciascun parametro il valore medio, la deviazione standard e la tipologia di funzione di distribuzione di probabilità adottata.

L'analisi è stata condotta mediante simulazione *Monte Carlo*. Gli output forniti dal programma sono la funzione di distribuzione cumulativa del dislivello critico ΔH_c e la funzione di resistenza limite $Z = \Delta H_{crit} - \Delta H$.

Descrizione	Variabile	Unità di misura	Media μ	Dev. St. σ	P.D.F.
Peso specifico immerso delle particelle di sabbia	γ'_p	kN/m ³	16	0,05	Norm.
Angolo di riposo della sabbia	θ	deg	39	-	Det.
Diametro di riferimento della sabbia	d_{70}	μm	450 (oss.)	0,1 μ	Log-norm.
Spessore strato di sabbia	d_{sand}	m	7,20 (oss.)	0,1 μ	Norm.
Permeabilità strato di sabbia	K	m/s	$6,4 \cdot 10^{-5}$ (oss.)	0,1 μ	Log-norm.
Spessore strato poco permeabile	D	m	1,30 (oss.)	0,15 μ	Log-norm.
Lunghezza del percorso di erosione	L	m	80	0,11 μ	Log-norm.
Fattore di incertezza del modello	m_p	-	1	0,12	Log-norm.

Tab. 6.8: parametri geotecnici del terreno definiti in modo stocastico: valore medio, deviazione standard, tipo di distribuzione di probabilità. Dove possibile, sono stati utilizzati valori forniti da indagini sperimentali (oss.).

La simulazione, condotta utilizzando i parametri forniti dalla Tab. 6.8 ed eseguendo 10^4 iterazioni, fornisce un valore della probabilità di superamento della funzione di resistenza limite pari a $P_f = 4,9 \cdot 10^{-3}$.

In Fig. 6.21 è illustrato l'andamento della probabilità di rottura durante la fase di crescita dell'evento di piena ipotizzato in Tab. 6.4. la probabilità di superamento della funzione di resistenza limite è bassa per modesti valori della quota idrica del corso d'acqua, ma cresce in prossimità di valori vicini alla quota di massima piena.

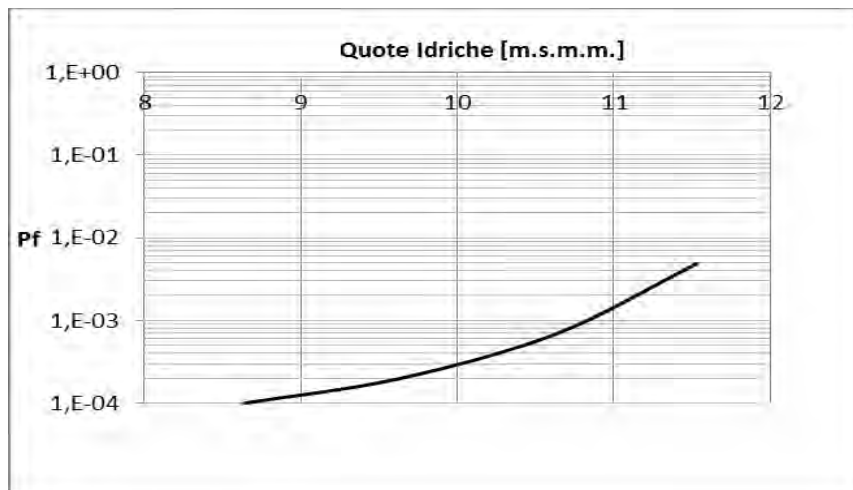


Fig. 6.21: Andamento della probabilità di rottura arginale per le quote idriche più elevate

Ulteriori indagini sono auspicabili per definire con maggiore precisione i valori dei parametri geotecnici, in questo modo la probabilità di rottura potrebbe ridursi.

6.7 Confronto Frassine-Brenta

Nella presente tesi sono state effettuate delle valutazioni relative alla vulnerabilità a fenomeni di erosione interna in fondazione arginale studiando due sezioni tipo: una appartenente al fiume *Frassine* e una al fiume *Brenta*.

I due fiumi sono diversi tra loro, per estensioni, portate, importanza nella rete idrografica, ecc. Relativamente all'argomento oggetto di studio di questa tesi, si possono effettuare alcune osservazioni inerenti al fenomeno di erosione interna.

La geometria di una sezione arginale è spesso il risultato di interventi avvenuti nel corso dei secoli, in seguito al manifestarsi di criticità di carattere idraulico. Dal confronto fra le due sezioni trasversali [Fig. 6.22] si può notare che il corpo arginale del *Frassine* ha una forma trapezoidale con scarpe piuttosto ripide e non si osserva la presenza di banche. Tali proprietà sono solitamente caratteristiche di rilevati arginali in cui fenomeni di sifonamento non hanno un

ruolo rilevante, e non è quindi emersa la necessità di allungare il percorso di filtrazione.

Tali assunzioni tuttavia devono essere rivalutate nel caso in cui cambi il regime delle portate del corso d'acqua. Il fiume *Frassine*, ad esempio, è caratterizzato da tempi di crescita e di permanenza dell'onda di piena in alveo piuttosto brevi. Delle modifiche che intervengano incrementando i tempi di permanenza di livelli idrici elevati nel corso d'acqua possono quindi richiedere delle verifiche della sezione nei confronti di fenomeni di erosione interna.

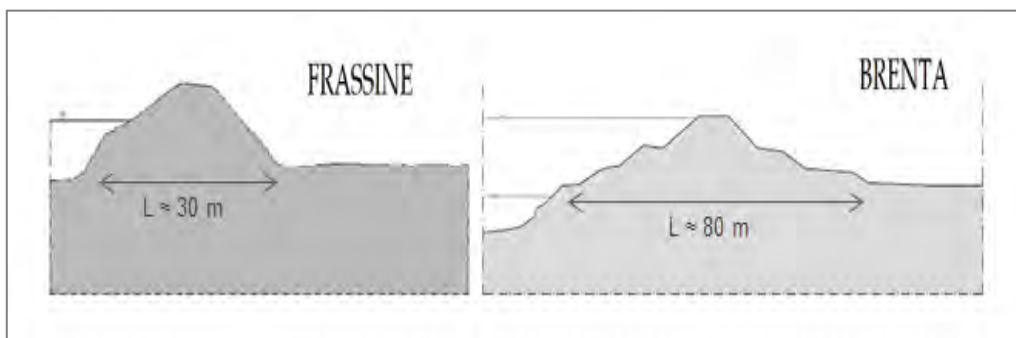


Fig. 6.22: Sezione trasversale tipo del fiume Frassine e del Brenta

Il fiume *Brenta*, essendo uno dei principali corsi d'acqua del Veneto, presenta delle caratteristiche diverse. Le fasi di crescita e decrescita della piena sono più lunghe e la permanenza di elevate quote idriche nel corso d'acqua può essere di più giorni.

Nel tratto considerato, il corpo arginale presenta delle dimensioni maggiori rispetto alla sezione arginale del fiume *Frassine* e una serie di banche. Quest'ultime garantiscono una maggiore stabilità del corpo arginale e contrastano fenomeni di erosione interna. La geometria della sezione deve garantire la copertura della superficie freatica che si può stabilire nel corpo del rilevato a partire dalla quota di massima piena.

Le banche inoltre hanno un effetto positivo nei confronti di fenomeni di erosione interna in fondazione arginale in quanto allungano il percorso di filtrazione.

Dall'osservazione della stratigrafia del terreno di fondazione sono emerse delle differenze nei due casi.

La fondazione relativa al corpo arginale del fiume *Frassine* è costituita da un primo strato, avente uno spessore di circa 3 m, di sabbia medio-fine con elevata componente coesiva. Tale strato presenta una bassa permeabilità e di conseguenza, se presente anche al di sotto dell'alveo limiterebbe notevolmente il moto di filtrazione responsabile di fenomeni erosivi.

La fondazione del fiume *Brenta* è costituita principalmente da terreni granulari sciolti, e di conseguenza è potenzialmente più vulnerabile al fenomeno di *piping*. Tali ipotesi trovano conferma anche nella geometria della sezione, che presenta un sistema di banche a lato campagna.

7 Stabilità interna in terreni granulari

7.1 Introduzione

In terreni saturi, oltre alla pressione idrostatica può agire una forza aggiuntiva dovuta a moti di filtrazione. Il vettore di questa azione è parallelo alla direzione del flusso ed il suo valore è fornito dal prodotto del peso di volume dell'acqua per il gradiente idraulico. Quando questa forza è maggiore delle forze di interazione tra le particelle di terreno, frazioni di materiale si staccano e iniziano a muoversi. Il processo interessa inizialmente le particelle aventi dimensioni minori.

Queste particelle possono migrare all'interno dello strato di terreno causando una ridistribuzione, ma conservando il volume solido totale. Nelle "zone di accumulo" si verifica una riduzione della porosità e della permeabilità del terreno.

In altri casi le particelle possono essere rimosse dallo strato di cui fanno parte. Il volume solido totale decresce e aumenta la porosità. Nelle zone a maggiore permeabilità si verifica una concentrazione del flusso.

Se lo strato è composto da uno scheletro di materiale grossolano avente funzione strutturale e il moto di filtrazione induce un trasporto limitato alla frazione fine, si verifica solamente un'alterazione delle condizioni di flusso.

Nel caso in cui le forze idrodinamiche siano tali da rimuovere anche parte del terreno costituente la struttura solida portante, la stabilità dello strato può essere compromessa. In un primo tempo, la perdita di stabilità dovuta alla mancanza di alcune particelle può essere sostituita dallo sviluppo di un effetto arco, ma la continuazione del processo erosivo porta all'instabilità.

Nella letteratura, l'instabilità associata a fenomeni erosivi presenta le seguenti distinzioni [Kòvacs, 1981]:

- *Soffusione*: le particelle più fini possono passare attraverso i pori del materiali più grossolano nel caso in cui sia presente un moto di filtrazione. Il fenomeno può essere limitato alla migrazione delle particelle all'interno dello strato (*soffusione interna*). Nel caso in cui le particelle più fini siano rimosse dallo strato, ma lo scheletro solido non venga alterato si parla di *soffusione esterna*.
- *Subsidenza*: alcune delle particelle costituenti lo scheletro solido e aventi capacità portante vengono rimosse. Il carico agente, dovuto al peso degli strati di terreno superiori, causa la riduzione del volume dello strato.
- *Piping*: il movimento della particelle di terreno, compresa la frazione più grossolana, causa lo sviluppo di canalicoli con elevata permeabilità. L'erosione è di tipo retrogressivo e il trasporto di materiale porta alla formazione di fontanazzi (*sand boils*).
- *Liquefazione*: perdita della capacità portante dello strato dovuta allo sviluppo di una spinta idrodinamica verso l'alto maggiore del peso delle particelle di terreno.

Per definire il comportamento di un terreno non coesivo è importante condurre un'analisi della curva granulometrica. Essa può fornire informazioni relative al grado di uniformità del terreno, alla distribuzione e dimensione dei vuoti e alla percentuale di fine.

7.2 Soffusione

L'erosione interna provoca la perdita della frazione fine del terreno, causando modifiche nella distribuzione dei vuoti, un incremento della permeabilità e una conseguente riduzione della resistenza iniziale.

