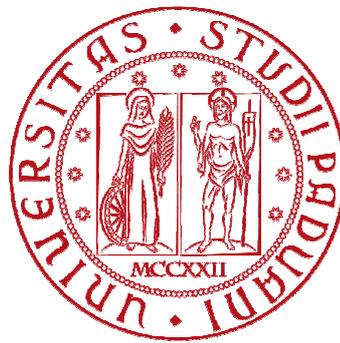


Università degli studi di Padova  
Dipartimento DICEA

***CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN  
INGEGNERIA CIVILE - Curricula GEOTECNICO -***



*“Studio teorico ed analisi, mediante metodi  
FEM/DEM Particellari, del fenomeno del Piping.”*

*“Theoretical study and FEM/DEM Particle analysis of Piping.”*

**Laureando: Giuseppe Pizzinat  
IC-1033804**

Relatore: Prof. Giampaolo Cortellazzo

Correlatore: Dott.ssa Antonia Larese De Tetto

Anno Accademico 2014/2015







# INDICE

Indice	pag.	i
<b>1. Premesse ed Obiettivo</b>	<b>pag.</b>	<b>1</b>
<b>2. Cenni sulla Difesa Idrogeologica del Territorio</b>	<b>pag.</b>	<b>5</b>
2.1. Premessa	pag.	5
2.2. Autorità e Interventi	pag.	6
2.3. Il Rischio Idrogeologico	pag.	8
2.4. Modi della Difesa	pag.	13
<b>3. I Rilevati Arginali</b>	<b>pag.</b>	<b>17</b>
3.1. Generalità	pag.	17
3.2. Indicazioni Progettuali e Gestionali	pag.	20
3.3. Materiali costituenti gli argini	pag.	22
3.4. Fenomeni di Dissesto Arginale	pag.	23
3.4.1. Sormonto Arginale	pag.	24
3.4.2. Rotture conseguenti a Moti di Filtrazione	pag.	26
3.4.2.1. Analisi e Modellazione di un caso di filtrazione arginale con il Software "Slide"	pag.	32
<b>4. Comportamento dell'Acqua nei Corpi Arginali e Moti di Filtrazione</b>	<b>pag.</b>	<b>35</b>
4.1. Caratteristiche e Comportamento dei Terreni Parzialmente Saturi	pag.	36
4.1.1. Il Terreno come Sistema a 4 Fasi	pag.	36
4.1.2. La Capillarità	pag.	37
4.1.3. Il Fenomeno della Suzione	pag.	40
4.1.3.1. Influenza della Suzione sulla Resistenza al Taglio	pag.	44
4.1.3.2. Curve di Ritenzione Idrica	pag.	47
4.1.4. Flusso d'acqua nei Terreni Non Saturi	pag.	50
4.1.5. Considerazioni	pag.	52
4.2. Moti di Filtrazione	pag.	53
4.2.1. Il Reticolo Idrodinamico	pag.	55
4.2.2. Effetti Meccanici dovuti ai Moti di Filtrazione	pag.	57
4.2.2.1. La Stabilità del Rilevato (Slope Stability)	pag.	59
4.2.2.2. Il "Piping"	pag.	61
4.2.2.3. L' "Heaving"	pag.	64
4.2.2.4. Il "Roofing"	pag.	66
4.3. Tecniche non invasive per l'identificazione di vuoti nel corpo arginale	pag.	68
4.3.1. Applicazione del Georadar per il Monitoraggio degli Argini	pag.	68
4.3.2. Funzionamento del Georadar	pag.	70
4.3.3. Individuazione delle Cavità	pag.	71
<b>5. Ricerca e Sviluppo sull'Erosione Interna</b>	<b>pag.</b>	<b>75</b>
5.1. Quadro concettuale del processo di erosione interna	pag.	75
5.1.1. Avvio dell'erosione interna	pag.	79
5.1.1.1. Incidenza delle proprietà del terreno	pag.	80

5.1.1.2.	Incidenza delle condizioni idrauliche	pag.	83
5.1.1.3.	Influenza della condizione di tensione critica	pag.	84
5.1.2.	Continuazione dell'erosione interna	pag.	85
5.1.2.1.	Filtrazione con uscita libera	pag.	85
5.1.2.2.	Filtrazione con uscita filtrata	pag.	86
5.1.2.3.	Filtrazione con uscita non erodibile	pag.	89
5.1.3.	Progressione dell'erosione	pag.	90
5.1.4.	Apertura di una breccia nell'argine	pag.	91
5.2.	Approccio 1 - Statistico/Probabilistico	pag.	93
5.2.1.	Uso di frequenze di accadimento storiche	pag.	94
5.2.2.	Conclusioni sull'Approccio 1- Statistico/Probabilistico	pag.	98
5.3.	Approccio 2 - Analisi Teorica/Sperimentale	pag.	99
5.3.1.	Valutazione del potenziale di instabilità interna	pag.	99
5.3.2.	Erosione retrogressiva	pag.	105
5.3.3.	Studio sull'energia cinetica del processo erosivo	pag.	108
<b>6.</b>	<b>Modellazione FEM/DEM - Particellare</b>	<b>pag.</b>	<b>113</b>
6.1.	Caso esaminato - Argine soggetto a filtrazione	pag.	113
6.2.	Il Software GiD - Kratos (Edge-based Level-set)	pag.	116
6.2.1.	Studio sulla modellazione del componente fluido	pag.	118
6.2.1.1.	Legge di resistenza per il fluido	pag.	118
6.2.1.2.	Tracciamento della superficie libera	pag.	120
6.2.2.	Accoppiamento Fluido-Trasporto Particellare	pag.	121
6.3.	Simulazione di filtrazione in un argine	pag.	125
6.3.1.	Costruzione del modello	pag.	125
6.3.1.1.	Modifiche al file "script" di calcolo in Python	pag.	132
6.3.2.	Risultati della simulazione	pag.	135
<b>7.</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>pag.</b>	<b>141</b>
	Riferimenti Bibliografici	pag.	145

*Ringraziamenti*





## 1- PREMESSE ED OBIETTIVI

I sempre più abbondanti periodi di piovosità che si abbattano sulla nostra penisola, ci devono indurre a porre attenzione alla Difesa di un Territorio sempre minacciato dall'insorgere simultaneo di dissesti idrogeologici, quali piene, esondazioni, frane e allagamenti, responsabili di danni a beni e/o persone.

Non vogliamo qui porre attenzione sugli eventuali cambiamenti climatici alla nostra latitudine e sulla mutazione del regime pluviometrico (di cui terremo conto usando idrogrammi di piena aggiornati), o sulla programmazione dell'uso del suolo e del rispetto della regola dell'invarianza idraulica nel nuovo sviluppo urbanistico, ma il presente lavoro di ricerca è incentrato sullo studio delle fenomenologie che possono inficiare la stabilità dei rilevati arginali a discapito della protezione idraulica del territorio, ovvero dell'incolumità fisica dell'uomo e dei territori in cui esso vive e produce.

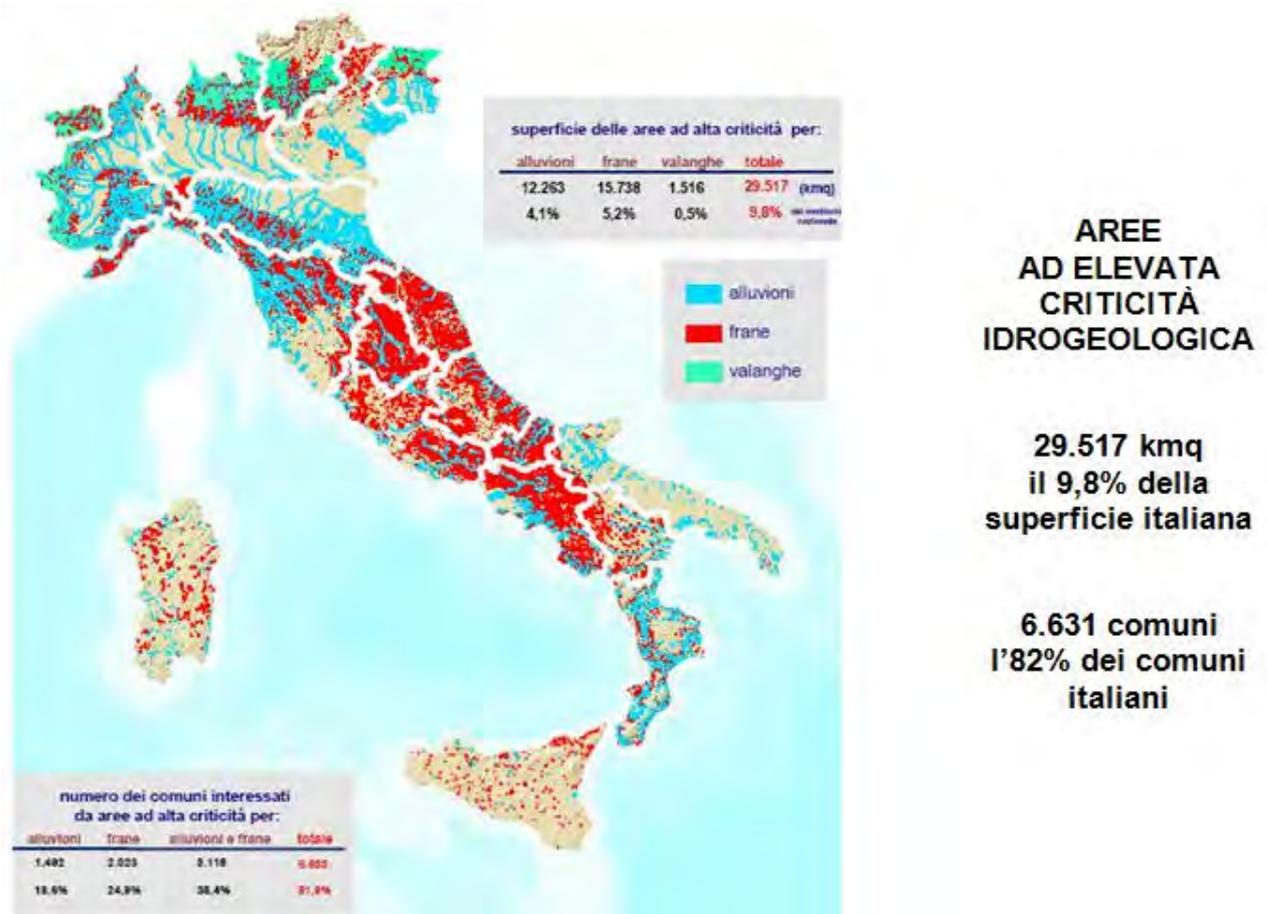
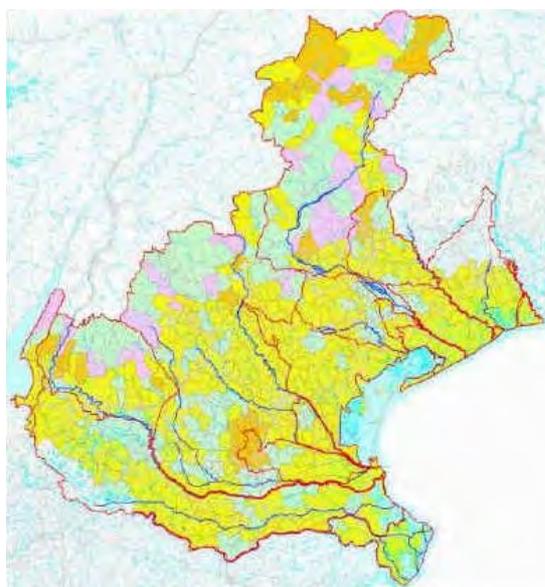


Fig.-1.1- Aree ad elevata criticità Idrogeologica a livello Nazionale. Ministero dell'ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, 2008.

Si possono osservare numerosi eventi recenti che hanno fatto registrare un importante surplus idrico, confermando il nuovo trend meteo/climatico degli anni 2000, che vede un netto incremento degli eventi precipitativi di una certa consistenza e durata; a titolo

d'esempio, le cronache hanno spesso parlato dell'alluvione del 31 Ottobre - 2 Novembre 2010, che ha comportato il manifestarsi di una profonda sofferenza idraulica e di diffuse situazioni di dissesto geotecnico in tutto il territorio regionale. Questo episodio si colloca tra i 2 o 3 eventi più intensi ed abbondanti che hanno colpito le zone prealpine e pedemontane del Veneto negli ultimi cinquant'anni. Rotte arginali, allagamenti e dissesti, sorti nei territori di tutte le province, fanno comprendere la vastità e la gravità di quanto successo.

Da ciò è emerso che probabilmente, la geometria, la composizione granulometrica e più in generale la struttura dei corpi arginali non garantiscono adeguati margini di sicurezza nei confronti di piene di questa entità, quali quelle verificatesi in occasione dei recenti eventi alluvionali.



**Fig.-1.2-** Primo Piano Straordinario delle Aree a Rischio Idrogeologico della Regione Veneto.

- Rosa: comuni con dissesti idrogeologici;
- Giallo: comuni con dissesti idraulici;
- Arancione: comuni con entrambi i tipi di dissesto;



**Fig.-1.3-** Esondazione del Frassine nella bassa Padovana, 2010.



**Fig.-1.4-** Esondazione del Bacchiglione a Caldogeno (VI) 2014.

In questo elaborato si vogliono analizzare alcuni gravi casi di cedimento arginale, che hanno causato una grave esondazione nei territori circostanti, o che ne hanno le potenzialità, da un nuovo punto di vista più approfondito e all'avanguardia.

I rischi conseguenti a situazioni di questo tipo derivano da un malridotto sistema di difesa di un territorio, che dalla realizzazione degli argini ad oggi, ha seguito una sostanziale evoluzione, dal punto di vista degli insediamenti urbani, commerciali, e dell'uso delle aree golenali. C'è inoltre da considerare il fatto che gli argini, classificati come opera di seconda categoria idraulica, hanno subito pochi interventi, se non quelli necessari per il loro ripristino in seguito ad eventi disastrosi, dando, invece, minor importanza all'aspetto manutentivo e di prevenzione dei rischi.

Oggetto del presente lavoro è l'analisi delle problematiche riguardanti le strutture arginali, dal punto di vista dei terreni costituenti la stratigrafia e del comportamento geotecnico del fenomeno che i più recenti studi hanno individuato essere la peggior causa di dissesti e collassi arginali, il Piping. Ci si soffermerà inoltre su una particolare sottocategoria del problema che parte dalla presenza dei diffusi cunicoli presenti a lato campagna che possono instaurare il particolare fenomeno del Piping retrogressivo, ancor più pericoloso.

L'elaborato quindi svilupperà una ricerca degli studi più moderni riguardante l'Erosione Interna e il Trasporto Particellare.

La tesi vuole inoltre confrontare il tutto con dei risultati ottenuti da una modellazione 2D. Si è scelto di usare un programma di calcolo all'avanguardia, il software KRATOS (Cimne production, fondato sul processore GID), con l'uso dei sotto programmi: Edge Based Levelset - CFD-CT. Si tratta di un programma FEM/DEM-Particellare, che ha la capacità di analizzare con più precisione dei programmi attualmente in uso, il fenomeno del distacco, del trasporto e dell'interazione particellare. Quindi è un programma capace di considerare gli eventi che seguono alla deformazione del terreno che fin'ora era considerata la fase ultima analizzabile nei calcoli di modellazione FEM.

L'elaborato si articola dunque in cinque macro-parti.

Nella prima parte si fa un richiamo generale ai rilevati arginali e ai possibili collassi che li possono interessare, considerando la dipendenza dalla stratigrafia e dal grado di saturazione del terreno.

Segue la parte che verte sulla descrizione del fenomeno principale che si analizzerà in questa tesi di laurea, il Piping all'interno del corpo arginale, con particolari approfondimenti su diverse casistiche di sviluppo.