La vulnerabilità alla soffusione può essere espressa attraverso un semplice confronto tra il diametro dei vuoti (d) ed il diametro (D_{min}) delle particelle più piccole che compongono il terreno. Per escludere il moto delle particelle deve essere verificata la seguente disequazione:

$$d < D_{min} \quad (7.1)$$

Nella formula precedente è necessario stabilire il valore di riferimento del diametro dei vuoti. A seconda del valore scelto, si può accettare o meno il movimento di una determinata frazione fine del terreno. Solitamente si utilizza il diametro dei pori medio; solo nei casi in cui è richiesto un elevato grado di sicurezza o il terreno non è omogeneo, si adottano valori minori.

Per stabilire in modo rigoroso se un terreno granulare sia potenzialmente suscettibile a soffusione, è necessaria una valutazione della granulometria della frazione fine ed un confronto con la geometria e le dimensioni dei vuoti. La migrazione delle particelle di terreno è limitata infatti a quella frazione le cui dimensioni sono inferiori ai vuoti della matrice più grossolana.

Tuttavia, la geometria dei canalicoli dei pori è di difficile valutazione pratica e non può essere misurata con precisione. Si preferisce quindi effettuare una valutazione del terreno basata sulla distribuzione granulometrica, operando un confronto fra i diametri delle particelle. Questo approccio è definito *criterio geometrico*.

Se l'analisi granulometrica non è soddisfatta il terreno è da ritenersi potenzialmente instabile in presenza di un moto di filtrazione. Il gradiente idraulico minimo necessario per innescare l'erosione ed il trasporto delle particelle può essere valutato mediante un *criterio idraulico*.

In fase di progettazione, compatibilmente con i limiti imposti dal materiale disponibile per la costruzione del rilevato, è buona norma tenere in considerazione il criterio in modo da evitare il rischio di soffusione.

In prima approssimazione, si può stabilire se un terreno è potenzialmente suscettibile alla soffusione sulla base dei valori assunti dal coefficiente di uniformità ($U=d_{60}/d_{10}$):

<i>Stabile</i>	$U \leq 10$
<i>Transizione</i>	$10 \leq U \leq 20$
<i>Instabile</i>	$U > 20$

Tab. 7.1: Criterio di stabilità alla soffusione espresso in termini di coefficiente di uniformità

Tale criterio [Istomina, 1957; citato in Kovács, 1981] permette di effettuare una prima stima del fenomeno, ma sono necessarie valutazioni più approfondite della curva granulometrica.

7.2.1 Modello di Kenney e Lau (1985)

Il modello proposto da Kenney e Lau utilizza un criterio geometrico per valutare l'instabilità dovuta a soffusione. Questo modello ritiene che particelle inferiori ad un dato diametro d possano essere asportate dalla corrente se non c'è un sufficiente quantitativo di terreno compreso nell'intervallo fra d e $4d$. In formule tale criterio può riassumersi nella seguente espressione:

$$\min \left(\frac{F_{4d}}{F_d} - 1 \right) \geq 1 \quad (7.2)$$

In cui:

- d = diametro delle particelle di terreno [mm];
- F_d = percentuale delle particelle di terreno minori di un determinato diametro d . Nella precedente equazione si considera $F_d < X$. Il valore di X è funzione del coefficiente di uniformità. Per $U < 3$, si assume $X=0,3$. Per $U \geq 3$ si utilizza $X=0,2$.

La curva granulometrica è trasformata in un diagramma $F-H$, in cui F rappresenta la percentuale in peso del terreno inferiore al diametro d , H la percentuale di terreno avente diametri compresi tra d e $4d$.

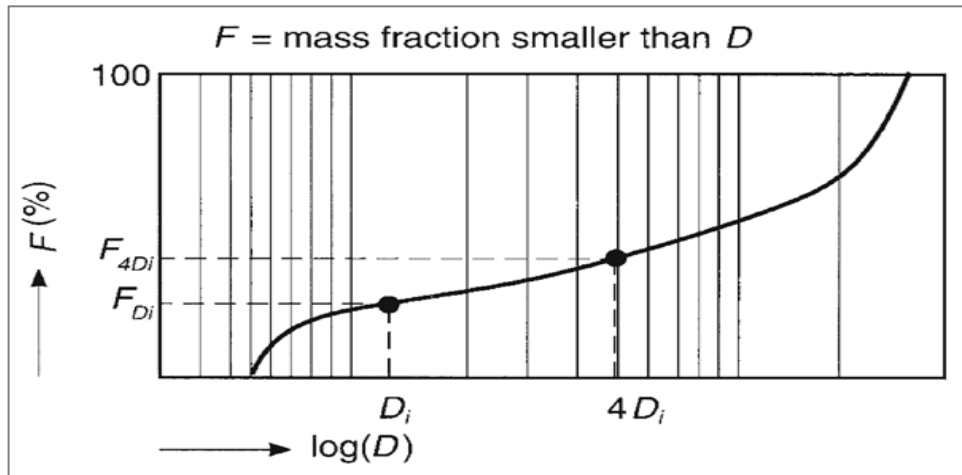


Fig. 7.1: Criterio di Kenney e Lau. [The International levee handbook, 2013]

7.2.2 Modello di Kézdy

Il modello suggerito da Kézdy [Kovács, 1981] permette un'analisi accurata della curva granulometrica ed è più cautelativo rispetto a Kenney e Lau. Il campione viene suddiviso in due parti considerando arbitrariamente un punto della curva granulometrica definito mediante il corrispondente diametro (D_n).

Il metodo applica i criteri dei filtri di Terzaghi [Fig. 7.2] considerando la frazione a granulometria di maggiori dimensioni come filtro. Le formule di riferimento sono fornite di seguito e servono a valutare se la frazione fine è in grado di passare attraverso i vuoti dello scheletro solido.

$$\frac{D_{15}^f}{D_{85}^s} < 4 < \frac{D_{15}^f}{D_{15}^s} \quad (7.3)$$

In cui il simbolo f indica il filtro (*filter*), ossia la frazione di terreno più grossolana, e l'apice s indica il terreno (*soil*), cioè l'altra metà del campione. Il pedice indica la percentuale di passante in peso in corrispondenza ad un determinato diametro. La prima disequazione rappresenta il limite superiore ed

è un *criterio di ritenzione*, che evita la migrazione della frazione più fine; la seconda fornisce un *criterio di permeabilità* e costituisce il limite inferiore.

Sia una percentuale in peso della frazione grossolana (apice v) che quello della parte fine (apice k), possono essere espressi in funzione della percentuale S_n corrispondente al diametro selezionato D_n :

$$S_{15}^v = 0,85S_n + 0,15 \quad (7.4)$$

$$S_{15}^k = 0,15S_n \quad (7.5)$$

$$S_{85}^k = 0,85S_n \quad (7.6)$$

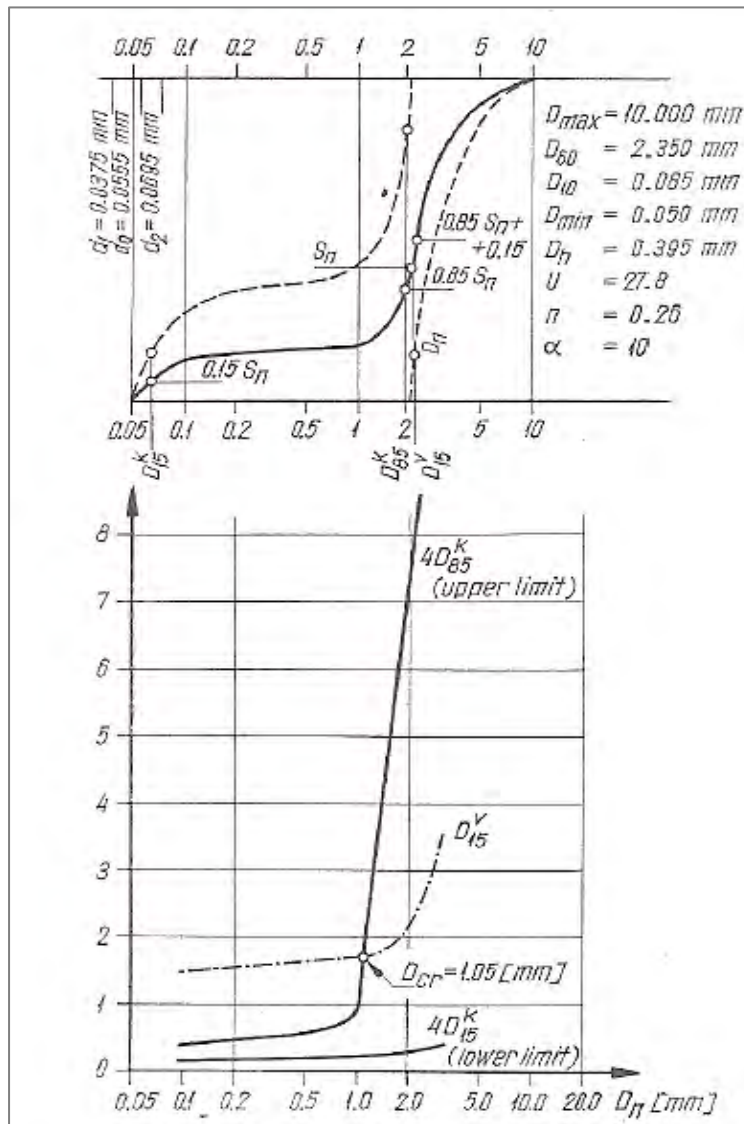


Fig. 7.2: Metodo di Kézdy. Esempio di applicazione ad una curva granulometrica [Kovács, 1981]

Secondo questo criterio, le condizioni geometriche limitano le possibilità di movimento delle particelle. Il terreno forma un *sistema auto-filtrante*, se le seguenti disequazioni sono valide in ogni punto della curva granulometrica:

$$4D_{S_{85}^k} > D_{S_{15}^v} > 4D_{S_{15}^k} \quad (7.7)$$

Dal criterio dei filtri di *Terzaghi*, si osserva come il limite inferiore della dimensione delle particelle del filtro assicuri una permeabilità elevata, mentre la stabilità del terreno è espressa attraverso il limite superiore.

Tutti i termini delle disequazione (7.7) possono essere rappresentati in un grafico in funzione di D_n . L'ultima curva fornisce il limite inferiore del diametro rappresentativo dello scheletro solido (curva D_{15}^v), ma tale valore non ha una grande importanza nei confronti della stabilità. Il diametro critico (D_{cr}) è individuato dal punto di intersezione della curva che rappresenta il limite superiore (curva D_{85}^k) con la curva del limite inferiore [Fig. 7.2]. Le particelle di terreno aventi un diametro minore di D_{cr} possono muoversi tra i pori del terreno ed essere asportate.

Se le due curve non presentano punti di intersezione il terreno si può ritenere stabile nei confronti del fenomeno della soffusione.

Nel caso in cui una frazione fine del terreno sia vulnerabile alla soffusione, sono necessarie ulteriori valutazioni sulla stabilità della frazione rimanente una volta che le particelle sono state rimosse.

Generalmente, terreni che presentano curve granulometriche discontinue (*gap-graded*), in cui mancano alcuni diametri delle particelle, sono più vulnerabili al fenomeno della soffusione.

7.3 Applicazioni a casi reali

Nel seguente paragrafo sono illustrate alcune applicazioni dei precedenti metodi a curve granulometriche reali. L'obiettivo è la valutazione della stabilità del terreno nei confronti del fenomeno della soffusione.

7.3.1 Fiume Adige

In Fig. 7.3 sono illustrate tre curve granulometriche derivate da campioni prelevati lungo il fiume *Adige*. La curva (a) si riferisce ad un campione naturale di sabbia media uniforme, la curva (b) è un campione di sabbia fine prelevato in prossimità della foce, mentre la curva (c) è relativa ad un campione di terreno a granulometria estesa.

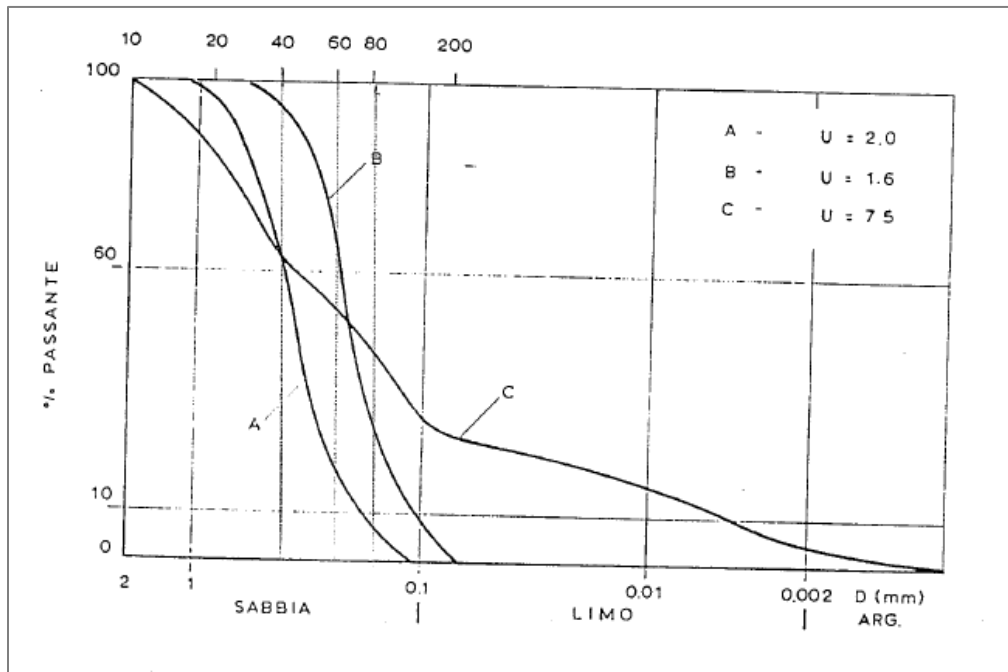


Fig. 7.3: Esempio di curve granulometriche reali. Fiume Adige

I diversi tipi di terreno sono stati sottoposti a verifiche di stabilità interna secondo il metodo di *Kézdy*. I terreni (a) e (b) sono risultati internamente stabili, il terreno (c) è risultato internamente instabile in corrispondenza al diametro critico $d_{26} = 0,074$ mm. Le particelle inferiori a tale diametro possono muoversi facilmente attraverso i pori dello scheletro solido e quindi essere asportate.

Osservando le curve granulometriche, risulta evidente la forma più compatta delle prime due. La terza, invece, presenta un'elevata frazione di fine e un alto grado di variabilità, indicato anche dall'elevato valore del coefficiente di uniformità.

7.3.2 *Fiume Frassine*

In questo paragrafo è analizzata la stabilità interna di un campione di terreno prelevato dalla fondazione arginale del fiume *Frassine*. Il campione analizzato è stato prelevato ad una profondità di 17,5 m dalla sommità arginale e la curva granulometrica è stata elaborata nel Laboratorio di Geotecnica dell'università di *Padova*. Una rappresentazione di tale curva è presente in *appendice I*. Il campione appartiene allo strato vulnerabile al fenomeno di *piping*.

La curva presenta un coefficiente di uniformità U pari a 19 e, per i criteri espressi in Tab. 7.1, è un terreno che può presentare fenomeni di soffusione.

L'analisi è stata condotta sia con il metodo di *Kenney e Lau* che secondo l'approccio di *Kézdy*. Il primo metodo individua il diametro critico in corrispondenza a $d_{cr}=0,046$ mm, e quindi la frazione di terreno avente diametri minori è considerata instabile.

In Fig. 7.4 è illustrata la suddivisione del campione di terreno secondo le indicazioni del metodo di *Kézdy*, assumendo come diametro di riferimento $D_n=0,034$ mm. Tale valore è stato scelto in prossimità dei diametri critici valutati secondo l'approccio di *Kenney e Lau* [Ahlinhan et al., 2012].

Il criterio di *Kézdy* è più cautelativo e fornisce un valore del diametro critico pari a $d_{cr}=0,065$ [Fig. 7.5].

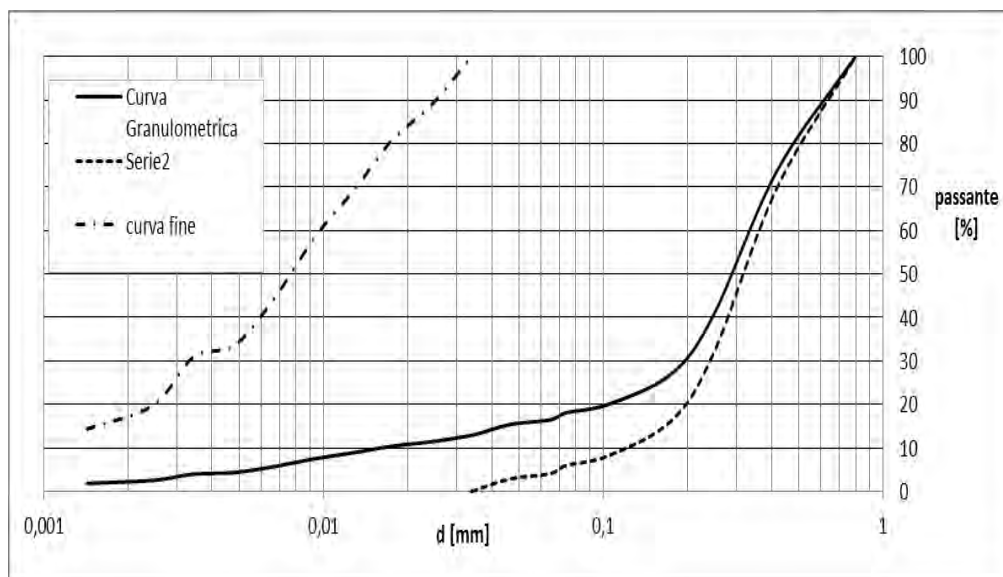


Fig. 7.4: Applicazione del metodo di *Kézdy*. Argine del fiume *Frassine*. $z = - 17,5m$

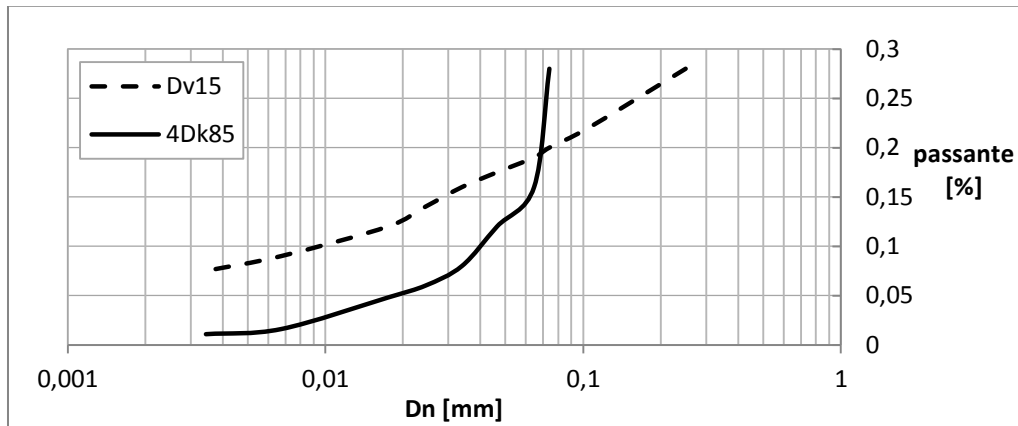


Fig. 7.5: Applicazione del metodo di Kézdy. Individuazione del diametro critico nei confronti di instabilità per soffusione

7.3.3 Fiume Brenta

La verifica di stabilità interna nei confronti del fenomeno di soffusione è stata condotta, a titolo di esempio anche per un campione di terreno prelevato dalla fondazione arginale del fiume *Brenta*. Il campione è stato prelevato ad una profondità di 11,80 m dalla sommità arginale ed è costituito da sabbia fine limosa. Esso appartiene quindi allo strato più superficiale della fondazione. La curva granulometrica è illustrata in Fig. 6.8.

Il terreno presenta un coefficiente di uniformità pari a 4,4. In accordo con il criterio esposto in Tab. 7.1, il campione è da ritenersi, secondo una prima stima, stabile. Anche le valutazioni condotte successivamente con i metodi di *Kenney e Lau* e di *Kezdy* confermano questa prima valutazione [Fig. 7.6 e Fig. 7.7].

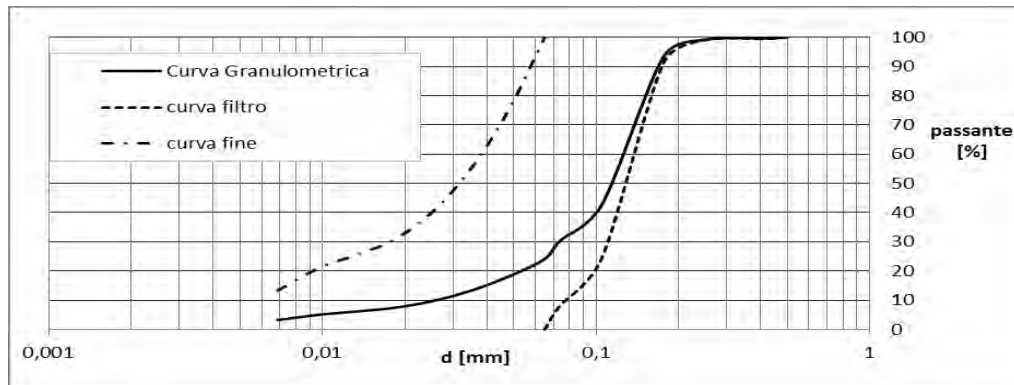


Fig. 7.6: Applicazione del metodo di Kézdy. Argine del fiume Brenta. Sabbia fine limosa

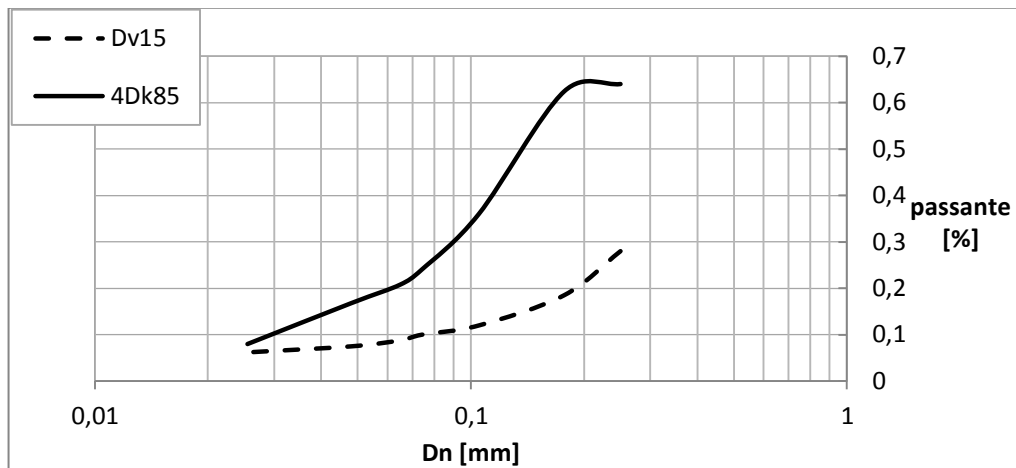


Fig. 7.7: Applicazione del metodo di Kézdy. Individuazione del diametro critico nei confronti di instabilità per soffusione

7.4 Conclusioni

I metodi teorici illustrati in questo capitolo consentono di valutare la stabilità di un terreno nei confronti della soffusione attraverso criteri geometrici. I diametri delle particelle costituenti il terreno e la loro percentuale in peso vengono confrontati al fine di valutare la possibilità di moto delle particelle più fini all'interno dello scheletro solido.