Nella terza sarà oggetto di approfondimento la descrizione della più attuale ricerca relativa all'erosione interna dei rilevati, all'interazione particellare e al Piping retrogressivo. Verrà dunque proposta una spiegazione degli argomenti di ricerca odierni. Si noterà che ci sono 2 principali correnti di sviluppo moderno che vanno a considerare diversi aspetti del fenomeno. La quarta parte tratterà la scelta del programma di calcolo FEM/DEM-P, la spiegazione dello stesso e le conseguenti modellazioni progettuali dei rilevati arginali presi in osservazione.

Al termine le conclusioni, che verificheranno che la modellazione FEM/DEM-P, in evoluzione, dà la possibilità di muoversi anche nel campo dinamico dei problemi geotecnici, quindi di studiare i processi di filtrazione e i fenomeni erosivi.

Si riscontra quindi che ci viene permesso di raffinare, come meritano, i progetti di manutenzione delle opere in difesa di un territorio che ne abbisogna.

## ***2- Cenni sulla Difesa Idrogeologica del Territorio***

### **2.1. - Premessa**

Non ci soffermeremo qui ad esporre un richiamo specifico di tutte le opere ingegneristiche e gli interventi che concorrono alla Sistemazione Idrogeologica del Territorio, ma si ritiene giusto illustrare, a monte del presente lavoro di Ricerca, gli aspetti generali delle attività che occorre sostenere nella protezione idrogeologica del territorio che si illustrerà.

In questo elaborato si tratterà delle opere e degli interventi per la difesa dalle piene nei territori attraversati dai corsi d'acqua nel loro percorso di pianura.

Il problema della difesa dalle piene interessa, per lo più, il tratto medio-basso dei fiumi, per la maggior esposizione del territorio di pianura all'offesa idraulica, e richiede provvedimenti e opere generalmente ben diversi da quelli utilizzati per il tratto montano degli stessi corsi, per il quale si devono affrontare problematiche di diversa tipologia quali le colate detritiche in alveo.

Bisogna anzitutto sottolineare l'importanza del controllo dello sviluppo delle piene che possono innescare i fenomeni di allagamento dei territori adiacenti i corsi d'acqua, sia dal punto di vista tecnico che amministrativo, e come questo tipo di controllo può essere fatto.

Va detto che le piene hanno carattere aleatorio e che un evento avvenuto in passato può essere superato da un evento di intensità maggiore. Per tale motivo, lo studio delle piene non viene fatto in termini assoluti ma con riferimento ad un evento di assegnato periodo di ritorno, il cui data-base di riferimento viene costantemente aggiornato.

Ma come è normale per le grandi opere, le misure devono essere affrontate anche in termini economici basati sul confronto tra i costi di costruzione, gestione e manutenzione dell'opera e i benefici che si ottengono a seguito della sua realizzazione. Cosa ovviamente non facilmente stimabile vista la complessità nonché la difficoltà di quantizzare i danni producibili da un evento di piena riguardanti beni economici non sempre tangibili come la perdita di vite umane o il patrimonio artistico.

Come è noto dalla letteratura, le misure di intervento volte alla protezione idraulica del territorio soggetto al rischio di inondazione avviene seguendo due diverse metodologie:

- interventi di tipo "non strutturale";
- interventi di tipo "strutturale".

Gli interventi "non strutturali" sono interventi di carattere pianificatorio ed amministrativo, finalizzati alla riduzione dei danni conseguenti ad una piena senza intervenire direttamente sulla causa. Questi, difatti, prevedono la mappatura delle zone a

rischio di inondazione mediante piani stralcio di difesa dalle alluvioni elaborati dalle Autorità di Bacino; sviluppo di sistemi di telecontrollo degli eventi meteorici che, con l'ausilio di metodologie di trasformazione di afflusso in deflusso, consentono di conoscere in maniera puntuale l'entità della piena e conseguentemente, con un certo anticipo, di informare la popolazione dell'eventuale pericolo; programmi di assicurazione, finalizzati alla ricostruzione post-alluvione.

Gli interventi "strutturali" invece, di competenza ingegneristica, mirano in maniera diretta a modificare il carattere delle piene potenziali responsabili di inondazioni. Tali interventi sono a loro volta diversificabili in interventi estensivi ovvero identificabili con tipologie di intervento a scala di bacino ed interventi intensivi che provvedono al complesso di opere aventi come scopo quello di effettuare un'azione diretta sul corso d'acqua. Gli interventi strutturali hanno quindi l'obiettivo di modificare le caratteristiche degli eventi di piena a cui è assoggettata una determinata area inondabile, riducendo la frequenza delle alluvioni e abbassando i livelli di piena. Gli interventi su un corso d'acqua possono essere suddivisi in opere di regimazione e opere di sistemazione. Gli interventi di regimazione, finalizzati a trasformare-controllare il regime delle portate del corso d'acqua, comprendono le dighe, le casse di espansione, le arginature, i diversivi e gli scolmatori. Gli interventi di sistemazione (infrastrutture di difesa delle sponde e di stabilizzazione dell'alveo, riprofilatura del tracciato planimetrico, risagomatura delle sezioni) puntano, al contrario, a modificare e/o a consolidare l'alveo per il conseguimento di un assetto plano-altimetrico stabile.

Le due tipologie elencate non sono, tuttavia, in antitesi ovvero alternative tra loro, bensì si integrano al fine di raggiungere l'obiettivo principe, per cui esse vengono studiate ed analizzate, che è quello di cercare di garantire l'incolumità dell'uomo e conseguentemente tutelare i territori in cui esso vive.

## **2.2. - Autorità e Interventi**

Le leggi recenti in tema di opere idrauliche hanno modificato la distribuzione delle competenze tra Stato, Regioni ed Enti locali. Le modifiche hanno riguardato i profili amministrativi della materia idraulica nei diversi settori, assegnando ad attori diversi i compiti che in passato facevano capo allo Stato.

Le Autorità di Bacino sono state introdotte dalla Legge 18 maggio 1989, n. 183 che dettò Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.

Il carattere innovativo della legge 183/1989 è affermato con diverse proposizioni. Fra le principali sono da porre in evidenza: la classificazione dei bacini idrografici del territorio nazionale in regionali, interregionali e di rilievo nazionale; la istituzione, della cosiddetta Autorità di bacino con funzioni di coordinamento e programmazione; accanto, naturalmente, a molte altre norme per la creazione di speciali organi tecnici e amministrativi.

I bacini di rilievo nazionale sono sei: 1) Isonzo; Tagliamento; Livenza; Piave; Brenta-Bacchiglione; 2) Adige; 3) Po; 4) Arno; 5) Tevere; 6) Liri- Garigliano; Volturno.

Il Veneto è inoltre interessato dai bacini di rilievo interregionale: Fissero-Tartaro-Canalbianco e Lemene; e dai bacini di rilievo regionale: Sile, Pianura tra Piave e Livenza, Area scolante in Laguna di Venezia.

La difesa del suolo si persegue attraverso tre principali gruppi di attività: quella conoscitiva, quella della pianificazione e quella della attuazione degli interventi, comprendente cioè la gestione diretta dei bacini forestali, della bonifica, delle acque e dei sistemi idraulici territoriali.

È noto che l'Autorità di Bacino ha il prevalente compito di redigere il Piano di Bacino, cioè di svolgere una delle tre attività previste dalla legge, le altre due, cioè l'acquisizione delle conoscenze della morfologia dei bacini idrografici ed i monitoraggi idrologici ed idraulici, nonché l'attuazione degli interventi strutturali e non strutturali, la manutenzione forestale ed idraulica, la polizia idraulica, il servizio di piena ed il servizio di preannuncio, allarme e previsione delle piene, spettano oggi alle Regioni. Tali nuove competenze sono esercitate nell'ambito dei confini amministrativi delle Regioni e va riconosciuto che da tale punto di vista non è più assicurata l'unitarietà di governo dei bacini idrografici interregionali.

Il Piano di Bacino Idrografico, PBI, è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo e la diretta utilizzazione delle acque.

In attesa dell'approvazione del PBI, le Autorità di Bacino adottano misure di salvaguardia, immediatamente vincolanti e in vigore fino alla sua approvazione (comunque o per un periodo non superiore a 3 anni). Il PBI può essere redatto e approvato anche per sottobacini o per stralci relativi a settori funzionali.

Le finalità generali del PBI si inquadrano secondo tre settori:

- a) difesa idraulica e geologica dei bacini montani e della pianura (compresa la difesa costiera);

- b) tutela della qualità e della quantità delle risorse idriche del bacino (cioè la compatibilità degli usi delle acque superficiali e sotterranee)
- c) tutela dell'assetto ambientale degli ambiti acquatici e delle pertinenze fluviali.

Sono importanti le leggi che, in questi ultimi anni, sono state emanate con il fine principale di affrontare e mitigare il rischio idrogeologico. Si può iniziare questa rassegna ricordando anzitutto la Legge n. 183 del 1989 sulla difesa del suolo, che, dopo decenni di dibattiti, ha finalmente individuato nel bacino idrografico l'ambito territoriale in cui l'Autorità di Bacino redige il piano di bacino.

Dopo un decennio, durante il quale si è concretamente dato l'avvio al complesso impianto organizzativo e decisionale della difesa del suolo, ottenendosi i primi risultati, ma evidenziandosi altresì i limiti ed i difetti della norma, a seguito dei noti disastri accaduti in Campania, è intervenuta nel 1998 la Legge cosiddetta Sarno, poi seguita dalla Legge 365 del 2000 Soverato, che ha introdotto importanti cambiamenti procedurali e di contenuto.

Il Piano per l'assetto idrogeologico, il cosiddetto PAI, introdotto dalle nuove leggi, è l'importante novità di questi anni e costituisce quel piano che, in base a precise scadenze e procedure, si sta facendo in tutta l'Italia.

In sintesi, il nuovo concetto introdotto dal PAI è il seguente: poiché la difesa del suolo, con specifico riferimento agli interventi strutturali e non strutturali, sta segnando un certo ritardo rispetto alle aspettative della originaria legge 183, permanendo quindi negli anni una generale situazione di pericolosità e rischio idraulico e geologico, si deve intervenire in altro modo per gestire questa situazione; si deve cioè convivere con il rischio idrogeologico.

Il modo che la legge propone per assicurare tale convivenza è quello di fare scelte urbanistiche e di protezione civile in funzione della perimetrazione delle aree a rischio indicate dal PAI. Gli obiettivi e le procedure si possono riassumere nei seguenti 4 punti:

1. Perimetrazione e classificazione delle aree pericolose ed a rischio;
2. Prescrizioni idrogeologiche, urbanistiche e comportamentali;
3. Programmi di mitigazione del rischio;
4. Coinvolgimento diretto delle Province e dei Comuni alla definitiva adozione del PAI.

### **2.3. - Rischio idrogeologico**

La definizione delle aree a rischio è stata realizzata anzitutto redigendo le carte della pericolosità (idraulica e geologica), classificandola in diversi livelli (P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> e P<sub>4</sub>).

La pericolosità, come è noto, è la probabilità di accadimento degli eventi naturali (una frana, un'esondazione, ecc.). Alle carte della pericolosità si devono sovrapporre le carte degli insediamenti. Le nuove carte risultanti da tale intersezione prendono il nome di carte del rischio. Questo ( $R_1, R_2, R_3$  e  $R_4$ ) si può dunque esprimere simbolicamente come il prodotto della pericolosità ( $P$ ) per il danno ( $D$ ) arrecabile alle infrastrutture (avente quindi valore  $Val$  e vulnerabilità  $Vul$ ):

$$R = P \cdot D = P \cdot Val \cdot Vul$$

Il PAI fornisce sia precise indicazioni sulle azioni ammissibili nelle aree a rischio, sia indirizzi di pianificazione nelle aree pericolose, dove cioè non ci sono insediamenti.

In pianura è molto importante il problema della tenuta del complesso artificiale di difese idrauliche e delle arginature.

	<i>Pericolosità Idrogeologica</i>	<i>Pericolosità Idraulica</i>
<i>Classe di Pericolosità</i>	<i>Regime torrentizio e di transizione fluvio-torrentizio (corso non arginato). Condizione del bacino.</i>	<i>Regime Fluviale (Corso arginato)</i>
<i>P<sub>1</sub> - Bassa</i>	Stabile	Aree ubicate sotto il livello medio del mare o sottoposte a sollevamento meccanico. Aree storicamente sondate (bassa probabilità di inondazione: $Tr=500$ )
<i>P<sub>2</sub> - Media</i>	Poco dissestato	Aree interessate da livelli d'acqua maggiori di 1 metro (moderata probabilità di inondazione: $Tr=200$ )
<i>P<sub>3</sub> - Elevata</i>	Dissestato	Fascia posta a 150 m dal corpo arginale nelle aree interessate da fenomeni di esondazione (alta probabilità di inondazione: $Tr=30$ )
<i>P<sub>4</sub> - Molto Elevata</i>	Molto dissestato	Classe di pericolosità non considerata

Tab. 2.1 - Classi di Pericolosità

<i>Classe di Rischio</i>	<i>Effetti</i>	<i>Misure di Salvaguardia Interventi Permessi</i>
$R_4$	Perdite di vite umane, gravi danni edifici e patr. amb., distruzione attività economiche	Demolizioni senza ricostruzioni; Manutenzione ordinaria; Manutenz. ord. e str. OO.PP.; Opere sistemaz. Frane;
$R_3$	Problemi incolumità persone, danni edifici e patr. amb., interruzione attività economiche	Tutti i precedenti; Ristrutt. Edilizia senza aumento vol/sup e rischio; Ampliamenti per adeguamenti sanitari;
$R_2$	Danni min. edifici e funzionalità attività economiche, danni patr. amb.	Non definite;
$R_1$	Marginali danni sociali, economici e patr. amb.	Non definite;

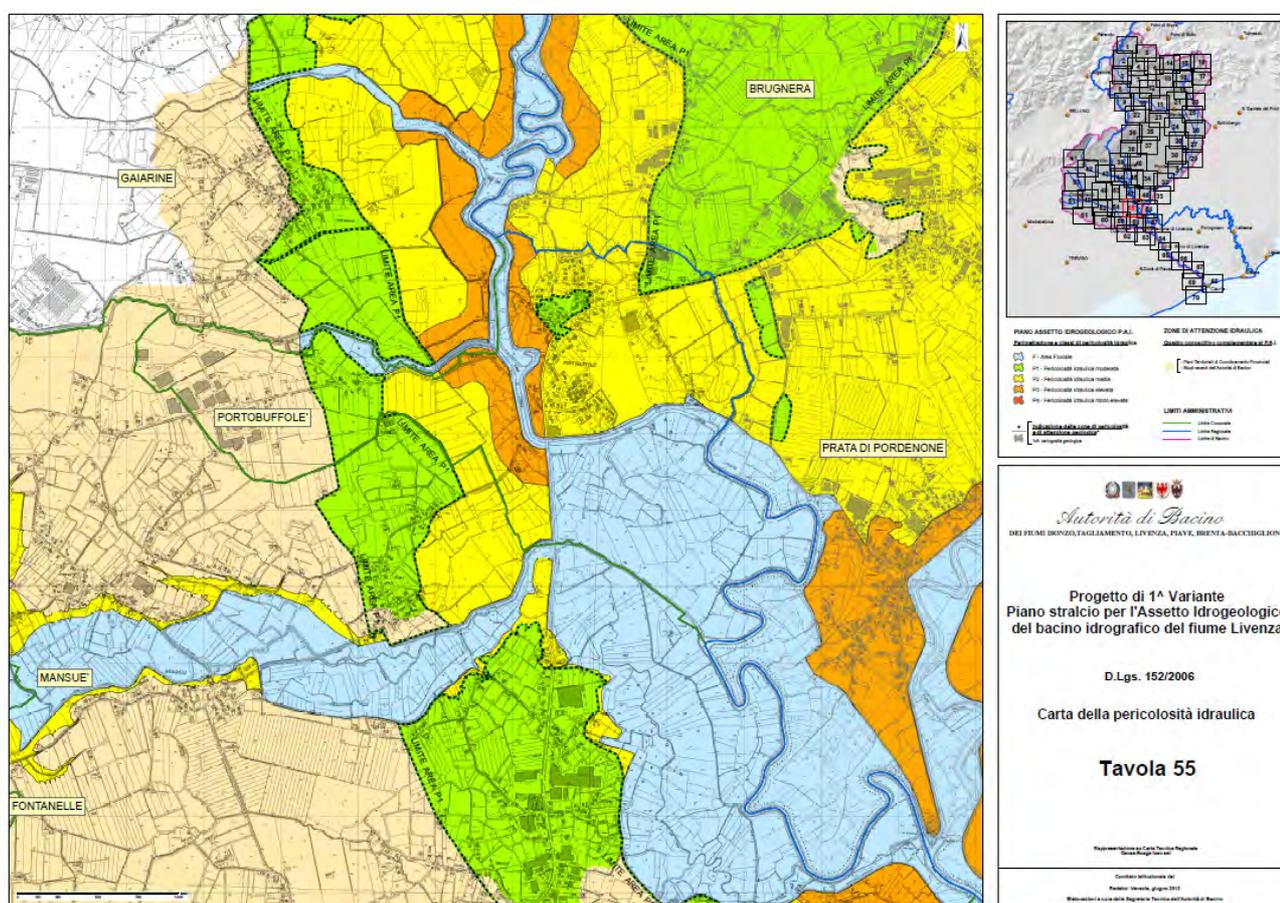
Tab. 2.2 - Classi di Rischio

Per i corsi d'acqua arginati, immediatamente a ridosso della rotta dell'argine, l'area è stata classificata  $P_3$ , mentre all'esterno, fino ad una altezza d'acqua di un metro, è stata

proposta una pericolosità  $P_2$ , più esternamente, dove il livello dell'acqua si può ritenere inferiore al metro e dove storicamente si hanno notizie di avvenuti allagamenti, la pericolosità è ritenuta minima e pari a  $P_1$ .

In montagna, possono verificarsi esondazioni di corsi d'acqua spesso privi di difese spondali, con portate che possono essere l'effetto di improvvisi rilasci a monte, per fenomeni di cedimenti di sbarramenti precari precedentemente prodotti da accumuli di materiali d'alveo, tronchi d'albero, rifiuti, ecc.

In questo caso, l'indicazione del PAI è quella di perimetrare le aree che storicamente sono esondate, classificando  $P_3$  una fascia di 150 metri all'esterno della sponda e  $P_2$  la restante area, estesa per un tratto a monte ed uno a valle fino ad un chilometro.



**Fig. 2.1** - Carta della Pericolosità Idrica - Bacino del Livenza. In figura il fiume Livenza nel Pordenonense.  
 Zone: azzurro: F (area Fluviale-Golenale); rosso: P4; arancione: P3; giallo: P2; verde: P1;

Per l'analisi della mitigazione del rischio, si può fare riferimento al grafico che in ordinata riporta la pericolosità  $P$ , e in ascissa il danno  $D$ . In base alla nota relazione sul rischio, l'accertamento di una data situazione è rappresentabile con un punto  $A$  sul piano  $P$ - $D$ . Il punto appartiene alla curva di iso-rischio, per esempio  $R_3$ , luogo dei punti che hanno lo stesso rischio al variare di  $P$  e di  $D$ .

La mitigazione del rischio  $R_3$  significa passare dal punto A ad un altro appartenente alla curva di iso-rischio inferiore, per esempio la  $R_2$ . Si possono seguire diversi percorsi. I due più schematici sono il caso di sola diminuzione del danno (segmento A-B, parallelo all'ascissa), ovvero la sola diminuzione della pericolosità (segmento A-C, parallelo all'ordinata). In tutti due i casi si ottiene lo stesso risultato: mitigare il rischio da  $R_3$  a  $R_2$ .

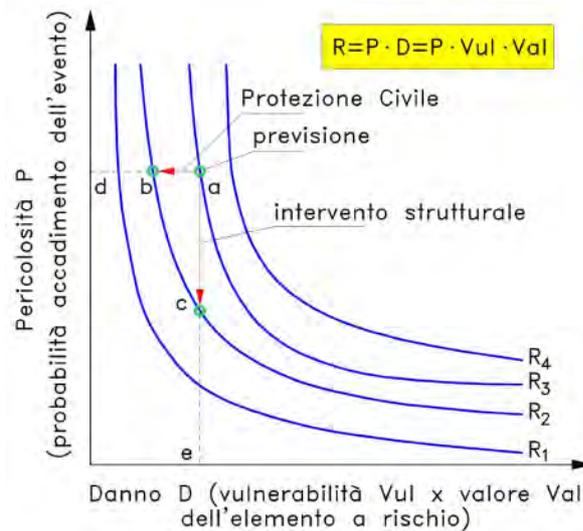


Fig. 2.2 - Grafico delle Curve IsoRischio.

La diminuzione a grande scala della sola pericolosità si può identificare con interventi strutturali, mentre la diminuzione del danno si ottiene con regole urbanistiche, norme non strutturali, diminuendo il valore e la vulnerabilità dei beni, ovvero con interventi strutturali localizzati, volti alla sicurezza del singolo bene.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) classifica il territorio nei seguenti termini:

- fascia A, fascia di deflusso della piena, costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente del deflusso della corrente per la piena di riferimento, costituita dall'insieme delle forme fluviali riattivabili durante gli stati di piena;
- fascia B, fascia di esondazione, esterna alla precedente, costituita dalla porzione di alveo interessata da inondazione al verificarsi della piena di riferimento; il limite di tale fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento ovvero sino alle opere idrauliche esistenti o programmate di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento);
- fascia C, area di inondazione per piena catastrofica, costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quella di riferimento.

Le diverse tipologie di danno possono essere così individuate:

- Danni derivanti dal semplice contatto del bene con l'acqua esondata: riguardano la quasi totalità dei beni mobili, beni artistici, opere d'arte, documentazione d'archivio, impianti di produzione e trasporto di energia, presenza di sostanze inquinanti di qualsiasi genere.
- Danni derivanti dall'azione dinamica delle acque di esondazione: riguardano sia i beni mobili che gli immobili, quali strutture di edifici, infrastrutture di trasporto (rilevati, manufatti di attraversamento stradali e ferroviari), impianti di produzione e distribuzione di energia, acquedotti, gasdotti, linee telefoniche, opere per la protezione idraulica del territorio (argini, opere di difesa longitudinali e trasversali in alveo), beni architettonici ed ambientali.

Il tema della tutela delle acque e del loro corretto uso è stato ripreso e trattato anche dagli organi della Comunità europea.

La Direttiva 2000/60/CE fissa il quadro delle azioni di protezione delle acque superficiali interne, delle acque di transizione, di quelle costiere e sotterranee.

La Direttiva prevede che gli Stati membri, definiti i bacini idrografici, provvedano all'istituzione di Distretti idrografici, accomunando i piccoli bacini a quelli di maggiore dimensione.

Ogni Stato doveva inoltre predisporre e pubblicare entro il 2009, e per ciascun distretto, il Piano di gestione del bacino idrografico, provvedendo ogni 6 anni al suo aggiornamento.

### Ripartizione del territorio nazionale in distretti idrografici (art.64 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n.152)



L'articolo 64 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n.152 prevede la ripartizione del territorio nazionale in otto distretti idrografici, elencando i bacini idrografici ad essi afferenti:

Fig. 2.3 - Ripartizione del territorio Nazionale in Distretti Idrografici.

Nella formulazione delle ipotesi si configura un'importante differenza tra le opere idrauliche e molte altre opere d'ingegneria. Essa nasce dalla circostanza che le prime sono destinate a regolare o utilizzare grandezze naturalmente variabili. Le quali possono essere ritenute e trattate come grandezze casuali. Per le seconde, le grandezze regolate o utilizzate possono invece definirsi in modo ben più determinato in forza di regolamenti o di normali criteri d'uso. In questa prospettiva, a titolo d'esempio, può dirsi che una portata di piena di un corso d'acqua - o, più in generale, ogni portata che vi defluisca - è da intendersi come un evento che ha una definita frequenza probabile di essere uguagliato o superato per quanto elevata (entro certi limiti) sia la portata stessa; cosicché anche le opere di contenimento per l'ufficio che svolgono sono legate a un'eguale dipendenza dal caso.

La classificazione di una strada, invece, definisce, per disposizione formale, i tipi e le caratteristiche dei carichi massimi che possono sollecitare i ponti che s'incontrano nel suo percorso: cioè l'evento estremo cui le strutture possano essere sottoposte.

I semplici esempi illustrati mettono in evidenza un differente modo di intendere la nozione di sicurezza nelle diverse opere d'ingegneria. In quelle idrauliche, in particolare, il riferimento a un evento, assunto come fondamento del progetto, divide il campo di quelli possibili in due, in uno dei quali l'opera svolge la sua funzione con pienezza di risultati, mentre nell'altro la sua efficienza si riduce a misura che l'evento si scosti da quello di riferimento.

È pertanto essenziale valutare il grado di rischio che ogni scelta comporta, in dipendenza stretta dalla natura dei problemi che l'opera si propone di risolvere.

In qualche circostanza, inoltre, le indagini non debbono solo limitarsi a considerare l'esposizione dell'opera, completa e funzionante, a eventi più gravi di quello di riferimento, ma anche stimare il grado di rischio cui è esposto il cantiere durante la costruzione in relazione alle disposizioni provvisorie previste dal costruttore.

## **2.4. - Modi della difesa**

Il regime della corrente dei corsi d'acqua di pianura è quasi sempre lento; e anche il trasporto solido è di norma ridotto e limitato ai materiali più fini.

La difesa di un'area esposta alle esondazioni di un corso d'acqua in piena può ottenersi essenzialmente in due modi:

- aumentando la sua capacità di portata;

- diminuendo la portata di piena che, con prefissata frequenza, transita nel tratto in esame;

L'aumento della capacità di portata dell'alveo può ottenersi in diversi modi. Il caso classico è il contenimento della portata di piena ottenuta con l'arginatura del corso d'acqua e con il sovralzato e ringrosso arginale.

La ricalibratura dell'alveo, o ampliamento della sezione, comporta la riduzione della velocità e quindi delle perdite di carico, con conseguente riduzione della quota liquida nella zona da proteggere. Quando l'ampliamento della sezione non sia possibile (per esempio per un corso d'acqua che attraversa un centro abitato), la riduzione delle perdite di carico può ottenersi con la diminuzione della scabrezza (e quindi aumento della velocità), provvedendo a una sistematica pulizia o rivestendo le sponde.

Un risultato analogo può conseguirsi con una rettifica fluviale o drizzagno, accorciando cioè il percorso del fiume a valle, con il taglio di una o più anse del fiume stesso.

In secondo luogo, la riduzione della portata può ottenersi invasando temporaneamente, in adatta capacità posta a monte, una parte del volume dell'onda di piena, per restituirla successivamente quando il valore della portata sia inferiore a quella che può transitare nell'alveo. Questo risultato si ottiene creando un serbatoio di piena, oppure se il serbatoio assolve anche ad altre funzioni, riservando una parte della sua capacità ai volumi di piena in una definita stagione dell'anno.

Un uguale risultato può conseguirsi anche utilizzando le capacità che un corso d'acqua talvolta possiede in prossimità dell'alveo, le zone golenali, ma anche terreni laterali esposti a inondazioni periodiche. Queste capacità sono definite casse d'espansione, che si differenziano dai serbatoi di piena per le diverse opere che creano la ritenuta, si tratta di diversi tipi di traverse in luogo delle dighe, e talvolta anche per la diversa distribuzione della capacità che può essere anche disposta su terrazzamenti in caso di territorio non pianeggiante.

Un altro modo per ridurre la portata è quello di derivarne, a monte, una sua parte per avviarla, con un'opera artificiale, ad un altro corso d'acqua o lago o mare, in grado di riceverla; oppure quello di costruire un vero e proprio by-pass della zona interessata, restituendo la portata derivata allo stesso corso d'acqua, ma in una sezione posta sufficientemente a valle, cosicché il rigurgito non si faccia sentire in modo apprezzabile nell'area da proteggere. Queste opere sono dette diversivi o canali scolmatori; la cui differenza, per alcuni autori, sta nel fatto che gli scolmatori entrano in funzione solo quando la portata nella sezione dell'alveo in corrispondenza dell'imbocco superi un prefissato valore, mentre i diversivi sono sempre in

funzione; mentre altri autori individuano la differenza nella circostanza che gli scolmatori scaricano in un recipiente diverso dal corso d'acqua da cui derivano, mentre i diversivi scaricherebbero nello stesso alveo, alquanto più a valle della sezione di prelievo.

E' assolutamente da sconsigliare la pratica di realizzare uno scolmatore, per poter ridurre, ed eliminare, il vecchio alveo in corrispondenza di un centro abitato, ricorrendo alla deprecabile pratica di copertura, tombatura, di quanto rimasto del vecchio alveo stesso.

E' di tutta evidenza che i provvedimenti possono essere più d'uno, combinati tra loro in modo da raggiungere al meglio il risultato desiderato.



### 3- I rilevati arginali

#### 3.1. - Generalità

I rilevati arginali vengono realizzati qualora sia necessario proteggere aree in cui il rischio idraulico, derivante da inondazioni, possa inficiare le normali attività che vi si svolgono, quali abitare e produrre. La realizzazione di un'arginatura va comunque attentamente valutata poiché tali interventi possono aumentare i rischi di esondazione a valle in quanto sottraggono aree alla laminazione delle piene.

Gli argini sono elementi artificiali costruiti in terra o in cemento. Nei tratti montano-collinari dei corsi d'acqua gli argini sono naturali, ripidi nella parte più vicina alla sorgente e bassi nella sezione collinare. Nei tratti pianeggianti gli argini sono alti, costruiti e mantenuti efficienti dall'uomo per evitare esondazioni.

Nella sezione trasversale di un corso d'acqua arginato si distinguono due zone di deflusso idrico: una zona detta "alveo di magra" circoscritta da piccoli argini detti "golenali" capace di contenere le portate ordinarie ed una zona detta "golena", circoscritta da grossi argini detti "maestri", che contiene il livello di massima piena.

L'insieme dell'alveo di magra e delle golene individua l'alveo di piena.

Mentre se, nella sezione fluviale, dovesse mancare la golena, l'eventuale argine presente sarebbe detto collocato "in frodo" ovvero sarebbe perennemente a contatto con l'acqua defluente nel fiume il che lo rende, però, più esposto all'azione erosiva della corrente idrica stessa.