Dagli esempi è emerso che terreni uniformi e ben assortiti presentano una maggiore stabilità. Terreni con curva granulometrica molto eterogenea o *gap-graded*, ovvero curve granulometriche in cui mancano alcuni diametri, sono generalmente instabili. In questi terreni la “coda” della curva granulometrica, ossia la frazione più fine, può essere asportata anche in presenza di forze di filtrazione ridotte.

Ulteriori valutazioni sono poi necessarie per stabilire se lo scheletro solido è in grado di conservare la stabilità anche dopo la rimozione della frazione fine.

Risultati

In questa tesi sono state condotte delle analisi numeriche per lo studio del moto di filtrazione nella fondazione arginale, al variare delle quote idriche nel corso d'acqua e della stratigrafia del terreno. Dai risultati ottenuti si possono formulare alcune osservazioni, illustrate di seguito.

- Nel caso di stratigrafia composta da terreno granulare omogeneo, la differenza di carico idraulico tra corso d'acqua e quota di falda a campagna si dissipa lungo il percorso di filtrazione. Se la lunghezza di tale percorso non consente un'adeguata perdita di carico, si possono innescare fenomeni di sifonamento al piede arginale o meccanismi di *piping*, ovvero un'erosione retrogressiva in fondazione. La misura della severità del fenomeno è data dall'entità del flusso che si sviluppa in fondazione, dal gradiente medio e dal gradiente d'uscita, valutato in corrispondenza al piede arginale. In questa condizione, i gradienti d'uscita ottenuti dal modello numerico sono piuttosto modesti, soprattutto nel caso della situazione stratigrafica e geometrica considerata per il fiume *Brenta*, grazie alla maggiore lunghezza del percorso di filtrazione.
- Nel caso in cui il terreno sia costituito da materiale granulare a diversa permeabilità è necessario porre attenzione all'andamento dell'altezza piezometrica in fondazione. In particolare è stata valutata la condizione in cui uno strato di terreno granulare a diretto contatto con l'alveo del corso d'acqua sia sovrastato da uno strato a minore permeabilità che si

estende verso campagna. In queste ipotesi, lo strato a minore permeabilità presenta un ostacolo al normale sviluppo del flusso, di conseguenza alla sua base si possono generare incrementi di pressione neutrale da verificare nei confronti di fenomeni di sifonamento al piede (*heave*) e di *piping*.

- Se la fondazione arginale è costituita da un primo strato argilloso e successivi strati di materiale granulare, è importante eseguire delle indagini con l'obiettivo di individuare lo spessore dello strato, la continuità e il grado di permeabilità. Nel caso in cui tale terreno sia presente anche in corrispondenza all'alveo del corso d'acqua, la modesta permeabilità che lo caratterizza riduce l'entità del moto di filtrazione che si può instaurare in fondazione, incrementando la sicurezza nei confronti dei fenomeni erosivi.

Si è inoltre valutato il caso in cui la continuità di tale strato non sia certa, e il sottostante terreno a maggiore permeabilità sia interessato da moto di filtrazione. In queste ipotesi, è necessario valutare le pressioni che si sviluppano alla base dello strato poco permeabile in corrispondenza al piede arginale a lato campagna. Si può infatti creare la condizione di acquifero confinato, con sviluppo di elevate pressioni verso l'alto che provocano il sollevamento e la rottura dello strato a matrice argillosa e la conseguente possibilità di innesco di fenomeni erosivi con asportazione di materiale dagli strati sabbiosi. Questa ipotesi, valutata nel caso del fiume *Frassine*, ha portato alla stima di gradienti molto elevati, non compatibili con le condizioni idrauliche generalmente riscontrate.

È stata poi analizzata la vulnerabilità delle sezioni arginali tipo nei confronti di fenomeni erosivi che interessano la fondazione. Le sezioni sono state valutate con i classici metodi di *Bligh* e *Lane*, che hanno fornito dei risultati in termini di gradiente medio critico. Pur considerando opportuno un approfondimento su quelle che sono le caratteristiche dei terreni di fondazione, si sono determinati coefficienti di scorrimento leggermente inferiori a quelli generalmente utilizzati in corrispondenza alla quota di massima piena.

Alle medesime sezioni sono stati applicati anche i più recenti studi condotti da *Sellmeijer* nei *Paesi Bassi*. I risultati forniti dalla formula sono espressi in termini di altezza critica, ossia la differenza di quota idrica fra corso d'acqua e piano campagna che causa il pieno sviluppo di fenomeni erosivi. L'analisi condotta con questo approccio ha portato a definire un maggior grado di affidabilità delle sezioni oggetto di studio.

Conclusioni

Questa tesi ha come oggetto di studio i fenomeni di erosione in fondazione arginale, la cui formazione dipende dalla stratigrafia del terreno, dall'andamento dei livelli idrici nel corso d'acqua e dalla lunghezza del percorso di filtrazione.

L'innesco e la propagazione di questi fenomeni erosivi sono attualmente oggetto di studio e non sono stati ancora sviluppati dei modelli esaustivi della complessità del meccanismo.

Dalle analisi numeriche condotte è emersa la necessità di determinare alcuni parametri geotecnici con un elevato grado di accuratezza. Per ottenere un modello del moto di filtrazione attendibile, è fondamentale la valutazione del coefficiente di permeabilità. In questa tesi, tale parametro è stato determinato in condizioni sature con prove mediante permeametro a carico variabile per alcuni strati, in altri è invece stato ricavato a partire dalla curva granulometrica. Ulteriori studi sono auspicabili per la definizione della permeabilità al variare del grado di saturazione, in modo tale da simulare la progressiva filtrazione nel corpo arginale al crescere della piena.

I modelli presenti nel testo sono stati realizzati considerando sezioni arginali e quote idriche di alcuni fiumi veneti. Un miglioramento dello studio del moto di filtrazione può essere realizzato accoppiando alla modellazione del terreno, l'andamento reale delle quote idriche e la loro permanenza nel tempo, al fine di

Conclusioni

valutare il grado di saturazione del corpo arginale. La conoscenza delle quote di falda a piano campagna e a diverse profondità, realizzabile attraverso la posa in opera di piezometri, consente da un lato di ricavare delle informazioni da inserire nel modello e dall'altro può essere un mezzo utile per la validazione del medesimo.

I principali approcci di tipo teorico attualmente utilizzati per valutare la sicurezza di una sezione arginale nei confronti del meccanismo erosivo definito con il termine di *piping*, sono i criteri di *Bligh* e *Lane*. Essi consentono una prima stima della vulnerabilità della sezione. La semplicità delle formule e l'esiguo numero di parametri geotecnici richiesti ne hanno permesso un'ampia diffusione. I criteri si basano sull'ipotesi di materiale in fondazione omogeneo e non permettono quindi di considerare un terreno stratificato. Inoltre, il coefficiente di sicurezza non è chiaramente espresso, ma è implicito nella definizione del fattore di scorrimento, il quale presenta valori diversi a seconda della tipologia di terreno ed è stato ricavato da dati sperimentali condotti dagli autori.

Più recentemente, il modello di *Sellmeijer* sviluppato nei *Paesi Bassi*, attribuisce un'importanza maggiore alla caratterizzazione geotecnica dello strato vulnerabile a fenomeni di erosione interna. Dall'analisi di sensitività condotta in questa tesi è emerso il maggior peso del diametro rappresentativo della granulometria del terreno e del coefficiente di permeabilità. Per la corretta applicazione del metodo è auspicabile quindi valutare con accuratezza questi parametri.

Per la validazione della formula, sono stati realizzati dei modelli sperimentali sia in scala che a dimensione reale, all'interno di un progetto nato nei *Paesi Bassi* per la valutazione del sistema arginale nazionale. Gli esperimenti sono tuttora in corso, e sino ad oggi i test sono stati limitati a terreni sabbiosi piuttosto omogenei. I risultati suggeriscono una buona corrispondenza tra valori analitici e risultati reali nel caso di sabbia fine, mentre delle divergenze sono state registrate per le sabbie grossolane.

Nuovi test potrebbero individuare la causa delle differenze fra gli output del modello e i risultati sperimentali e permettere l'applicazione della formula anche a terreni più eterogenei.

In questa tesi, seguendo le indicazioni fornite in letteratura, si è utilizzato il d_{70} come valore rappresentativo della granulometria del terreno. Ulteriori valutazioni future potrebbero tuttavia individuare il diametro più rappresentativo, in funzione del tipo di terreno e del grado di uniformità.

Le analisi statistiche illustrate nella presente tesi hanno permesso di rappresentare l'incertezza relativa ai parametri geotecnici, e dovuta in parte alla naturale variabilità degli stessi e in parte legata alla mancanza di un numero elevato di prove. L'analisi ha condotto ad una valutazione della probabilità di rottura, la cui entità è da considerare sulla base delle informazioni geotecniche disponibili al momento della stesura della tesi. Un'elevata variabilità dei parametri, ad esempio nel caso della teoria di *Sellmeijer*, comporta un'eccessiva variabilità dell'altezza critica valutata dalla formula. Ulteriori indagini potrebbero condurre ad una riduzione dei valori attualmente calcolati.