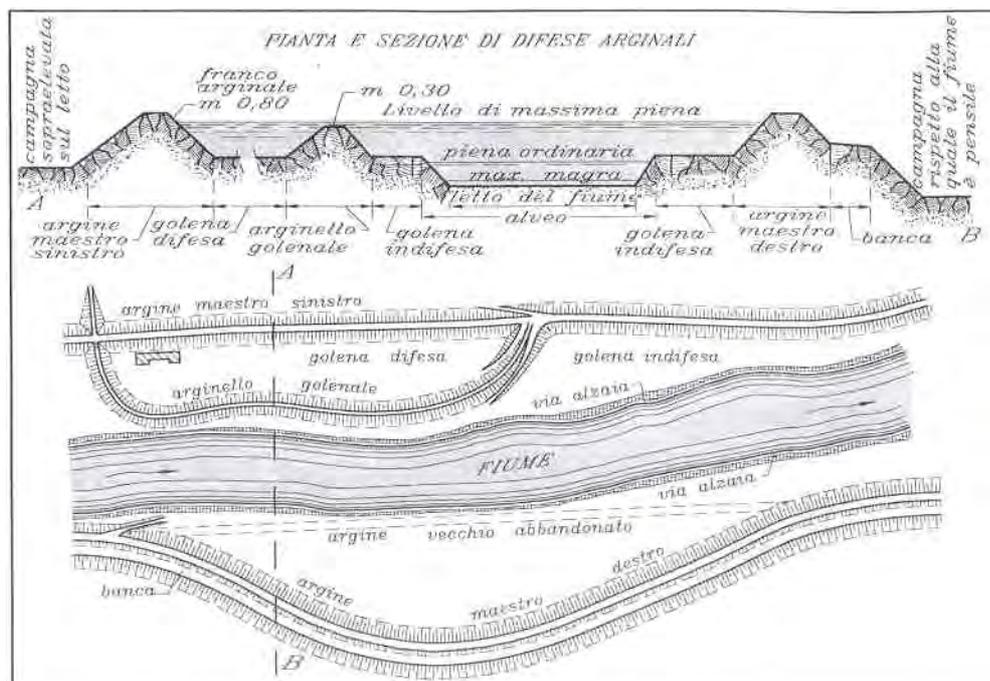


Fig. 3.1 - Nomenclatura Arginature (Pubblicazione Ministero dei Lavori Pubblici) - A;

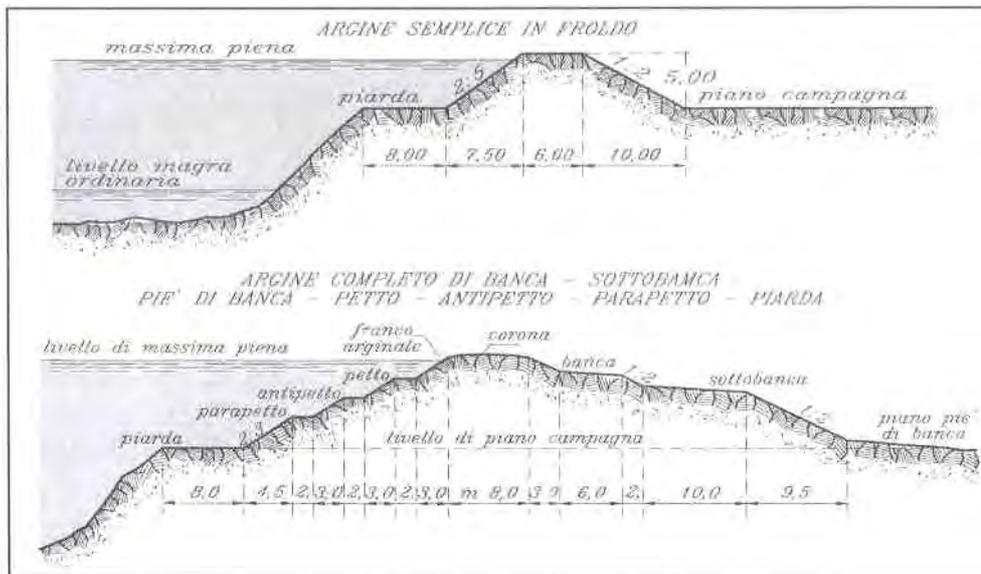


Fig. 3.2 - Nomenclatura Arginature (Pubblicazione Ministero dei Lavori Pubblici) - B;

Gli argini, sviluppandosi parallelamente ai corsi d'acqua per decine di chilometri, possono essere costruiti su qualsiasi tipo di terreno. Per tale motivo è preferibile costruirli in materiale sciolto, in quanto più idonei alle diverse tipologie di fondazioni sia dal punto di vista tecnico che economico. Ovviamente gli argini in terra, diversamente dagli argini in muratura, sono più vulnerabili all'azione erosiva della corrente idrica. Difatti, maggiore è la probabilità di rottura che può verificarsi a valle di un evento di piena per tracimazione e conseguente dilavamento oppure per sifonamento a causa di piene estese nel tempo. Eventuali straripamenti causerebbero notevoli allagamenti nel territorio circostante e ingenti danni a campi, abitazioni, strutture produttive, sedi stradali e ferroviarie.

Per la messa in sicurezza dei rilevati arginali rispetto a fenomeni tracimativi viene di norma fissata una quota di coronamento pari alla quota di pelo libero riferita alla piena centennale con una riserva di sicurezza rappresentata da un franco arginale assunto pari al (10÷15)% dell'altezza di progetto per tenere conto dell'abbassamento del terreno e del costipamento dell'argine. Mentre per assicurare l'opera rispetto al sifonamento, oltre che alla stabilità, va attentamente progettata la geometria della sezione trasversale. Questa, di forma trapezoidale per argini di altezza modesta ed eventualmente banchinata per altezze più importanti, deve garantire la copertura dell'eventuale superficie freatica che può stabilirsi nel corpo arginale a partire dalla quota di massima piena, affinché il rilevato sia preservato da pericolosi moti di filtrazione. Il paramento esterno deve essere sagomato in maniera tale che la linea freatica sia costantemente ricoperta da uno spessore di terreno non inferiore di (0,80÷1,00) m. Un criterio empirico di prima approssimazione, frequentemente utilizzato nella pratica e apprezzato dal Corpo del Genio Civile del Ministero dei LL.PP., è quello di

ipotizzare che la linea freatica abbia andamento rettilineo a partire dal livello di massima piena, con pendenza compresa tra 1/5 e 1/7.

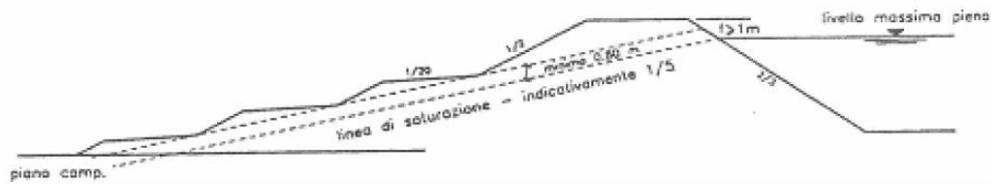


Fig. 3.3 - Linea di infiltrazione con pendenza costante;

Infine, per quanto riguarda la costruzione degli argini in terra, va detto che questi sono costituiti da terra omogenea e di medio impasto collocata in strati successivi di (50÷60) cm e costipata strato per strato. Difatti, se la costruzione avvenisse rapidamente si genererebbero elevate sovrappressioni neutre positive, che renderebbero la fase costruttiva critica nei confronti della stabilità del rilevato stesso. Per ovviare a ciò, è possibile adottare l'accorgimento di suddividere la costruzione del rilevato in più fasi successive. Affinché sia garantita la copertura della linea freatica, si fissa la pendenza del paramento lato campagna pari a valori prossimi a 1/2, mentre il paramento lato fiume ha pendenza variabile 1/2 o 2/3 per assicurare l'opera allo scivolamento. Come già detto, gli argini meno elevati (3÷4 m) sono senza banche, mentre quelli con altezze più importanti ovvero fino a (10÷12 m) sono banchinati ovvero presentano banche sulla scarpa lato campagna larghe almeno 3÷4 m, distanti tra loro in senso verticale non oltre 5 m e pendenza trasversale del 5% circa per evitare che si fermino le acque. Il coronamento ha una larghezza pari a 4÷5 m o maggiore in funzione dell'eventuale traffico manutentivo, deve avere una leggera convessità o una pendenza trasversale verso fiume del 2÷3 % per garantire lo scolo delle acque piovane.

I materiali con cui vengono realizzati i rilevati arginali sono costituiti da terra omogenea limosa e argillosa compresa tra tipi con un minimo contenuto di sabbia, pari a circa il 15% e tipi con un contenuto di sabbia che può superare il 50%. Questa opportuna mescolanza di sabbia e argilla rappresenta un'ottima soluzione per la realizzazione di un argine. Difatti, la sabbia garantisce la resistenza allo scivolamento mentre l'argilla preserva l'opera da eccessivi fenomeni di filtrazione.

Pertanto, le proprietà meccaniche richieste ad un materiale terroso perché sia idoneo per la costruzione di un argine sono:

- permeabilità modesta: non superiore a  $10^{-6} \div 10^{-8}$  m/s, per contenere i problemi legati ai moti di filtrazione;
- buona compattazione: assicura una maggiore tenuta e stabilità;

Appare, ovviamente, opportuno che anche il terreno d'appoggio dell'argine abbia buone caratteristiche meccaniche come quelle del rilevato; perché ciò sia possibile è buona norma sbancare parte dello strato superficiale (operazione di scotico) e sostituirlo con materiale idoneo. Questa operazione garantisce, tra l'altro, un opportuno collegamento dell'argine al terreno di fondazione evitando che si abbiano delle discontinuità.

### **3.2. - Indicazioni progettuali e gestionali**

I criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli argini sono regolamentati dalla recente NTC 2008, nel Cap. 6.8, che qui non si riporta.

Di fatto la progettazione di un rilevato prevede, a monte, uno specifico e dettagliato studio idraulico relativamente alla conoscenza del corso d'acqua che si vuole arginare oltre ad un attento e puntuale studio delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dalla costruzione dell'opera. L'operazione preliminare alla costruzione del rilevato è lo scotico ovvero la pulizia del terreno di fondazione dallo strato superficiale di terreno vegetale che presenta scarse caratteristiche geotecniche che mal si adattano a sopportare il peso dell'opera. In particolare, potrebbero verificarsi pericolosi cedimenti differenziali che ne inficerebbero il buon funzionamento. Se il terreno su cui poggia l'argine non è adatto a sostenere carichi, allora conviene allargare la base dell'argine per mezzo delle banche e conviene pure costruire l'argine in tempi successivi, avanzando con strati di materiale di 30-50 cm rialzandolo sino a completarlo. La costruzione del rilevato per strati successivi è richiesta anche perché il materiale possa essere opportunamente rullato e costipato; il costipamento avviene con un rullo vibrante, che a breve distanza può perdere di efficacia. La compattezza di un materiale viene fissata in base al suo contenuto d'acqua valutato preliminarmente con prove di laboratorio affinché si abbia il massimo costipamento del terreno (prova PROCTOR). E' evidente, quindi, l'importanza che riveste la scelta del materiale che costituisce il corpo arginale: deve possedere delle peculiari caratteristiche meccaniche affinché possa meglio preservarsi rispetto a fenomeni di erosione e deve anche essere facilmente reperibile in termini di materiale attingibile in loco per contenere gli oneri dovuti alla realizzazione. Inoltre deve essere valutata la stabilità dell'insieme manufatto terreno di fondazione sia nelle varie fasi costruttive che durante l'esercizio, nonché il calcolo dei cedimenti dovuti alle deformazioni dei terreni di fondazione e dei materiali costituenti il rilevato. L'analisi statica viene condotta ricercando tra le diverse superfici potenziali di rottura, generalmente assunte di forma circolare, quella a cui corrisponde il minimo valore del

coefficiente di sicurezza: tale valore deve risultare superiore a quello del coefficiente di sicurezza prescelto. In particolare, la stabilità degli argini dipende anche dal regime dei moti di filtrazione (Seepage) che possono interessare soprattutto il rilevato ( $k_{\text{rilevato}} > k_{\text{fondazione}}$ ) ovvero il terreno di fondazione ( $k_r < k_f$ ) oppure l'insieme rilevato arginale terreno di fondazione allorquando le caratteristiche geotecniche dei materiali risultassero omogenee ( $k_r = k_f$ ).

E' opportuno ricordare che è buona norma realizzare il rilevato arginale con materiale di idonea permeabilità, in modo che la superficie libera di filtrazione (water surface) rimanga tutta interna al rilevato stesso senza intersecarne il paramento lato campagna (land side). A rigore, la linea di saturazione andrebbe determinata considerando condizioni di moto vario, dato che, durante le piene, il livello d'acqua nel fiume varia nel tempo. Tuttavia, nella quasi totalità dei casi si ha a che fare con idrogrammi di piena che si sviluppano sull'ordine delle 30 ore, quindi non si ha a che fare con moti di filtrazione rapidi e, dunque, risultati accettabili e comunque a vantaggio di sicurezza si ottengono ipotizzando condizioni di moto permanente corrispondenti al massimo livello di piena.

La normativa dà, infine, indicazioni rispetto alla scelta dei materiali ed alle fonti di approvvigionamento, oltreché agli specifici interventi di protezione del rilevato dagli agenti esterni. In particolare, per tenere conto dell'azione erosiva dell'acqua possono essere eseguiti una serie di interventi di protezione spondale, per fronteggiare l'azione erosiva esterna, oppure realizzare dei filtri e dreni specifici o diaframature e zonizzazioni per mitigare l'azione erosiva dell'acqua internamente al rilevato (piping).

Argomento che verrà approfondito in questo elaborato.

Infine, non meno importante è la fase di gestione e manutenzione dei rilevati arginali che, se si escludono saltuari interventi finalizzati alla conservazione dell'efficienza della pista di servizio, posta in genere sul coronamento dei rilevati arginali, consiste essenzialmente negli sfalci stagionali delle erbe che vegetano sui loro paramenti e nella risagomatura dei paramenti medesimi. Dette operazioni corrispondono a costi unitari modesti, ma se estese alle migliaia di chilometri di arginatura esistenti, determinano spese annuali decisamente consistenti, tanto più se confrontate con quelle del passato, allorché, invece, detto costo era quasi nullo perché le operazioni erano effettuate dagli stessi proprietari frontisti, i quali con il ricavato del prodotto erboso sfalcato facevano fronte ai costi della concessione della pertinenza demaniale. Tali circostanze hanno indotto, ad esempio, il Magistrato per il Po a studiare, nel piano di riassetto delle arginature, sezioni conformi che oltre a meglio garantire la tenuta

idraulica e la stabilità favoriscano anche la possibilità di operare su di essi una buona manutenzione. Un buon risultato può essere ottenuto anche mediante l'esecuzione di petti arginali a fiume con profilo simile a quello delle banche lato campagna oppure riducendo la pendenza delle scarpate a valori non superiori all'uno su tre. L'operazione è facilitata quando si è in presenza di una golena, la quale, peraltro, costituisce una seconda via di accesso (dal basso) ai mezzi di manutenzione in alternativa alla pista di servizio che corre sul coronamento. Va sottolineato che la mancata manutenzione, comporta ragguardevoli danni all'opera di contenimento nel momento in cui deve far fronte ad una piena, che per il mancato sfalcio scorre ancor più lentamente del preventivato e va a maggiorare il carico idraulico.

Infine ricordiamo che le corone dei rilevati arginali possono essere delle sedi stradali. Questa pratica sarebbe opportuna solo per gli interventi di manutenzione per il passaggio delle macchine di servizio, e non per adibire il tratto a strada trafficata. Difatti, il carico continuo degli autoveicoli costipa il rilevato comportando, accanto agli indubbi vantaggi che ne conseguono, l'aumento della probabilità di esondazione per la pericolosa riduzione del franco. Interventi periodici di controllo ed eventualmente ricarico del rilevato potrebbero essere un'adeguata soluzione per ripristinare la quota ed evitare pericolose esondazioni; si realizzerebbe perciò un piccolo sovralzato arginale.

### **3.3. - Materiali costituenti gli argini**

I materiali terrosi impiegati per la costruzione del rilevato arginale debbono avere caratteristiche fisiche e meccaniche adeguate a renderlo stabile e a trattenerne e contenere l'acqua: la tipologia di tali materiali condiziona la forma della sezione.

Si utilizzano generalmente materiali di natura argillosa e limosa, con caratteristiche di bassa permeabilità, di bassa deformabilità e resistenza meccanica sia a breve che a lungo termine. Quindi si richiede che siano materiali tali da garantire un sufficiente grado di sicurezza nei confronti della stabilità del complesso argine-terreno di fondazione e nel contempo da adattarsi ai cedimenti del terreno di fondazione stesso.

I materiali con caratteristiche di plasticità medie e basse danno luogo a terre con una struttura abbastanza stabile nei confronti dei problemi di imbibizione e fessurazione per rigonfiamento o ritiro dovuti a variazioni del contenuto d'acqua; il materiale viene usualmente posto in opera a strati dello spessore dell'ordine di 30cm e successivamente compattato. Come detto precedentemente per ottenere adeguate caratteristiche di resistenza e deformabilità, si fa riferimento alla prova Proctor.

Tutto ciò per avere ben presente il comportamento da adottare in caso di manutenzione, poiché va sottolineato che i materiali usualmente impiegati per la costruzione delle arginature sono quelli disponibili e provenienti principalmente da aree golenali o in alveo, che quindi possono variare dalle argille di elevata plasticità sino ai tout venant ghiaiosi. In fase di progettazione ciò provocherà la scelta di diverse forme di sezione che suppliscano le eventuali carenze caratteriali dei materiali a disposizione.

Ciò si è fatto presente per avere un giusto approccio ai casi studio che in seguito si affronteranno.

### **3.4. - Fenomeni di dissesto arginale**

I meccanismi di rottura che possono innescare l'apertura di una breccia nelle arginature dei corsi d'acqua sono riassumibili in due grosse categorie:

1. Fenomeni di tracimazione che, in un punto più debole del coronamento, possono innescare fenomeni erosivi di dilavamento; questi creano un'incisione iniziale che successivamente può evolvere in una vera e propria breccia ovvero in una rottura dell'argine;
2. Fenomeni di sifonamento, che causano asportazione e trasporto di materiale solido, con possibile collasso dell'opera. Difatti, a causa del moto dell'acqua che filtra negli interstizi tra le particelle solide, si può determinare l'annullamento dello stato tensionale che le tiene legate innescando il loro movimento. Tali fenomeni rappresentano una delle più frequenti cause di dissesto delle strutture idrauliche e vengono generalmente suddivisi in piping, heaving e roofing a seconda delle caratteristiche con cui si presentano.

Un aiuto per l'individuazione delle modalità con cui avviene l'erosione di uno sbarramento in materiale sciolto, è fornito dai resoconti di eventi di rottura rinvenibili in letteratura. Le informazioni in essi contenute possono contribuire ad individuare i fenomeni di interazione tra l'acqua ed il rilevato di cui bisogna tenere conto nello studio di tali problematiche.

Queste informazioni si rivelano altresì importanti per l'implementazione di nuove metodologie di analisi, come quella proposta nel nostro lavoro di ricerca, indirizzate alla simulazione di eventi che possono generare meccanismi di rottura.

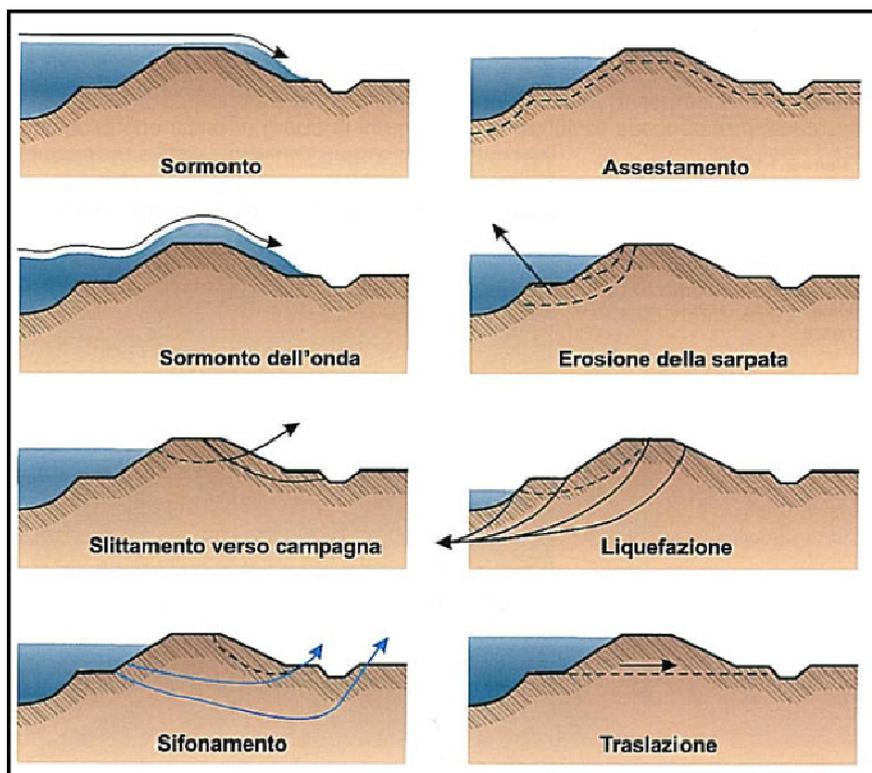


Fig. 3.4 - Generali meccanismi di rottura arginali;

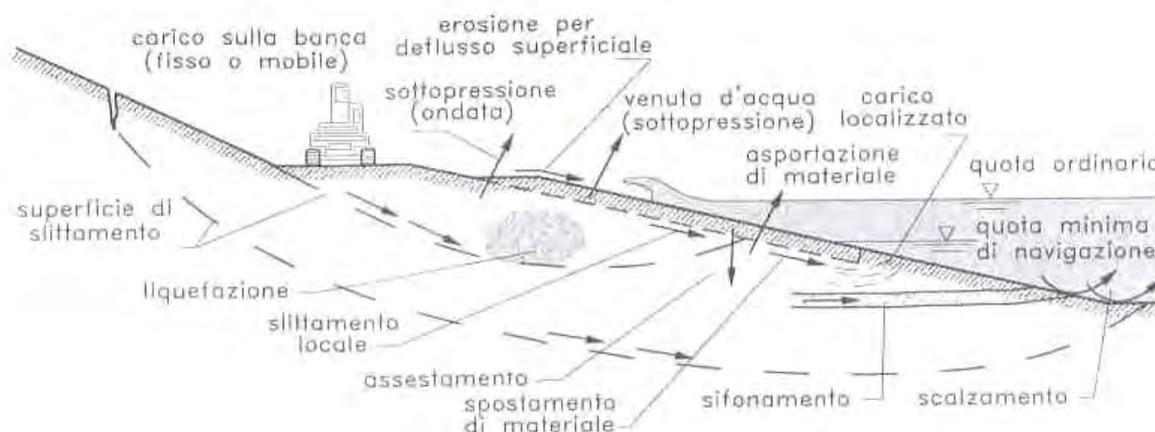


Fig. 3.5 - Generali meccanismi di danneggiamento delle scarpate;

### 3.4.1. - Sormonto arginale

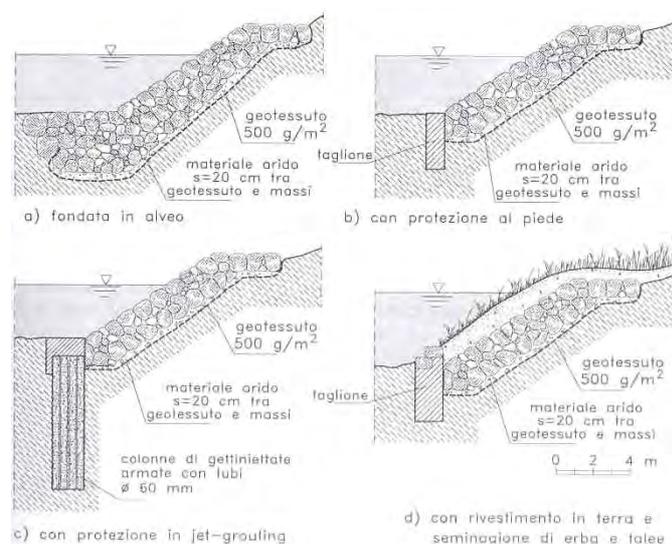
Il cedimento arginale per sormonto identifica la condizione in cui le acque di piena superano la quota della cresta sommitale del rilevato e fuoriescono verso il lato campagna. La tracimazione arginale è manifestamente da imputarsi all'insufficiente altezza dell'argine.

In funzione dell'intensità e della durata del sormonto l'azione erosiva esercitata dalle portate sormontate può portare all'asportazione di materiale alla base dell'arginatura, fino a provocarne il suo completo cedimento. Tale fenomeno sarà ovviamente tanto più veloce quanto più elevata è l'entità del sormonto e quanto più cedevole risulta essere il rivestimento arginale (normalmente costituito da un semplice inerbimento) lato campagna.

Perché avvenga una tracimazione di un rilevato arginale, può ad esempio accadere che nel corso d'acqua transiti una portata di piena superiore alla piena di progetto; si può avere tracimazione per un fenomeno di rigurgito causato da un ostacolo imprevisto posto subito a valle della sezione di studio; infine può accadere che l'argine non abbia più a disposizione un adeguato franco di sicurezza per eccessivi costipamenti del corpo arginale o per cedimenti differenziali in fondazione. L'ordinaria manutenzione e le periodiche livellazioni delle sommità arginali assicurano la quota di sicurezza; provvedendo a ripristinarla quando i controlli manifestino l'esistenza di cedimenti, i quali possono essere dovuti al naturale (differito nel tempo) assestamento, ma anche a fenomeni di subsidenza a scala territoriale.

E' da notare che si assiste alla tracimazione di un rilevato, anche come conseguenza di eventi di rottura dovuti ai moti di filtrazione, ma che sono questi ultimi la causa primaria del collasso arginale considerato. Difatti, l'infiltrazione dell'acqua attraverso l'argine può causare un progressivo sviluppo di una cavità, la quale ingrandendosi favorisce il crollo del terreno sovrastante, provocando l'abbassamento puntuale del coronamento con l'apertura di una breccia superficiale che dà origine alla tracimazione.

L'acqua che sfiora e percorre, scendendo, il corpo arginale assumerebbe, se in caduta libera da elevati attriti, una velocità dell'ordine di  $\sqrt{2gh}$ : con un argine alto 8m sul piano campagna, la velocità teorica sarebbe di circa 12m/s. Considerando una velocità ridotta allo 0,5 di quella teorica, il valore al piede è dell'ordine dei metri al secondo, dunque è immediato capire con quale facilità questo flusso possa creare un non indifferente scavo al piede dell'argine, innescando una serie di collassi che portano rapidamente alla rotta arginale.



**Fig. 3.6 - Difesa spondale classica;**



**Fig. 3.6** - A sinistra: Sormento dell'argine argine del Canale Terrazzo a Terlara (PD), 2014;  
**Fig. 3.7** - A destra: Rischio di tracimazione del fiume Panaro, per rigurgito causa impedimenti a valle (MO), 2012;  
**Fig. 3.8** - In centro: Rotta arginale del fiume Serchio (PI), 2009;

### 3.4.2. - Rotture conseguenti a moti di filtrazione

Maggiore attenzione va posta ai dissesti causati dai moti di filtrazione, in generale denominati fenomeni di Sifonamento, poiché statisticamente sono nettamente la maggior causa di cedimenti arginali. Difatti, l'acqua che si infiltra sotto il corpo arginale o attraverso lo stesso non è visibilmente percepibile e quindi sono eventi difficilmente prevedibili, se non nel caso di creazione di fontanazzo a campagna, che si instaura solo in alcuni casi, come si vedrà.

Il crollo per sifonamento di un argine avviene come conseguenza dei fenomeni di infiltrazione ed erosione esercitati dagli stessi moti di filtrazione al di sotto del rilevato, che si instaurano attraverso gli strati a maggior permeabilità, in seguito alle variazioni di gradiente idraulico tra lato fiume e lato campagna. La differenza di pressione tra la quota liquida al fiume ed il piano campagna, può risultare in grado di vincere la resistenza offerta dal peso dello strato di terreno oltre l'argine, portando alla rottura del terreno stesso e alla risalita in superficie delle acque, generando il fontanazzo. Sono così definiti i sifonamenti che possono prodursi nel corpo arginale sul lato a campagna o nel piano di campagna in punti più o meno

prossimi al piede arginale, cosa che dipende dalla stratigrafia del suolo nell'intorno. Per effetto della differenza di quota tra il fiume in piena e la sezione di sbocco del fontanazzo, la dissipazione di energia lungo il tubo di flusso può non essere sufficiente per contenere, al termine del percorso, il valore del gradiente piezometrico al di sotto del valore critico che dà luogo all'asportazione delle particelle più minute che verranno trasportate via via in superficie, dalle più fine alle più grosse, a seconda dell'avanzamento del sifonamento e dalla correlata velocità del moto di filtrazione.

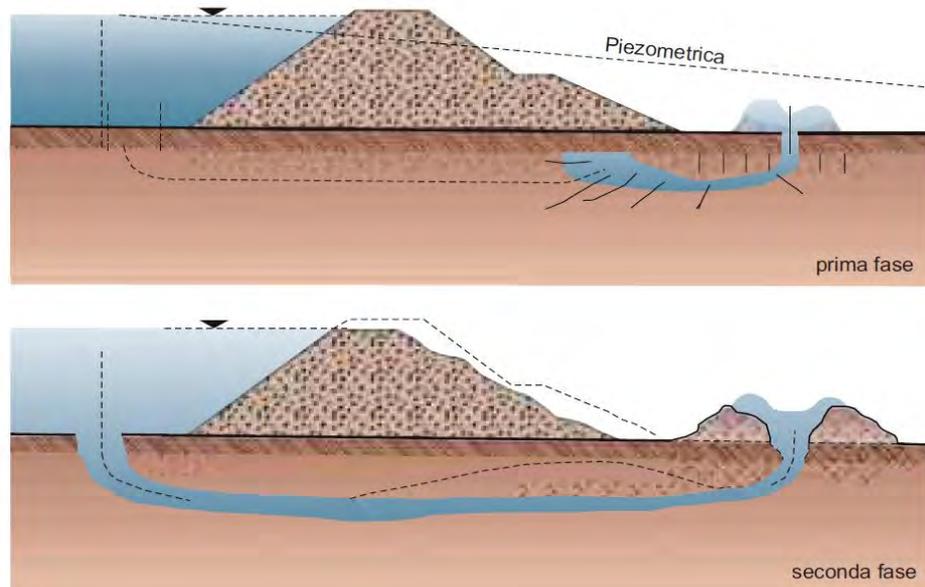


Fig. 3.9 - Sifonamento sotto il corpo arginale;



Fig. 3.10 - Fontanazzo. Il perimetro viene innalzato con sacchi di sabbia così da innalzare il livello liquido sul fronte campagna e ridurre il gradiente idraulico instauratosi;

Dunque interesserà quantificare l'acqua filtrante nel rilevato ovvero conoscere il regime di pressioni neutre che si sviluppano durante un evento di piena sia nel corpo arginale che nel terreno di fondazione, con l'obiettivo di costruire un reticolo idrodinamico in funzione della permeabilità dei materiali costituenti l'argine ed il terreno di fondazione tenendo possibilmente in conto dell'anisotropia del coefficiente di permeabilità ( $k_{\text{orizzontale}} \neq k_{\text{verticale}}$ ).

Tale schematizzazione, però, non rispecchia la situazione reale, in quanto non tiene conto del fatto che gli argini ed il terreno di fondazione sono interessati da un livello d'acqua che è variabile nel tempo per cui il flusso d'acqua andrebbe studiato in condizioni di moto vario. L'esperienza presente nella letteratura, mostra che considerare una situazione di regime ci pone in condizioni di sicurezza in quanto la linea di inviluppo corrispondente a condizioni di moto vario risulta essere sempre più bassa della linea di saturazione che si ottiene in condizioni di moto permanente. Noto l'andamento della linea di saturazione è possibile conoscere come variano le pressioni neutre nel corpo arginale e nel terreno di fondazione e quindi passare alla stima del grado di sicurezza per la verifica di stabilità rispetto allo scivolamento del paramento arginale verso campagna.