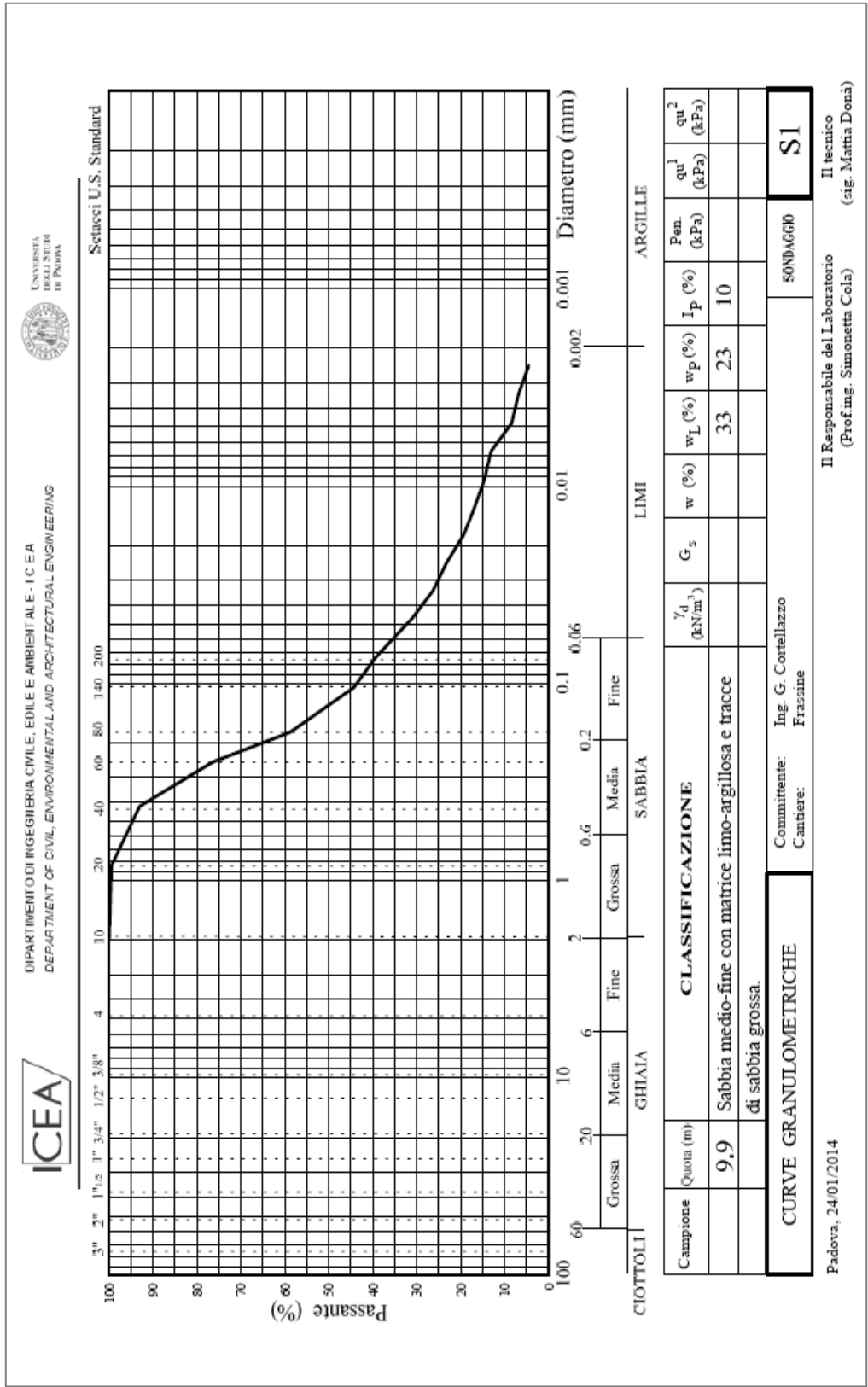
Ai modelli relativi ai fenomeni erosivi è inoltre opportuno accoppiare un'analisi della stabilità interna del terreno attraverso i criteri dei filtri per determinare la frazione potenzialmente vulnerabile all'erosione.

Dallo svolgimento di questo lavoro, è emersa l'importanza di prove in sito ed in laboratorio che consentano una ricostruzione accurata della stratigrafia e una stima quanto più possibile precisa dei parametri geotecnici, in modo da realizzare una ricostruzione realistica del comportamento del terreno in sito.

Appendice I

Nelle pagine seguenti sono riportate le curve granulometriche relative ai campioni di terreno prelevati da sondaggi eseguiti sugli argini del fiume *Frassine*.

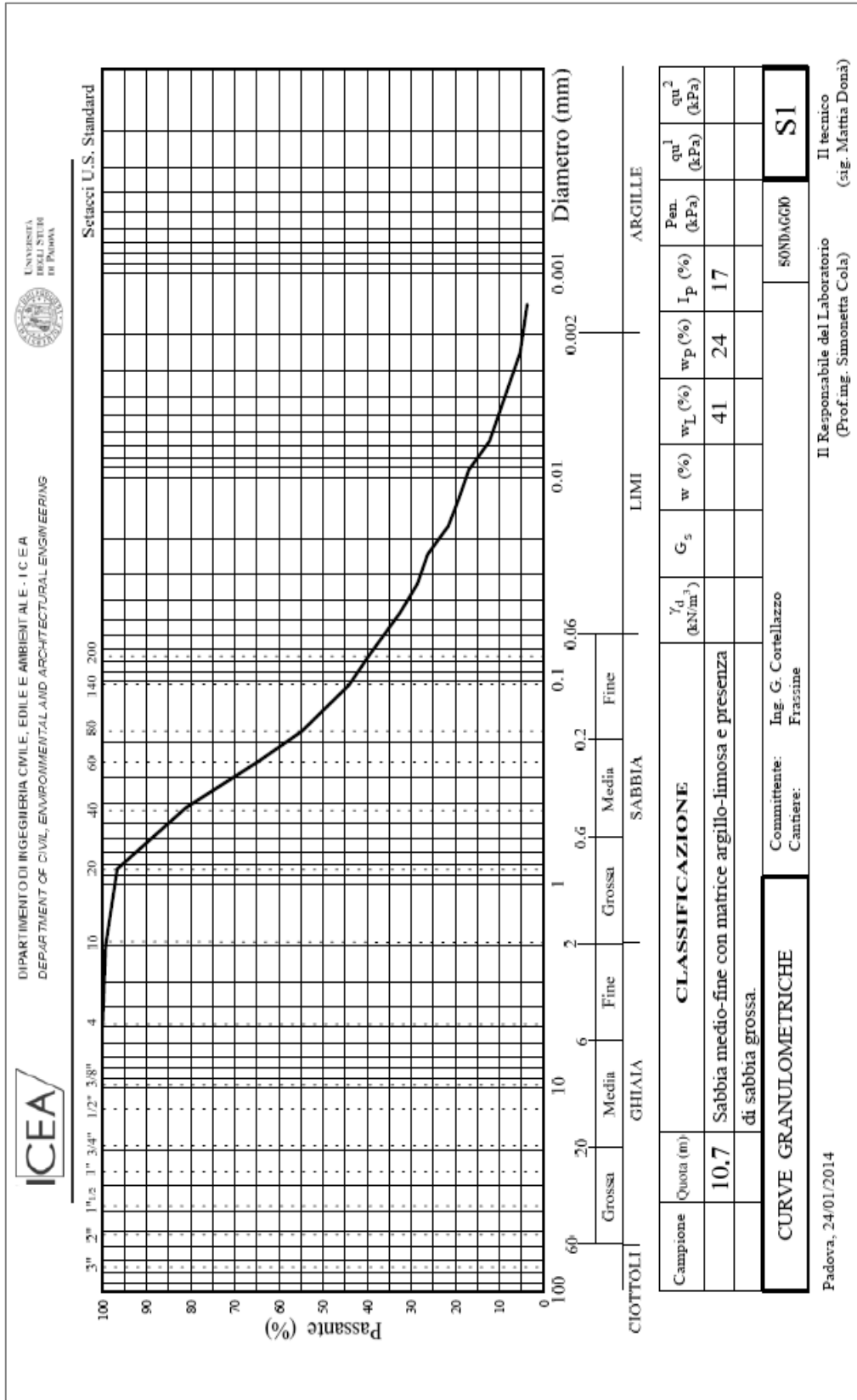
Le analisi granulometriche e la valutazione dei Limiti di *Atterberg* sono stati condotti nel *Laboratorio di Geotecnica* dell'*Università di Padova*.

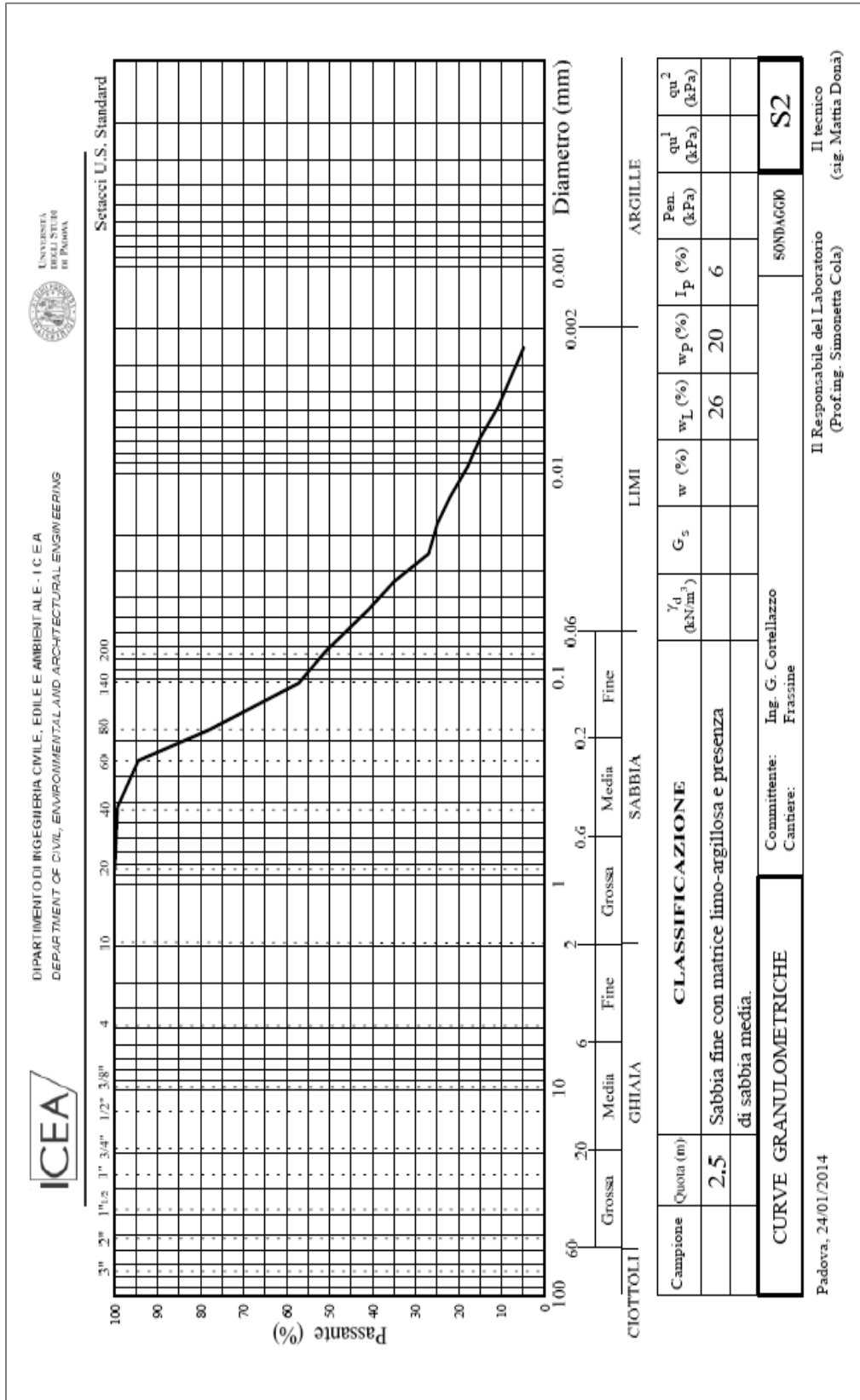


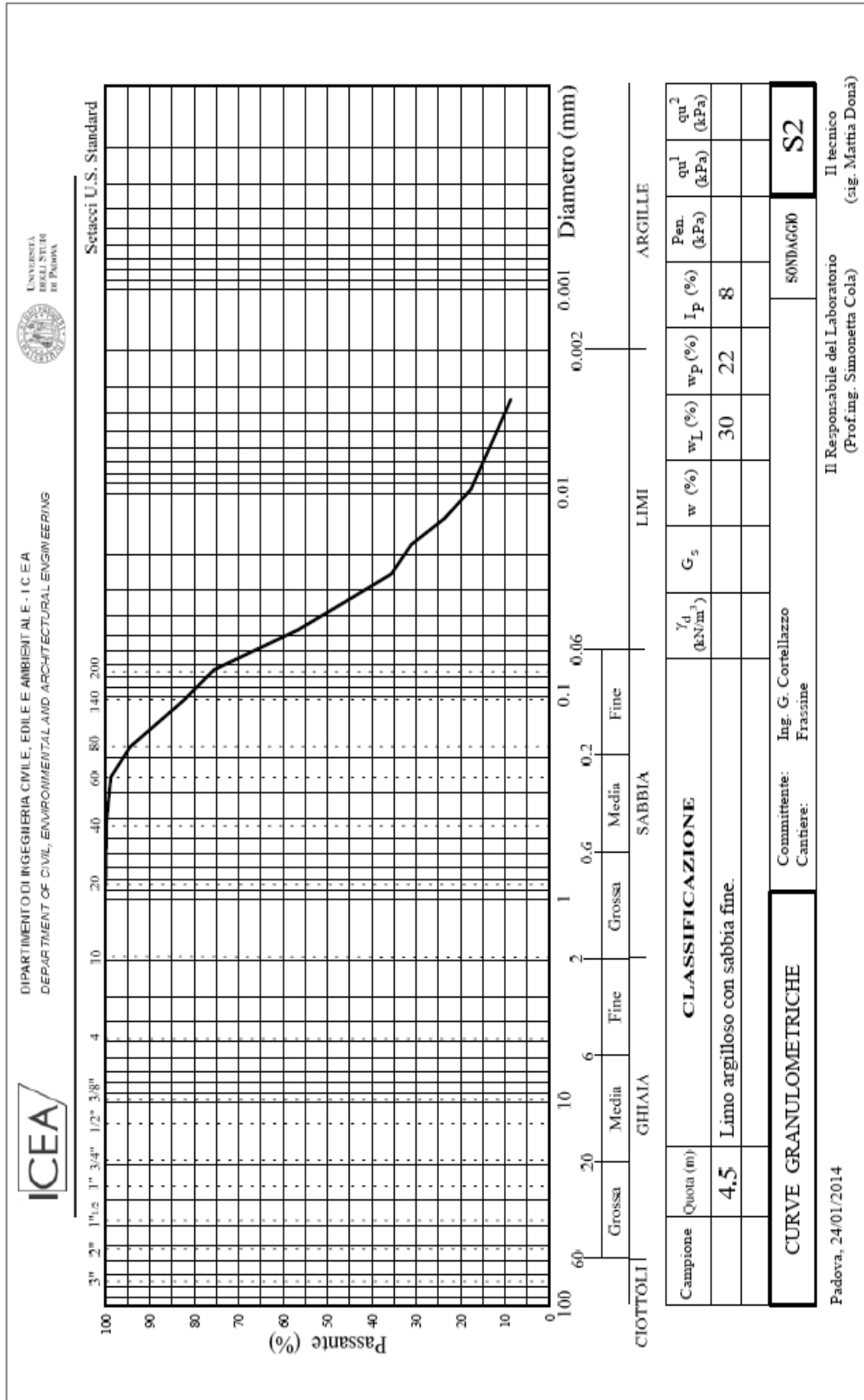
Padova, 24/01/2014

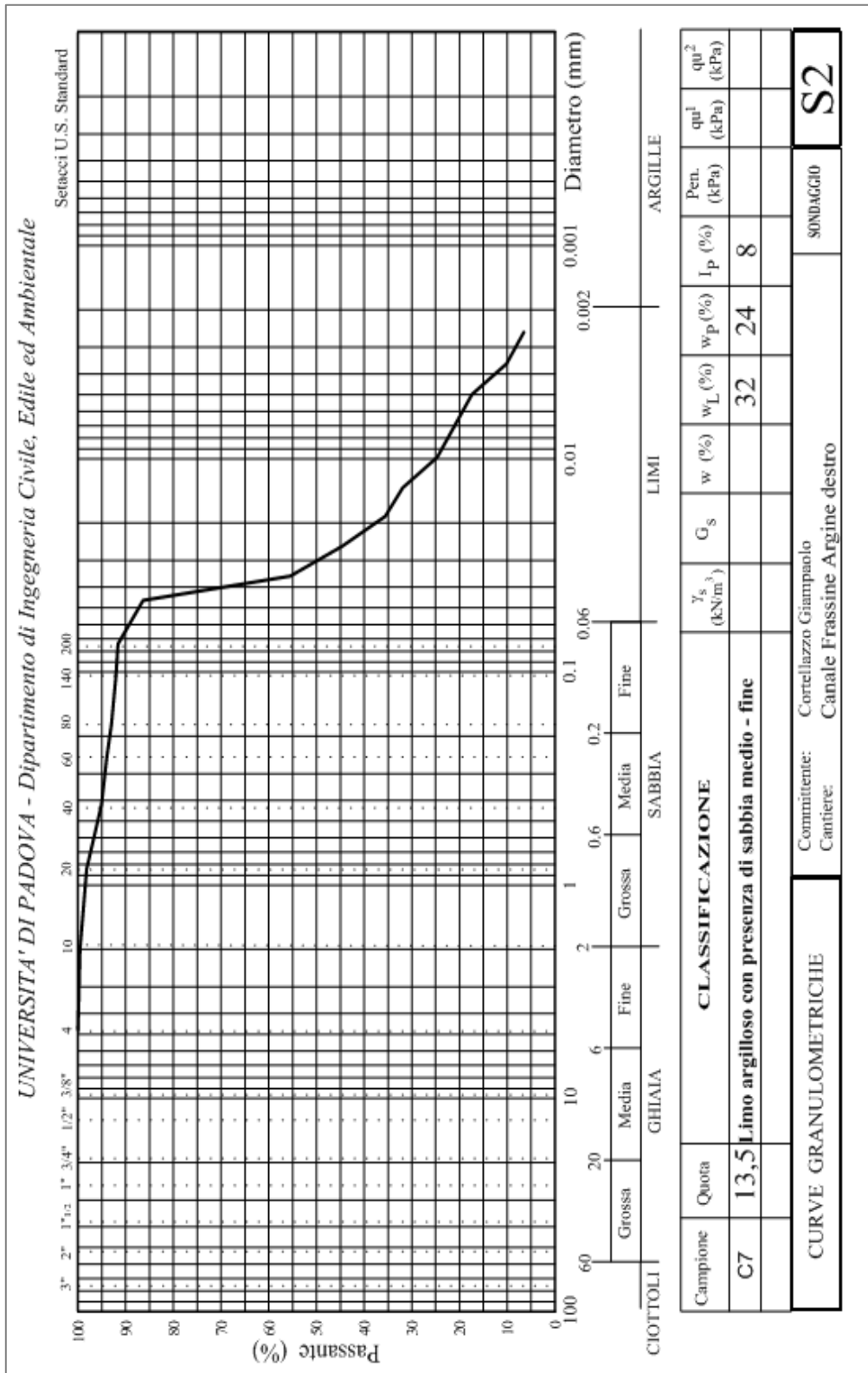
Il Responsabile del Laboratorio
(Prof.ing. Simonetta Cola)

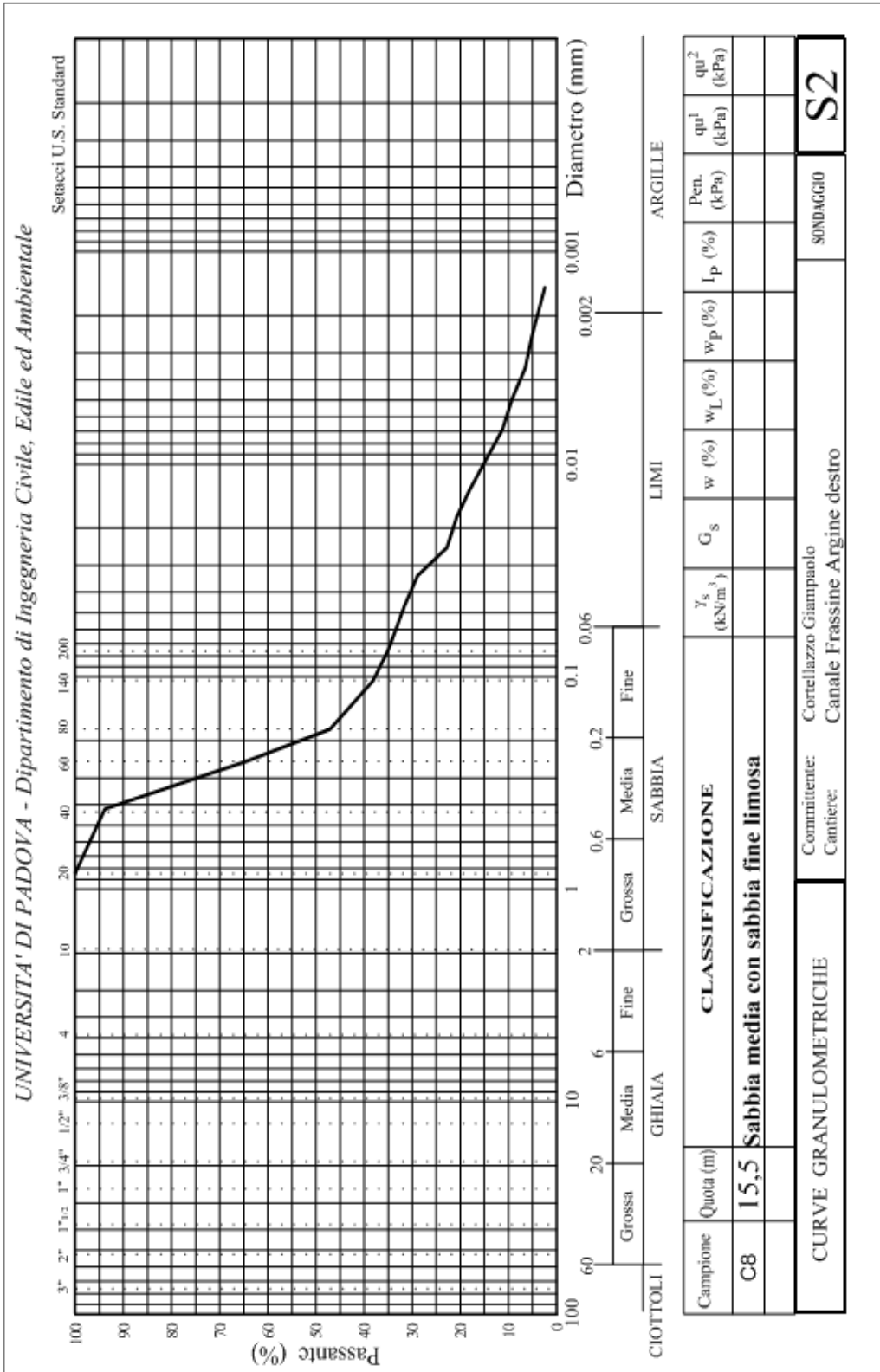
Il tecnico
(sig. Mattia Donà)