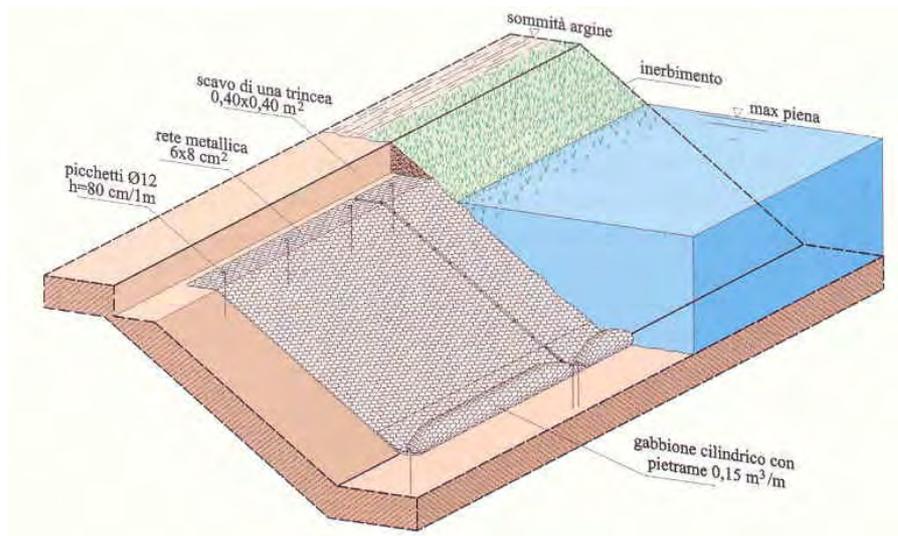
Lo studio della filtrazione attraverso il rilevato arginale, in cui il materiale è soggetto a cicli di imbibizione ed essiccamento, deve tenere conto del diverso comportamento, della modifica della permeabilità e delle proprietà meccaniche legate alle variazioni del contenuto in acqua, del grado di saturazione e della pressione dell'aria e dell'acqua nei pori.

Non sarà qui luogo di approfondimento, ma si vuole menzionare gli importanti studi riguardanti i diversi comportamenti del terreno in stato di suzione, quindi in parziale saturazione.

Come si nota nella figura 3.4, si può incorrere in altri tipi di lesioni agli argini, ma qui si vuole menzionare in particolare solo il caso relativo allo sfiancamento a campagna. Lo slittamento o frana dell'argine sul lato a campagna ha origine, in genere, per l'insufficienza delle sue dimensioni trasversali. Durante le piene prolungate, il corpo arginale è sede di un notevole moto d'acqua per filtrazione che attraversa, quando sia a regime, l'intero corpo arginale; al quale si aggiunge il non trascurabile contributo dovuto alle precipitazioni che ruscellano sopra. Se la sezione del corpo arginale è stretta, la portata di filtrazione affiora sulla scarpata a campagna sopra il piede, dando luogo alla cosiddetta fonte sospesa. La saturazione del terreno, con la decadenza delle sue proprietà meccaniche, comporta lo slittamento di parte dell'argine verso campagna. Lo stato che si crea non è facilmente stabile e produce generalmente altri slittamenti conseguenti, giungendo poi alla tracimazione.

Infine, un altro fenomeno di dissesto, ancor più pericoloso di quelli analizzati in precedenza è causato dalle escavazioni di tane da parte di alcuni animali selvatici, sia dalla parte del fiume (nutrie), sia dal lato campagna (volpi, ...) o dai cunicoli lasciati da radici di alberi morti. Questi cunicoli possono esercitare un forte impatto sugli argini favorendo la probabilità di collasso degli argini e delle rive durante le piene.

Per quanto riguarda i cunicoli dal lato fiume, l'onda di piena allaga le tane favorendo l'imbibimento del corpo centrale dell'argine che collassa quando l'acqua si ritira. Gli argini sono spesso trascurati e coperti di cespugli. Preservare le sponde con delle reti antintrusione è l'unica soluzione strutturale possibile. Altre possibilità sono la cattura o la caccia. Si deve dunque provvedere a proteggere il versante arginale verso fiume con la posa di una rete, di acciaio zincato plastificato o di acciaio inox, stesa sulla scarpata e bloccata al piede da un gabbione cilindrico riempito di pietrame.



**Fig. 3.11** - Rete antintrusione per le arginature;

E' da notare che quest'ultimo è un intervento che salvaguardia i metri o chilometri di argine trattato, individuato come il più pericoloso o il più adatto all'insediamento degli animali, ma ciò non toglie la possibilità che gli animali si insedino immediatamente a monte o valle dell'opera di salvaguardia.

I cunicoli dal lato campagna, fin'ora sottovalutati, invece stimolano la generazione di un fenomeno completamente diverso dal precedente, che in seguito porta alla stessa conclusione di collasso arginale. Difatti in questo caso il fenomeno perseguito è quello del Piping Retrogressivo, che si esporrà nei capitoli seguenti di questo elaborato.

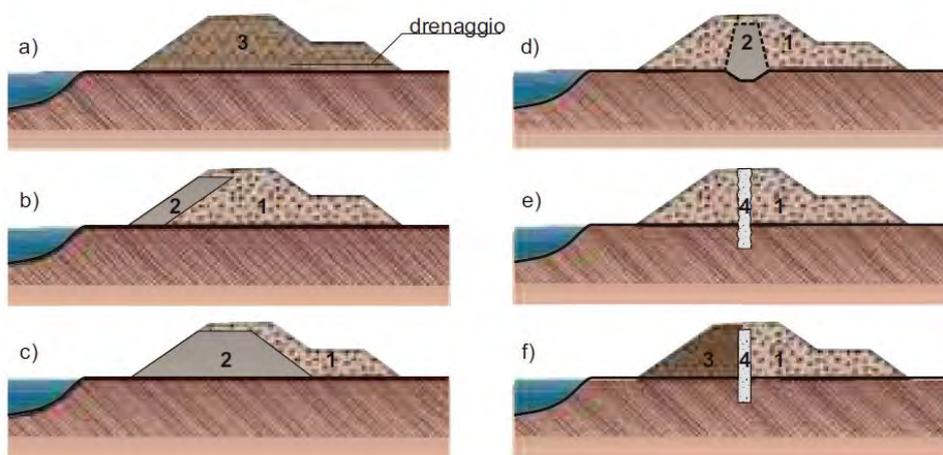


Collasso arginale causato da piping favorito dalla presenza di tane animali accertate.

**Fig. 3.12** - A sinistra: fiume Secchia (MO) 2014;

**Fig. 3.13** - A destra: fiume Frassine (PD) 2010;

I classici rimedi rispetto alle problematiche dovute ai moti di filtrazione sono esposti nelle figure seguenti.



**Fig. 3.14** - Classici rimedi a protezione dei fenomeni di filtrazione negli argini

1.materiale molto permeabile; 2.materiale impermeabile; 3.materiale permeabile; 4.setto impermeabile;

Si può ricorrere alla creazione di sezioni arginali miste, zonate oppure realizzare delle diaframature o, ancora, dei pozzi drenanti.

La creazione di sezioni arginali zonate è spesso effettuata per la limitata disponibilità di materiale di bassa permeabilità presente in loco, per cui si costruiscono particolari sezioni formate da materiali omogenei con filtri e drenaggi sul lato campagna oppure delle sezioni semplicemente bi-zonate ponendo il materiale meno permeabile nella parte a fiume e quello più permeabile nella parte lato campagna. Un'altra valida alternativa è quella di creare un nucleo di argilla all'interno del rilevato (clay core) per evitare un regime di filtrazione nel terreno di fondazione; bisogna porre particolare cura che il nucleo di argilla vada a porsi nello strato di terreno impermeabile se quest'ultimo non si trova ad una profondità eccessiva;

altrimenti si può prolungare il nucleo con un taglione in calcestruzzo o in acciaio fino a raggiungere lo strato impermeabile.

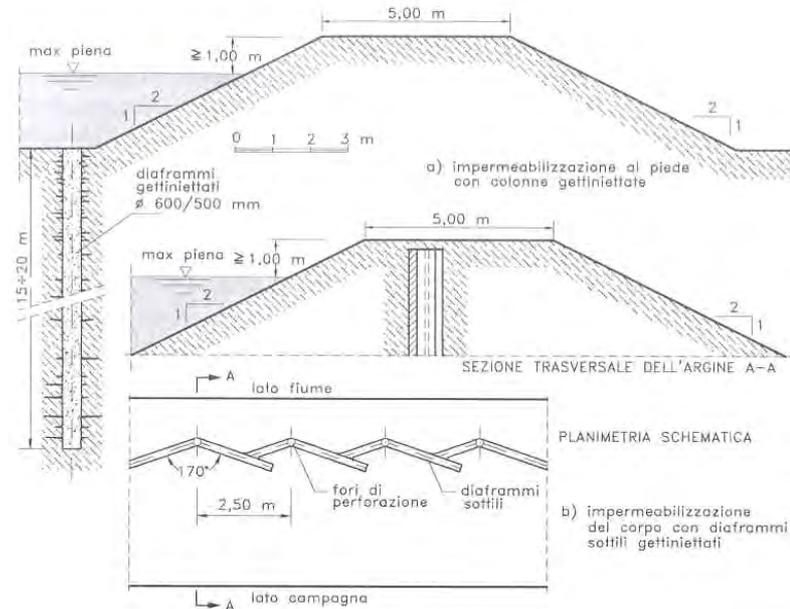


Fig. 3.15 - Diaframmi con tecnica a getto-iniezione;

Simile alla costruzione di un taglione è la realizzazione di un diaframma. Le diaframature hanno, difatti, come i taglioni, lo scopo di prolungare il percorso dei filetti fluidi in modo da poter dissipare quanta più energia possibile fino a valori ottimali per la stabilità delle arginature. Le diaframature possono essere realizzate con elementi prefabbricati ed infissi (palancole) in materiali metallici o di calcestruzzo oppure con tecniche tipo jet-grouting.

Un'ulteriore soluzione per evitare erosione all'interno del rilevato arginale o del terreno di fondazione, è la creazione di filtri orizzontali mediante la posa in opera di veri e propri strati

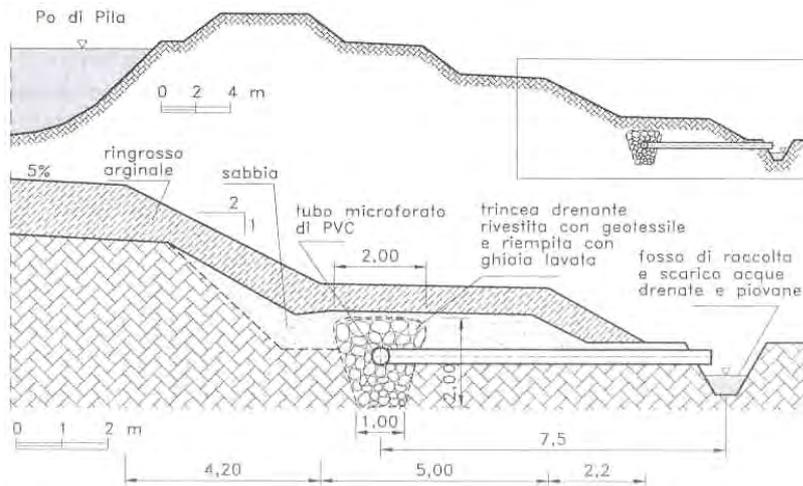


Fig. 3.16 - Drenaggio al piede, lato campagna;

di terreno più permeabili al di sotto del rilevato per richiamare i filetti di acqua, oppure creare dei filtri verticali ovvero dei pozzi drenanti che, come i drenaggi orizzontali, hanno lo scopo di indirizzare il moto di filtrazione nel sottosuolo.

### 3.4.2.1. - Analisi e modellazione di un caso di filtrazione arginale col Software Slide

Si è prodotta una breve analisi di modellazione (con l'ausilio del programma Slide) di un caso studio di un argine del fiume Tagliamento soggetto a moti di filtrazione, con terreno assunto omogeneo, ma di caratteristiche studiate in laboratorio. Come si vedrà, le figure esemplificano il grado di funzionamento delle soluzioni progettuali citate nel paragrafo precedente.

Il profilo arginale si presenta compatto, ed a diretto contatto con l'alveo del fiume, mentre sono presenti 2 livelli di banche rivolte verso il piano campagna. Il rilievo arginale ha un'altezza di 8,5m su piano campagna e la corona superiore è larga 8m, come anche le banche che sono però poste in leggera pendenza verso campagna. Sia verso fiume che verso piano campagna si riscontrano pendenze di 1su2.

Osservando l'analisi granulometrica, il campione risulta appartenente ad una classificazione di Limo Sabbioso e con prove di taglio diretto e di permeametro a carico costante, si ricavano le altre principali caratteristiche geomeccaniche necessarie. Non si riportano i risultati di laboratorio dato il carattere puramente esemplificativo dell'esercizio. Si riportano solo le modellazioni riguardanti il carico idraulico totale.

Filtrazione – Carico Idraulico Totale:

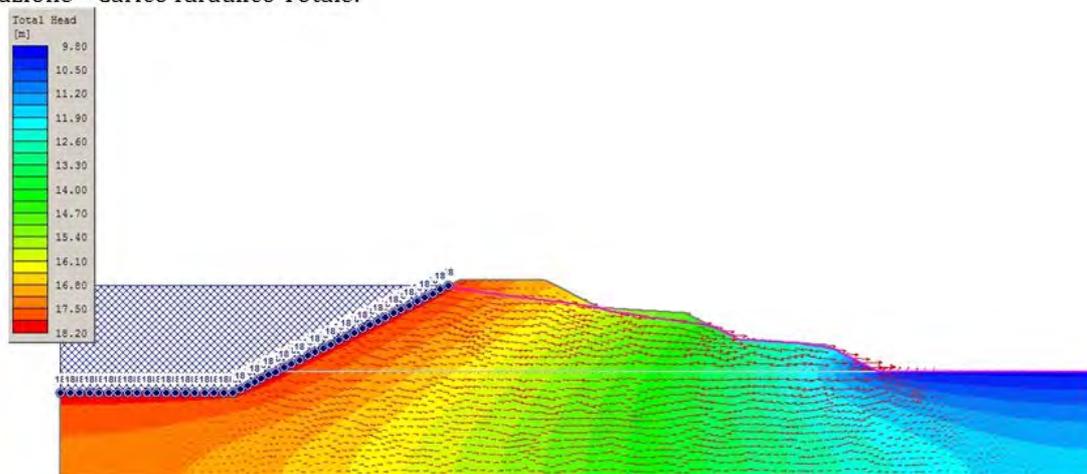


Fig. 3.17 - Modellazione argine allo stato naturale;

Diaframma in cls – Carico Idraulico Totale:

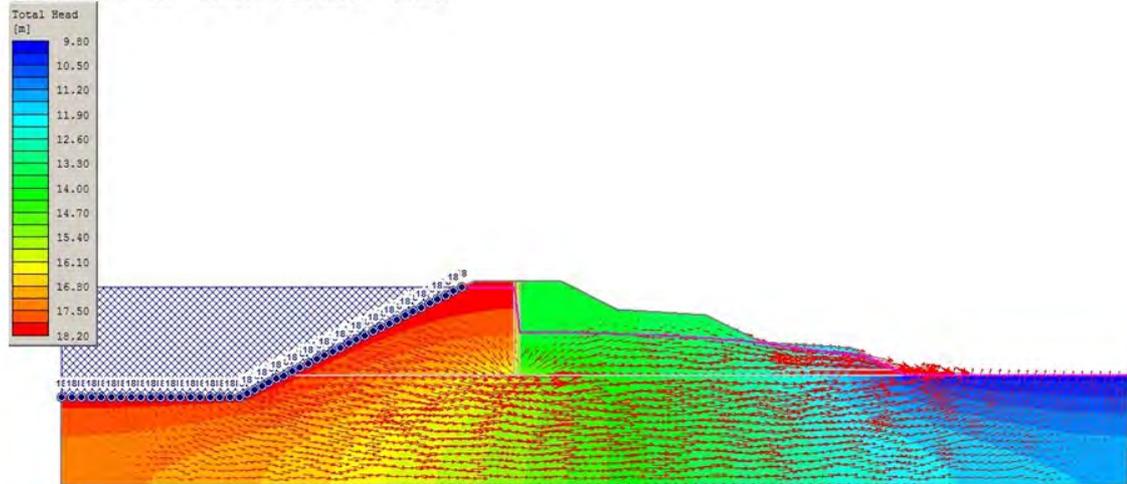


Fig. 3.18 - Modellazione argine con inserimento di un diaframma sulla corona;

Doppio Diaframma in cls – Carico Idraulico Totale:

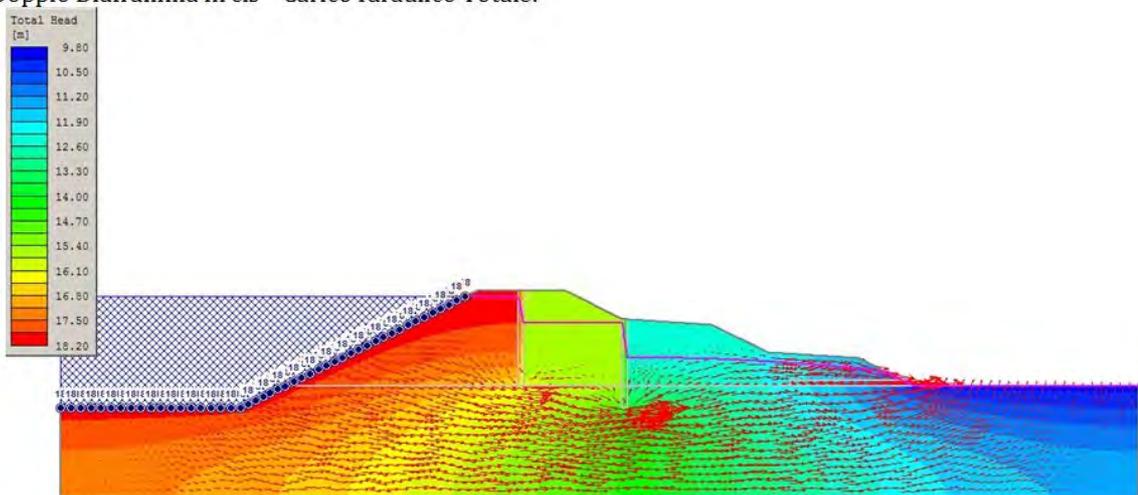


Fig. 3.19 - Modellazione argine con inserimento di due diaframmi;

Strato Drenante – Carico Idraulico Totale:

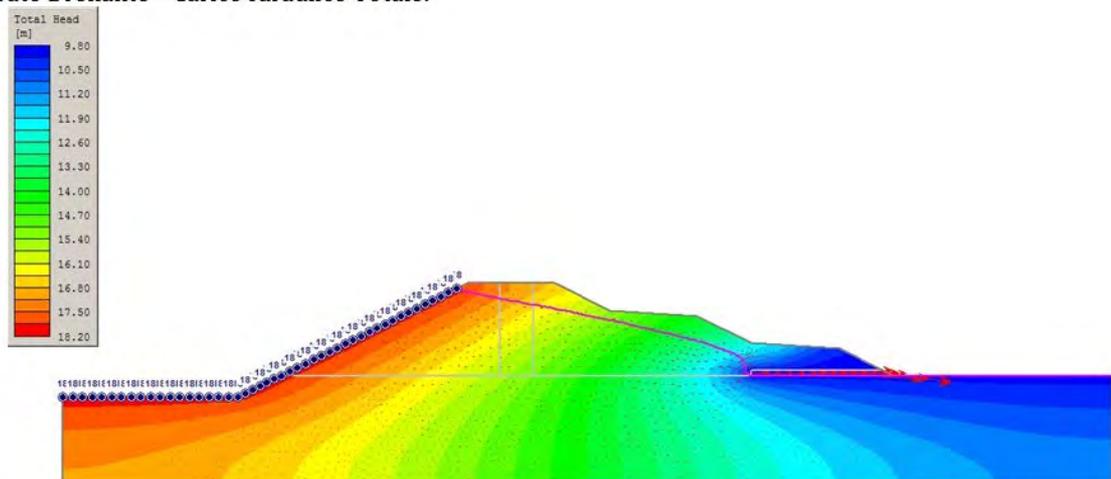


Fig. 3.20 - Modellazione argine con inserimento di uno strato drenante al piede lato campagna;

Doppio Diaframma in cls + Strato Drenante – Carico Idraulico Totale:

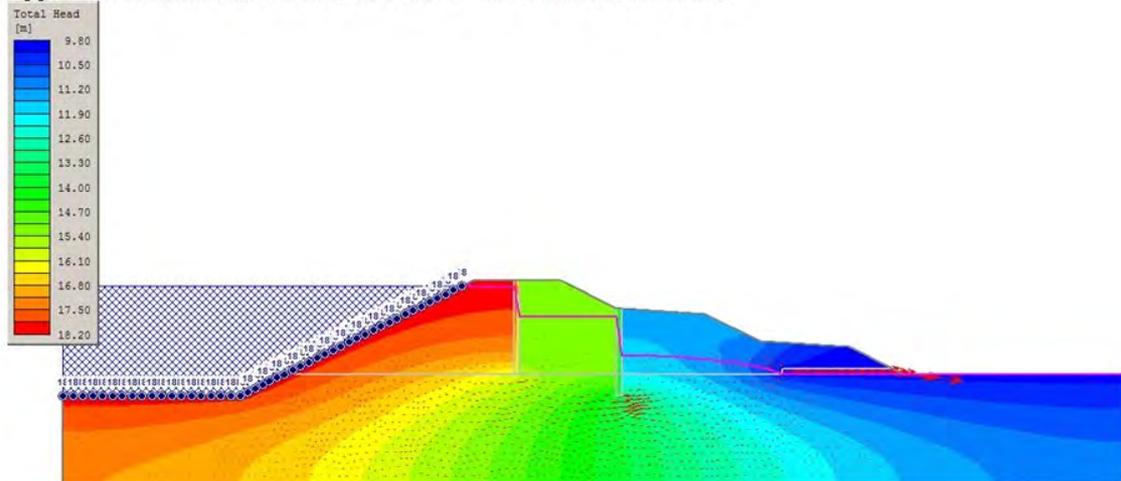


Fig. 3.21 - Modellazione argine con inserimento di due diaframmi che lavorano insieme allo strato drenante al piede lato campagna;

L'esempio si è concentrato sulla progettazione di numerosi interventi di stabilizzazione: passivi (riprofilatura, diaframmi per impedire il passaggio dell'acqua) e attivi (drenaggi per condizionare il reticolato di flusso).

Le combinazioni che generano più sicurezza sono senza dubbio quelle che vedono l'uso contemporaneo di diaframmi e strato drenante al piede. I risultati evidenziano un notevole abbassamento della linea di filtrazione e il flusso d'acqua sotterranea fuoriuscente solo dallo strato drenante e con basse velocità, con massimo ordine di grandezza di  $6 \cdot 10^{-7} \text{m/s}$  che dunque verrebbe facilmente captata.

Tutto ciò è conforme ad un'analisi progettuale di sensitività degli interventi stabilizzanti più efficienti, ma per una scelta accurata si richiederà anche un'analisi economica relativa.

#### **4- COMPORTAMENTO DELL'ACQUA NEI CORPI ARGINALI E MOTI DI FILTRAZIONE**

Col fine di comprendere come possano risultare dannosi gli effetti causati dalle cavità già presenti nel corpo arginale, quali crolli interni o intrusioni di animali e vegetali, tratteremo le tipologie di terreni che spesso costituiscono questi rilevati, dal punto di vista delle caratteristiche geotecniche, del comportamento in condizioni di parziale saturazione, dei parametri che influiscono sul buon funzionamento o sull'eventuale collasso.

Si può osservare come nella letteratura lo studio del comportamento meccanico dei terreni sia spesso basato sul presupposto che il terreno stesso sia asciutto (0% di saturazione) o saturo (100% di saturazione), assumendo in questo caso che il suo comportamento sia disciplinato dal Principio delle Tensioni Efficaci di Terzaghi (1936): *“Le tensioni in ogni punto di una sezione attraverso una massa di terreno possono essere calcolate dalle tensioni principali totali  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  che agiscono in quel punto. Se i pori del terreno sono pieni d'acqua ad una pressione  $u$ , le tensioni principali totali possono scomporsi in due parti. Una parte,  $u$ , agisce nell'acqua e nella fase solida in tutte le direzioni con eguale intensità, ed è chiamata pressione neutra (o pressione dei pori).*

*Le differenze  $\sigma_1' = \sigma_1 - u$ ,  $\sigma_2' = \sigma_2 - u$ , e  $\sigma_3' = \sigma_3 - u$  rappresentano un incremento rispetto alla pressione neutra ed hanno sede esclusivamente nella fase solida del terreno. Questa frazione della tensione totale principale sarà chiamata tensione principale efficace. Ogni effetto misurabile di una variazione dello stato di tensione, come la compressione, la distorsione e la variazione di resistenza al taglio è attribuibile esclusivamente a variazioni delle tensioni efficaci”.*

In realtà gli stati di terreno asciutto e terreno saturo sono solo due condizioni estreme, mentre in molti problemi di Ingegneria il terreno presenta un grado di saturazione intermedio. È possibile, dunque, utilizzare le conoscenze acquisite nell'ambito dei terreni saturi e quindi estenderle al mondo più ampio dei terreni parzialmente saturi.

Le variabili tensionali che governano il comportamento meccanico del terreno in caso di presenza di falda freatica sono rappresentate dalle tensioni efficaci di Terzaghi ( $\sigma' = \sigma - u_w$ ), al di sotto della falda freatica (condizione di completa saturazione), e da due variabili tensionali indipendenti, tensione netta ( $\sigma - u_a$ ) e suzione di matrice ( $u_a - u_w$ ), al di sopra del livello di falda (condizione di parziale saturazione), (Bishop 1959).

## 4.1. - Caratteristiche e comportamento dei terreni parzialmente saturi

Fredlund e Rahardjo nel 1993 sottolinearono per primi che un terreno parzialmente saturo può essere indicato come un sistema trifase, costituito da aria, acqua e frazione solida. Tuttavia, i risultati di recenti ricerche hanno sottolineato l'importanza del ruolo dell'interfaccia aria-acqua, chiamata anche "contractile skin", la quale può essere considerata come un'ulteriore fase se si tiene conto di alcuni meccanismi fisici. Infatti, quando la fase aerea è continua la membrana interagisce con le particelle del terreno e fornisce un'influenza sul suo comportamento meccanico.

### 4.1.1. - Il Terreno come sistema a quattro fasi

In *Figura 4.1* è schematizzato un elemento di terreno non saturo, caratterizzato da una fase aerea continua.

La massa ed il volume di un sistema trifase e quadri-fase sono schematicamente rappresentati nei diagrammi di fase in *Figura 4.2*.

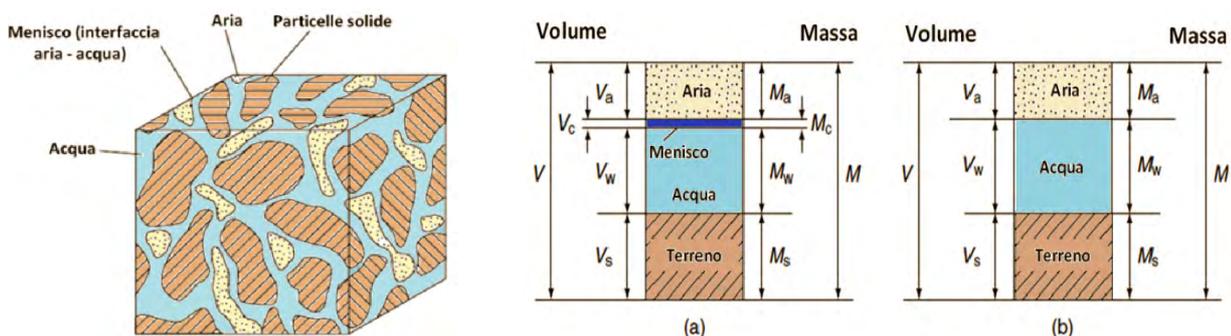


Fig. 4.1 - (A Sinistra) Elemento di terreno parzialmente saturo con fase aerea continua;

Fig. 4.2 - (A Destra) (a) Diagramma di sistema quadri-fase di terreno parzialmente saturo. (b) Semplificazione trifase;

Lo spessore della membrana di interfaccia aria-acqua è dell'ordine di pochi strati molecolari; pertanto, essa può essere considerata parte della fase acquosa, senza commettere alcun errore significativo, semplificando lo schema quadri-fase in uno a tre fasi.

La FASE SOLIDA è costituita dalla struttura minerale che rappresenta la componente principale del suolo (50 - 60%). L'analisi granulometrica permette di determinare la distribuzione delle particelle di un terreno in base al loro diametro. Calcolata la massa delle particelle costituenti le diverse classi granulometriche, espresse in percento della massa totale della terra fine, quest'ultime possono essere ridotte nelle tre classi principali: sabbia, limo e argilla. Si identificano, con il nome di ghiaia le particelle con diametro  $> 2.0$  mm, con sabbia quelle con diametro  $0.06$  mm -  $2.0$  mm, con limo quelle con diametro  $0.002$  mm -  $0.06$

mm, con argilla quelle con diametro < 0.002 mm. Così come le dimensioni, anche la forma delle particelle è molto variabile: limo e sabbia hanno in genere forma tondeggianti, le argille presentano forme lamellari. Inoltre le particelle possono essere di natura organica o inorganica.

La FASE LIQUIDA si individua negli interstizi fra le particelle solide, in cui vi è gas o liquido. Per i terreni a grana fine ha molta influenza l'interazione tra fase liquida e fase solida. Si possono distinguere tre forme di fase liquida:

A) ACQUA DI ADSORBIMENTO. Quest'acqua, detta anche acqua solida, è solidale alle particelle di terreno, per un effetto di attrazione molecolare, ed è essa che conferisce più o meno plasticità al terreno. È tanto maggiore quanto maggiore è la superficie specifica delle particelle solide; ciò fa variare notevolmente il contenuto d'acqua naturale, i limiti di Atterberg, la coesione.

B) ACQUA DI CAPILLARITÀ. È l'acqua trattenuta dalle particelle di suolo grazie alla tensione superficiale. Può essere isolata, se si trova nella zona sovrastante la falda e i vuoti sono riempiti da aria e acqua, oppure continua se situata immediatamente sopra la superficie freatica, detta anche frangia capillare, la cui altezza  $\lambda$  è detta anche altezza di risalita capillare:  $\lambda = \frac{4\sigma}{\gamma D}$

(dove:  $\sigma$ =tensione superficiale;  $\gamma$ =peso specifico;  $D$ =diametro interstizi;)

C) ACQUA DI FALDA. Si trova in determinate zone del sottosuolo ed è soggetta alla sola forza di gravità. Riempie i pori del terreno e viene chiamata anche acqua libera. Al di sotto del livello di falda, a causa del carico idrostatico, è a pressione maggiore di quella atmosferica. Può essere ferma o in movimento per effetto di una gradiente idraulico.

La FASE GASSOSA è rappresentata dall'aria che riempie i vuoti del terreno, la fase gassosa ha notevole importanza su alcune proprietà dei terreni, come compressibilità, resistenza al taglio e conducibilità idraulica.