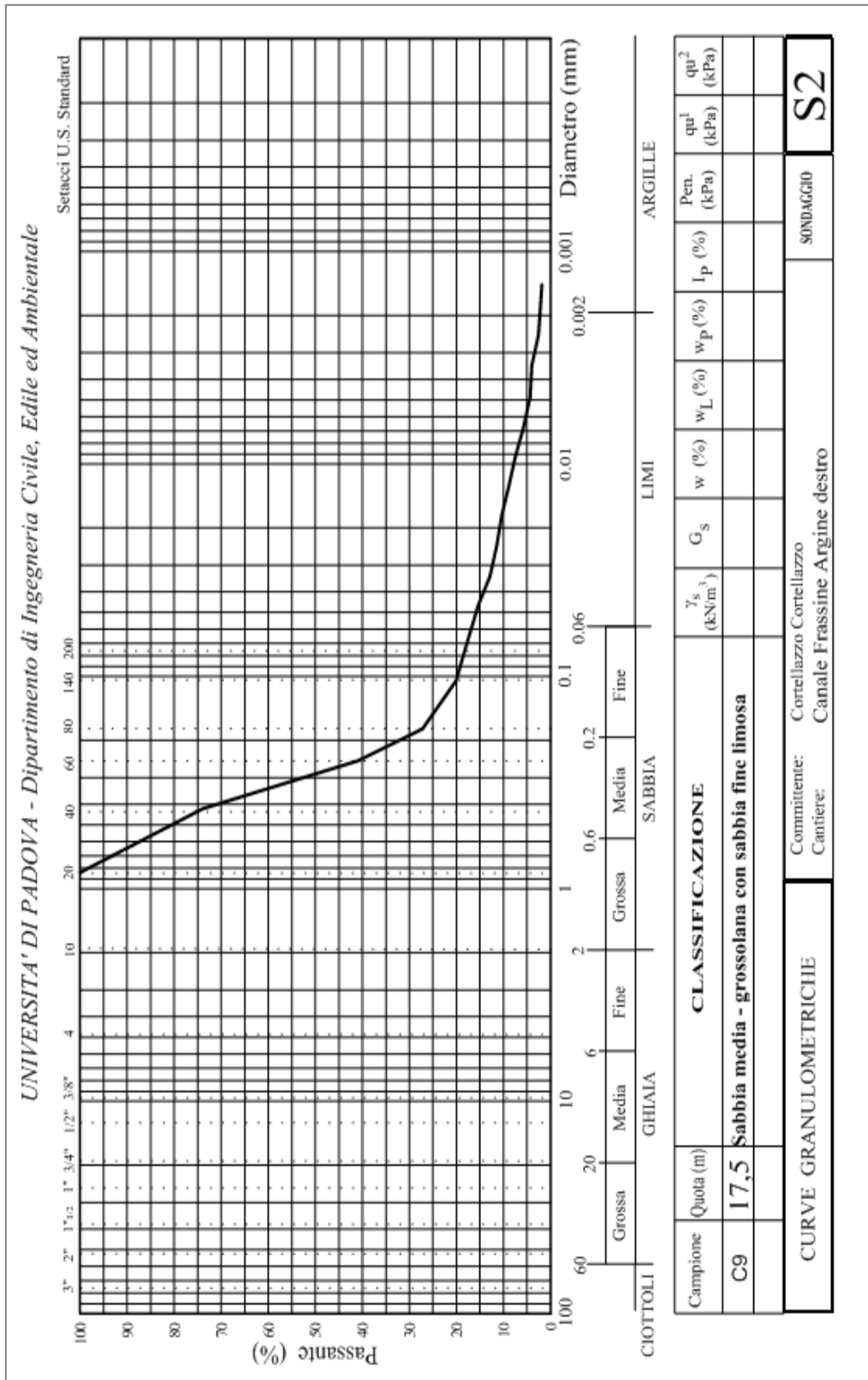












Elenco delle figure

Fig. 1.1: Meccanismi di rottura interna. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012].....	4
Fig. 1.2: Erosione interna nel corpo arginale causata da erosione retrogressiva. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012].....	5
Fig. 1.3: Erosione interna in fondazione causata da erosione retrogressiva. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012].....	5
Fig. 1.4: Erosione interna dal corpo arginale alla fondazione. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]	6
Fig. 1.5: Meccanismo di sollevamento in terreni granulari. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]	10
Fig. 1.6: Meccanismo di sollevamento in terreni coesivi. [Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual, 2012]	11
Fig. 1.7: Modello per lo studio del fenomeno di sollevamento. [TAW, 1999]	13
Fig. 1.8: Fasi dello sviluppo del fenomeno di piping. [Ammerlaan, 2007]	15
Fig. 1.9: Esempio di formazione di fontanazzi e protezione con sacchi di sabbia	16
Fig. 1.10: Modello di calcolo di Bligh per lo studio del meccanismo di piping [Ammerlaan, 2007].....	18
Fig. 1.11: Modello per lo studio del fenomeno del piping secondo Sellmeijer	20
Fig. 1.12: Modello di Sellmeijer per lo studio del fenomeno di piping . Grafico rappresentante il carico idrico in funzione del rapporto l/L. [TAW, 1999]	23
Fig. 1.13: Riduzione del carico idraulico nello strato permeabile a causa dello sviluppo del meccanismo di piping. [TAW, 1999].....	23

Elenco delle figure

Fig. 2.1: Area del dike ring nei Paesi Bassi e standard di sicurezza per il sistema arginale primario. [Hazenoot, 2008].....	26
Fig. 2.2: Fasi del fenomeno di piping. [Ammerlaan, 2007]	30
Fig. 2.3: Vulnerabilità di una sezione al fenomeno di piping. Metodo di valutazione olandese. [Ammerlaan, 2007]	31
Fig. 2.4: Vulnerabilità di una sezione al fenomeno di piping. Metodo di valutazione americano. [Ammerlaan, 2007].....	33
Fig. 2.5:Fenomeno di piping.Modello americano. [Ammerlaan, 2007].....	34
Fig. 2.6: Schematizzazione della sezione arginale per lo studio del moto di filtrazione. [USACE 2000]	36
Fig. 2.7: Tipica sezione arginale olandese. [Van der Meer et al.,2009].....	41
Fig. 2.8:Sezione arginale tipica secondo le prescrizioni USACE. [Van der Meer et al., 2009].	41
Fig. 2.9: Valore critico H assunto per la verifica del fenomeno di piping. Confronto USA-Paesi Bassi. [Ammerlaan, 2007].	43
Fig. 3.1: Capacity Demand Model. Analisi di stabilità. [USACE, 1999]	49
Fig. 3.2:Funzione di densità di probabilità e funzione di distribuzione cumulativa. [USACE, 1999].....	54
Fig. 3.3: Distribuzione normale o gaussiana.....	55
Fig. 3.4: Distribuzione log-normale	56
Fig. 3.5: Possibili definizioni dell'indice di affidabilità. [USACE, 1999].....	57
Fig. 4.1: Diagramma ad albero relativo al fenomeno di erosione interna in fondazione arginale	66
Fig. 5.1: Ortofoto dell'area in prossimità del fiume Frassine. [fonte: google.earth]	74
Fig. 5.2: Bacini idrografici e corpi idrici del Veneto. In azzurro è indicato il bacino Brenta-Bacchiglione, in rosso il fiume Frassine [fonte: arpa.veneto.it] 75	
Fig. 5.3: Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico dei fiumi Brenta-Bacchiglione. Carta della pericolosità idraulica. Tavola 96. In azzurro è indicato il fiume Frassine, in rosso il punto in cui è avvenuta la rottura arginale nel 2010.	76
Fig. 5.4: Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico dei fiumi Brenta-Bacchiglione. Carta della pericolosità idraulica. Tavola 97. In azzurro il fiume Frassine.	76
Fig. 5.5: Propagazione della piena del fiume Agno-Guà nel corso dell'evento del 30/10 – 5/11. Il cerchio indica approssimativamente il momento della rottura sul Frassine.[Regione veneto, ARPAV].....	78

Fig. 5.6: Rottura dell'argine destro del fiume Frassine nel 2010	80
Fig. 5.7: Inondazione delle zone in prossimità alla rottura arginale	80
Fig. 5.8: Ubicazione dei carotaggi e piezometri	82
Fig. 5.9: Sondaggio S1. Nel cerchio è indicato lo strato su cui si sono svolte indagini in laboratorio	84
Fig. 5.10: Quote di riferimento della sezione tipo del fiume Frassine. [m.s.m.m.]	88
Fig. 5.11: caso 1: fondazione arginale con terreno permeabile e sovrastante strato poco permeabile.	91
Fig. 5.12: caso 2: terreno di fondazione con acquifero permeabile in comunicazione con il corso d'acqua e sovrastante strato poco permeabile.	91
Fig. 5.13: Condizioni al contorno applicate al modello in SEEP/W	92
Fig. 5.14: Andamento del carico idraulico totale H in corrispondenza alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore	93
Fig. 5.15: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore	94
Fig. 5.16: Contour del carico idraulico H [m.s.m.m.] nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore	94
Fig. 5.17: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato argilloso nel caso in cui la quota di massima piena sia mantenuta per più giorni	95
Fig. 5.18: Andamento del carico idraulico H alla base dello strato argilloso nel caso in cui la quota di massima piena sia mantenuta per più giorni	95
Fig. 5.19: Andamento del carico idraulico totale H alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore	96
Fig. 5.20: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato poco permeabile nella condizione di moto transitorio dopo 24 ore	97
Fig. 5.21: Andamento del carico idraulico H alla base dello strato argilloso in 22 ore, 24 ore e condizioni stazionarie	97
Fig. 5.22: Confronto fra misure effettuate in sito con piezometri e modello SEEP/W	98
Fig. 5.23: Verifica SLU per sifonamento (HYD)	99
Fig. 5.24: Schematizzazione della sezione secondo il modello di Bligh	102
Fig. 5.25: Analisi di sensitività. Variazione del d70	107
Fig. 5.26: Analisi di sensitività. Variazione del coefficiente di permeabilità K	107

Elenco delle figure

Fig. 5.27: Analisi di sensitività. Variazione dello spessore dello strato di sabbia	107
Fig. 5.28: Confronto fra i valori del gradiente critico medio ottenuti da Bligh, Lane, Sellmeijer	109
Fig. 5.29: esempio di funzione di distribuzione di probabilità con la quale sono stati rappresentati i parametri geotecnici	111
Fig. 5.30: Funzione di distribuzione cumulativa del dislivello critico ΔH_c	112
Fig. 6.1: Bacino idrografico dei fiumi Brenta e Bacchiglione. [fonte: Piano di gestione dei bacini idrografici delle Alpi Orientali].....	116
Fig. 6.2: Sistema di canali tra i fiumi Brenta e Bacchiglione [fonte:Wikipedia.org]	117
Fig. 6.3: Fiume Brenta. a)Ponte degli Alpini a Bassano del Grappa (VI) b) Riviera del Brenta a Dolo (VE).....	118
Fig. 6.4: Idrogramma di piena e precipitazioni ragguagliate alla sezione di Bassano durante l'evento di piena del 1966. Stima dell'Ufficio Idrografico del Magistrato alle Acque di Venezia	120
Fig. 6.5: Idrogramma di piena del fiume Brenta in diverse sezioni relativo all'evento di piena del 1966 in ipotesi di assenza di opere di regolazione [fonte: Autorità di Bacino, 2008]	121
Fig. 6.6: Carta della pericolosità idraulica, TAV 7, in prossimità di Piazzola sul Brenta (PD). Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione.	123
Fig. 6.7: Sezione tipo del fiume Brenta. Quote fornite in m.s.m.m.	124
Fig. 6.8: Curva granulometrica di un campione di terreno prelevato in fondazione arginale del fiume Brenta. Profondità -11.80 m dalla sommità arginale.	126
Fig. 6.9: Andamento del carico idraulico H alla base dello strato a minore permeabilità nel modello 1 in condizioni stazionarie e in condizioni di moto transitorio dopo 28 e 40 ore	131
Fig. 6.10: Andamento dell'altezza piezometrica alla base dello strato a minore permeabilità nel modello 1 in condizioni stazionarie e in condizioni di moto transitorio dopo 28 e 40 ore	131
Fig. 6.11: Andamento del gradiente d'uscita nel modello 1 in condizioni stazionarie e transitorie	132
Fig. 6.12: Andamento del carico idraulico H in fondazione al di sotto dello strato a minore permeabilità. Confronto fra l'ipotesi di terreno in fondazione saturo (modello 1) e parzialmente saturo (modello 4)	133

Fig. 6.13: Andamento del carico idraulico alla base dello strato poco permeabile, durante un evento di piena. A destra sono indicati i valori del carico idraulico in condizioni stazionarie per i diversi modelli	133
Fig. 6.14: Gradiente in uscita al piede arginale di valle nell'ipotesi di terreno in fondazione omogeneo (modello 3). Moto stazionario, livello idrico corrispondente alla quota di massima piena.....	135
Fig. 6.15: Gradiente in uscita. Confronto fra modello 1 (d=1,30m) e modello 3 (d=2,30 m). Condizioni stazionarie	135
Fig. 6.16: Gradiente d'uscita in prossimità del piede arginale a lato campagna per quattro diverse condizioni stratigrafiche. Ipotesi di moto stazionario	136
Fig. 6.17: Analisi di sensitività. Variazione del d_{70}	140
Fig. 6.18: Analisi di sensitività. Variazione del coefficiente di permeabilità K	140
Fig. 6.19: analisi di sensitività. Variazione dello spessore dello strato più vulnerabile al meccanismo di piping (d_{sand})	140
Fig. 6.20: Confronto fra i valori del gradiente critico medio ottenuti da Bligh, Lane e Sellmeijer	141
Fig. 6.21: Andamento della probabilità di rottura arginale per le quote idriche più elevate	143
Fig. 6.22: Sezione trasversale tipo del fiume Frassine e del Brenta	144
Fig. 7.1: Criterio di Kenney e Lau.[The International levee handbook, 2013]	151
Fig. 7.2: Metodo di Kézdy. Esempio di applicazione ad una curva granulometrica [Kovács, 1981]	152
Fig. 7.3: Esempio di curve granulometriche reali. Fiume Adige	154
Fig. 7.4: Applicazione del metodo di Kézdy. Argine del fiume Frassine. $z = -17,5m$	155
Fig. 7.5: Applicazione del metodo di Kézdy. Individuazione del diametro critico nei confronti di instabilità per soffusione.....	156
Fig. 7.6: Applicazione del metodo di Kézdy. Argine del fiume Brenta. Sabbia fine limosa	156
Fig. 7.7: Applicazione del metodo di Kézdy. Individuazione del diametro critico nei confronti di instabilità per soffusione.....	157

Elenco delle tabelle

Tab. 1.1: Valori del fattore di Creep secondo Bligh e Lane.....	19
Tab. 1.2: Limiti dei parametri. Sellemijer et al., 2011	24
Tab. 2.1: Gradiente - intensità fenomeno di filtrazione. [USACE, 2005]	35
Tab. 2.2: Formule per lo studio del meccanismo di uplift. Confronto Paesi bassi-USA.....	38
Tab. 2.3: Formule per lo studio del meccanismo di piping. Confronto Paesi Bassi-USA.....	39
Tab. 2.4: Criteri per la verifica di una sezione arginale al meccanismo di piping	40
Tab. 5.1: Massime altezze idrometriche raggiunte nel corso dell'evento e confronto con i dati storici. [Regione Veneto, ARPAV].	79
Tab. 5.2: Schema esecutivo dei piezometri.....	82
Tab. 5.3: Valori del coefficiente di permeabilità K ricavati dalla prova con permeametro a carico variabile.....	86
Tab. 5.4: Riferimenti geometrici della sezione tipo del fiume Frassine	87
Tab. 5.5: Parametri di riferimento	89
Tab. 5.6: Quote idriche progressive ipotizzate per l'analisi di tipo transitorio. 92	
Tab. 5.7: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento (HYD). [ENV 1997-1.Table A.17].....	100
Tab. 5.8: Verifica nei confronti del sifonamento (HYD) secondo l'Eurocodice 7. Caso 1 e 2 del fiume Frassine.....	100

Tab. 5.9: Valori dei parametri geotecnici introdotti nel modello di Sellmeijer	106
Tab. 5.10: parametri geotecnici del terreno definiti in modo stocastico: valore medio, deviazione standard, tipo di distribuzione di probabilità. Dove possibile, sono stati utilizzati valori forniti da indagini sperimentali (oss.).....	110
Tab. 6.1: Principali eventi di piena del fiume Brenta nel XX secolo, riferiti alla sezione di Bassano [fonte: Commissione De Marchi]	119
Tab. 6.2: Portate al colmo riferite all'evento di piena del 1966 per alcune sezioni del fiume Brenta [fonte: Autorità di bacino, 2008].....	121
Tab. 6.3: Quote di riferimento della sezione tipo, espresse in m.s.m.m.....	124
Tab. 6.4: Quote idriche progressive ipotizzate durante l'evento di piena.....	128
Tab. 6.5: Definizione delle caratteristiche a confronto nei diversi modelli: stratigrafia del terreno di fondazione, valori del coefficiente di permeabilità k [m/s] e quota della falda a piano campagna [m.s.m.m.]	129
Tab. 6.6: Verifica nei confronti del sifonamento (HYD) secondo l'Eurocodice 7. Modelli 1 e 2 relativi ad una sezione tipo del fiume Brenta	136
Tab. 6.7: Valori dei parametri geotecnici introdotti nel modello di Sellmeijer	139
Tab. 6.8: parametri geotecnici del terreno definiti in modo stocastico: valore medio, deviazione standard, tipo di distribuzione di probabilità. Dove possibile, sono stati utilizzati valori forniti da indagini sperimentali (oss.).....	142
Tab. 7.1: Criterio di stabilità alla soffusione espresso in termini di coefficiente di uniformità.....	150

Riferimenti bibliografici

- Ammerlaan, C., 2007. *Levees and levee evaluation. The Dutch and U.S. practice compared. Chapter 4.* Fugro Ingenieursbureau BV, Delft University of Technology
- Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione, 2008. *Progetto di piano stralcio per la sicurezza idraulica del fiume Brenta. Documento preliminare.* Delibera del Comitato istituzionale n.1 del 15.12.2008. G.U. n.55 del 07.03.2009.
- Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione, Autorità di Bacino del fiume Adige, 2010. *Piani di gestione dei bacini idrografici delle Alpi Orientali. 03 – Bacini dei fiumi Brenta e Bacchiglione.* Adottato con delibera in data 24.02.2010.
- Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione, 2012. *Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione. Relazione Tecnica.* Delibera del Comitato Istituzionale del 09.11.2012.
- Baecher, Gregory B., Christian, John T., 2003. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*". Wiley
- Berry, P. L., Reid, D., 1987. *An Introduction to Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York.

Riferimenti bibliografici

- Code of Federal Regulations, 2010. *Mapping Areas Protected by Levee*. Title 44, Section 65.10.
- *Dam safety risk analysis best practices Training Manual*, 2012. Chapter 26, Internal erosion. U.S. Bureau of Reclamation.
- Domeneghetti, A., 2012. *Modellistica idraulica-matematica per la definizione di strategie di mitigazione del rischio alluvionale*. Università degli studi di Bologna.
- EN 1997-1: 1994. *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General rules*. Section 10: Hydraulic failure.
- Fernandez Luque, R., Van Beek, R., 1976. *Erosion and transport of bed-load sediment*. Journal of Hydraulic Research 14 no. 2.
- Harr, Milton E, 1987. *Reliability-based design in civil engineering*. Dover Publications, Mineola (NY).
- Hazenoot, EC., Havinga FJ., et al., 2008. *The FLORIS-2 Project*. 4th International Symposium on Flood Defence. Toronto, Ontario, Canada.
- Jongejan, R., Maaskant, B., Ter Horst, W. et al. 2013. *The VNK2-project: a fully probabilistic risk analysis for all major levee systems in the Netherlands*. In: *Floods: From risk to opportunity book. IASH redbook*.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., 2002. *Probabilistic Design of Sea Dikes*. Bericht Nr. 877, Leichtweiss-Institut, Braunschweig, Germany.
- Kovács, G., 1981. *Seepage Hydraulics*. Development in water science, vol. 10, pp. 349-362. Elsevier. Amsterdam.
- Ministry of Transport, Public Works Directorate-General Water, 2005. *FLORIS study-Interim report*. DWW-2006-13. ISBN 90-369-5609-9
- Schweckendiek, T., Calle, O., 2012. *Smart levees. Updating piping reliability with head monitoring*. Flood control 2015. The Netherlands.
- Schweckendiek, T., Vrouwenvelder, A.C.W.M., Calle E.O.F., 2013. *Updating levee reliability with performance observations*. Structural Safety, Volume 47, March 2014, Pages 13-23.

- Sellmeijer, H., Lopez de la Cruz, J., Van Beek, V.M., Knoeff, H., 2011. *Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol 15, 8, pp. 1139-1154. Taylor & Francis, UK.
- Sellmeijer, J.B., 1988. *On the mechanism of piping under impervious structures*. Thesis, Faculty of Civil Engineering, TU Delft.
- TAW, 1999. *Technical Report on Sand Boils (piping)*. Technical Advisory Committee on Flood Defences. TuDelft. The Netherlands, March 1999; English version 2002.
- TAW, 2004. *Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken*. Technische Adviescommissie Waterkeringen, ISBN-90-369-5565-3.
- *The International Levee Handbook*, 2013. CIRIA, Ministry of Ecology, USACE. ISBN: 978-0-86017-734-0.
- USACE, 1999. *Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies*, Eng. Tech. Lett. 1110-2- 556, Washington DC.
- USACE, 2000. *Design and construction of levees*. Manual No 1110-2-1913. United States Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
- USACE, 2003. *Slope Stability Manual for the Army Corps of Engineers*. Manual No 1110-2-1902. United States Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
- USACE, 2005. *Design guidance for levee under-seepage*. Technical Letter No. 1110-2-569. United States Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
- USACE, 2010. *USACE process for the National Flood Insurance Program (NFIP) Levee System Evaluation*. Circular No. 1110-2-6067. United States Army Corps of Engineers, Washington DC, USA.
- Van der Meer, M.T., Woldringh, R.F., Knuuti, K., 2009. *Comparison of the Dutch and American levee safety approach*. ASFPM Conference, Orlando, USA.

Riferimenti bibliografici

- Van Western, C.J., 2005. *FLORIS study-Full report*. DWW-2006-014, ISBN 90-369-5604. DWW, Delft.
- Vorogushyn, S., Merz, B., Lindenschmidt, K.-E., Apel, H. *A new methodology for flood hazard assessment considering dike breaches*. *Water Resources Research*, Vol. 36, W08541, doi:10.1029/2009WR008475.
- Vrijling, J. K., van Gelder, P. H. A. J. M. 2000. *Probabilistic design*, lecture notes, University of Technology, Delft, Netherlands.

Siti di riferimento

- www.fema.gov/final-levee-analysis-and-mapping-approach
- www.floodcontrol2015.com/
- www.ijkdijk.nl/nl/
- www.leveehandbook.net/
- www.meteomerlara.com/articoli/frassine
- www.provincia.padova.it/protezione_civile. *Rischio idraulico. Indicazioni generali sullo stato dei corsi d'acqua del padovano.*
- www.usace.army.mil/Missions/CivilWorks/DamSafetyProgram.aspx
- www.usace.army.mil/Missions/CivilWorks/LeveeSafetyProgram.aspx