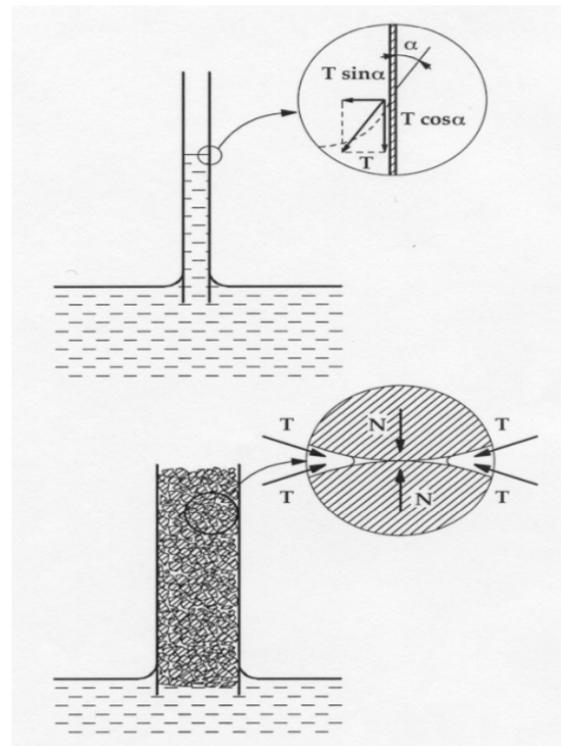
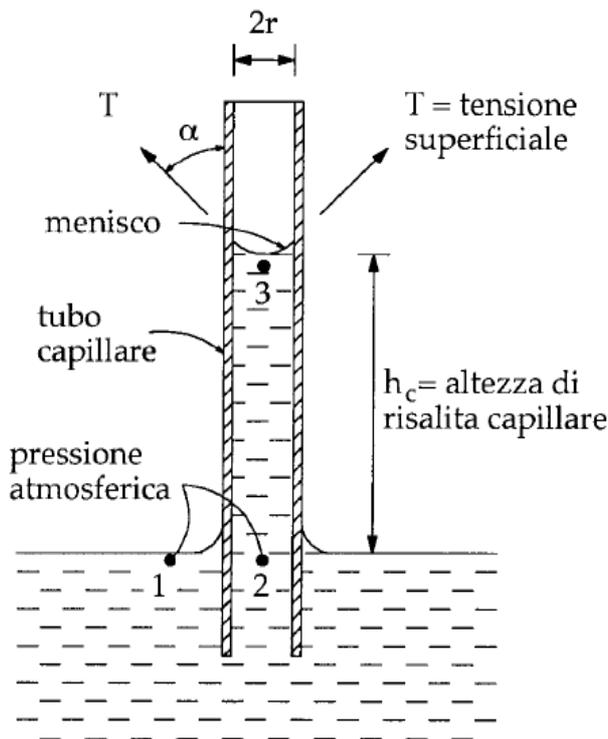
#### **4.1.2. - La Capillarità**

Se l'acqua nel terreno fosse soggetta alla sola forza di gravità, il terreno soprastante il livello di falda sarebbe completamente asciutto, salvo per l'acqua adsorbita e per l'acqua di percolazione delle precipitazioni atmosferiche, mentre in realtà esso è saturo fino ad una

certa altezza al di sopra del livello di falda e parzialmente saturo nel tratto superiore. Per comprendere le cause di tale fenomeno è utile introdurre il concetto di Capillarità.

L'altezza capillare è condizionata dalla granulometria e dalla porosità, oltre che dalle condizioni del moto dell'acqua all'interno del terreno.

Se si immerge l'estremità di un tubo di vetro di piccolo diametro nell'acqua, si può osservare che l'acqua risale nel tubo fino ad un'altezza che dipende dal diametro del tubo, e che la superficie di separazione fra l'acqua e l'aria nel tubo è concava. La superficie di



separazione aria-acqua, a causa di

Fig. 4.3 - (A Sinistra) Risalita capillare in un tubo di vetro;

Fig. 4.4 - (A Destra) Compressione indotta dalla tensione superficiale;

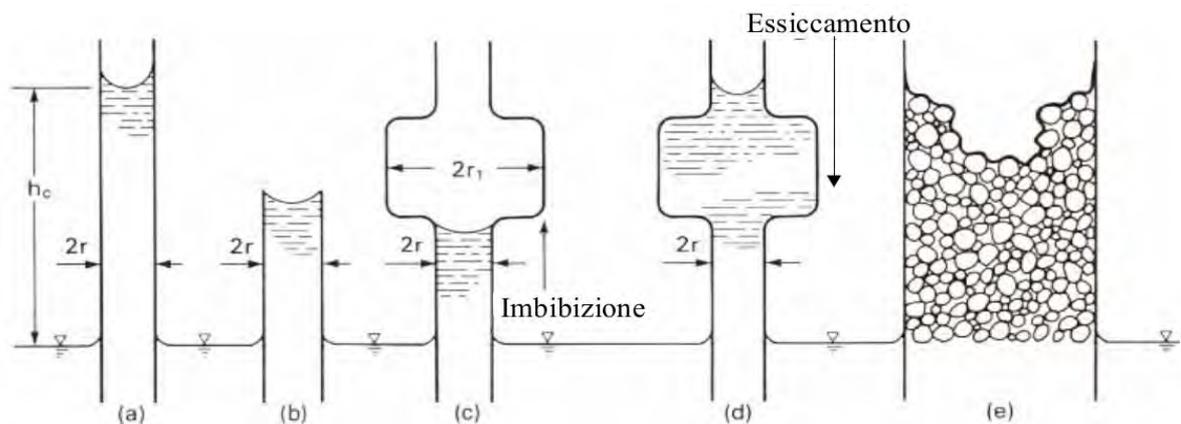
forze di attrazione molecolare, si comporta come una membrana elastica in uno stato uniforme di tensione, soggetta a differenti pressioni dalla parte del liquido e dalla parte del gas. La colonna d'acqua di altezza  $h_c$ , detta altezza di risalita capillare, è come sostenuta dalla membrana (menisco) tesa sulla parete del tubo capillare. Indicando con  $T [FL^{-1}]$  il valore della tensione superficiale della membrana, con  $\alpha$  l'angolo di contatto del menisco con la parete verticale del tubo, e con  $r$  il raggio del tubo capillare, per l'equilibrio in direzione verticale, si ha:

$$h_c = \frac{2 \cdot T}{r \cdot \gamma_w} \cdot \cos \alpha$$

La pressione dell'acqua nei punti 1 e 2 della Fig.4.3 è pari alla pressione atmosferica, convenzionalmente assunta pari a zero, mentre nel tubo capillare la pressione dell'acqua è

negativa (ovvero inferiore alla pressione atmosferica), varia linearmente con l'altezza e nel punto 3 assume il valore minimo  $\mu_W = -h_c \cdot \gamma_W$ . La forma concava del menisco, ovvero della superficie di separazione acqua-aria, è dovuta al fatto che la pressione atmosferica dell'aria,  $u_A$ , è superiore alla pressione dell'acqua,  $u_W$ , e quindi "gonfia" la membrana. La componente verticale  $T \cdot \cos\alpha$  della tensione superficiale determina uno stato di compressione assiale nel tubo di vetro, la componente radiale  $T \cdot \sin\alpha$  determina uno stato di compressione circonferenziale *Fig.4.4*.

Con riferimento alla *Fig.4.5* il caso (a) mostra la risalita capillare all'interno di un tubo di vetro pulito. L'altezza  $h_c$  relativa al caso (a) può non essere raggiunta a causa della limitata altezza del tubo capillare, come mostrato nel caso (b). Se il tubo di vetro non ha diametro costante ma presenta delle sbulbature, l'altezza di risalita capillare è diversa a seconda che il processo sia di imbibizione o di essiccamento. Nel caso (c) si vede come la presenza di un bulbo di raggio maggiore di quello del tubo capillare ( $r_1 > r$ ) limiti l'altezza di risalita  $h_c$ ; al contrario nel caso (d) il processo di svuotamento è controllato dal raggio  $r$  del tubo e non da quello  $r_1$  del bulbo.



**Fig. 4.5** - Effetti dell'altezza e del raggio sulla risalita capillare;

Nei terreni avviene un fenomeno analogo. I vuoti costituiscono un sistema continuo di canali tortuosi e a sezione variabile lungo i quali l'acqua risale dal livello di falda fino ad altezze diverse, cosicché il terreno risulta saturo fino ad una certa altezza e parzialmente saturo nel tratto superiore. La tortuosità, la rugosità e la dimensione delle pareti dei canali nel terreno dipendono dalla natura, dalla forma, dalle dimensioni, dalla distribuzione granulometrica e dallo stato di addensamento delle particelle solide di terreno. Questi stessi fattori, e in modo diverso a seconda che il processo sia di imbibizione o di

essiccamento, determinano l'altezza di risalita capillare nel terreno. Il caso (e) di Fig.4.5 mostra le condizioni di un terreno imbibito per risalita capillare.

Un'espressione empirica approssimata dell'altezza di risalita capillare  $h_c$  (in cm) nei terreni è la seguente:  $h_c = \frac{C_s}{e \cdot D_{10}}$  in cui,  $e$ , è l'indice dei vuoti,  $D_{10}$  è il diametro efficace (in cm) e  $C_s$  è una costante empirica dipendente dalla forma dei grani e dalle impurità delle superfici, il cui valore è compreso tra 0,1 e 0,5 cm<sup>2</sup>. Valori indicativi dell'altezza di risalita capillare sono riportati in Tab.4.1.

<i>Terreno</i>	<i>D<sub>10</sub></i> <i>(mm)</i>	<i>h<sub>c</sub></i> <i>(m)</i>
Ghiaia	0,82	0,05
	0,11	0,80
Sabbia	0,03	1,60
	0,02	2,40
Limo	0,006	3,60
Argilla	0,001	>10,0

Tab. 4.1 - Valori indicativi dell'altezza di risalita capillare;

In un terreno parzialmente saturo sono possibili tre differenti condizioni di saturazione:

- a) *Condizione di saturazione a isole d'aria*, caratteristica di gradi di saturazione elevati ( $S_r > 85\%$ ), in cui la fase gassosa non è continua ma è presente in forma di bolle d'aria;
- b) *condizione di saturazione a pendolo*, caratteristica di gradi di saturazione molto bassi, in cui la fase liquida non è continua ma è presente solo nei menischi in corrispondenza dei contatti inter-particellari; in tale condizione l'acqua nelle zone di contatto fra i grani forma menischi in modo analogo a quanto avviene in un tubo capillare, producendo uno stato di compressione fra i grani.
- c) *condizione di saturazione mista*, caratteristica di gradi di saturazione intermedi, in cui coesistono, in zone diverse del terreno, le due condizioni di saturazione precedenti.

#### 4.1.3. - Il fenomeno della Suzione

Al di sotto della falda freatica la pressione interstiziale dell'acqua è positiva ed il terreno è saturo, mentre, al di sopra di essa, la pressione interstiziale risulta essere negativa, ovvero minore della pressione atmosferica Fig.4.6.

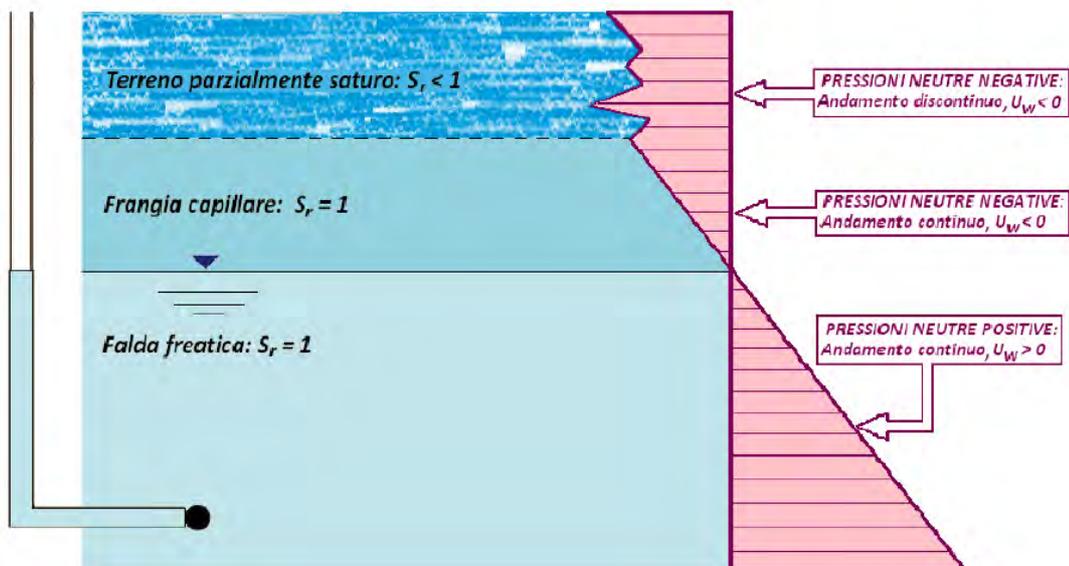


Fig. 4.6 – Andamento delle pressioni neutre;

La porzione di terreno al di sopra della falda è chiamata zona vadosa (o parzialmente saturata); in particolare, come è illustrato in Fig.4.7, la zona immediatamente al di sopra del livello di falda, detta frangia capillare poiché interessata dal fenomeno di capillarità, è caratterizzata da un grado di saturazione che si avvicina al 100% (maggiore dell'85%) ed ha uno spessore variabile da meno di 1 metro a circa 10 metri a seconda della tipologia di terreno (Fredlund, 1996).

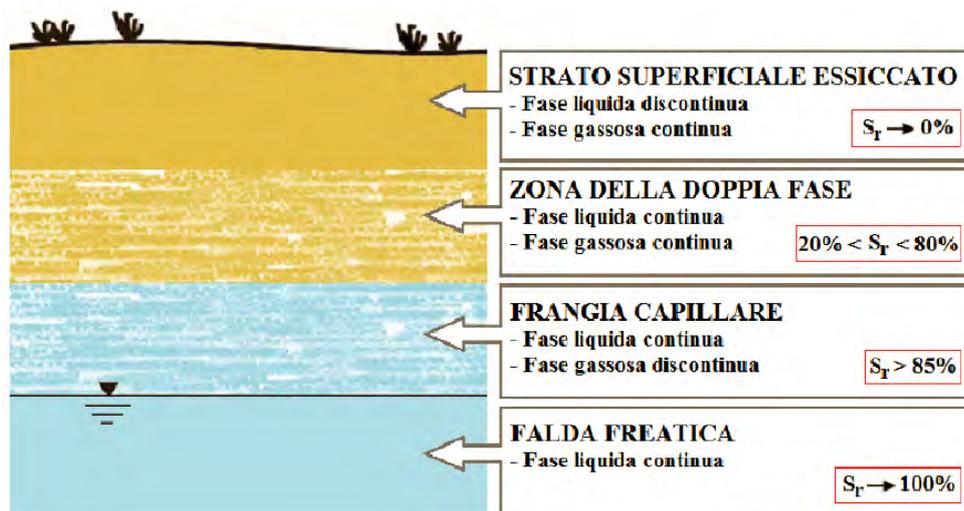
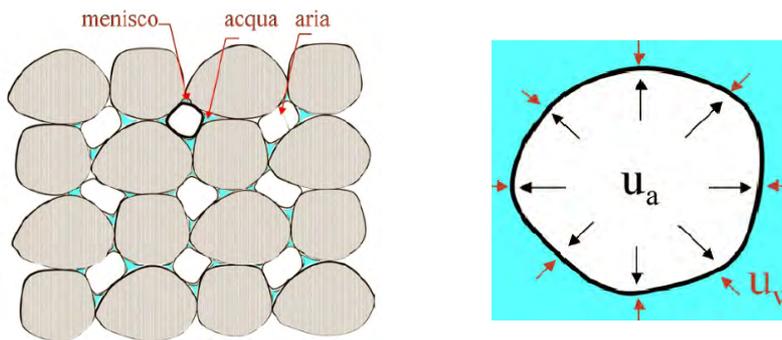


Fig. 4.7 – Rappresentazione della Zona Saturata e della Zona Vadosa;

La fase liquida può essere considerata continua, mentre la fase aerea è in genere discontinua. E' possibile identificare una porzione di terreno, nella quale sia la fase aerea che quella liquida possono essere idealizzate come continue e all'interno di essa il grado di saturazione può variare dal 20% all'80%, a seconda della tipologia e dello stato del terreno.

Ancora al di sopra, quest'ultimo diventa progressivamente asciutto, la fase acquosa discontinua e la fase aerea continua.

In condizioni di parziale saturazione, come già accennato, i pori del terreno contengono in parte aria e in parte acqua, in genere a pressioni diverse tra loro. Ciò è possibile in quanto i due mezzi sono separati da sottili membrane costituite da molecole d'acqua, dette menischi, che aderiscono alle particelle inglobando l'acqua di porosità, che si colloca in prossimità dei



contatti inter-particellari, formando una sorta di sacche, come mostrato in Fig.4.8.

Fig. 4.8 - (A Sinistra) Elemento di volume di terreno parzialmente saturo;

Fig. 4.9 - (A Destra) Condizione di pressione all'interno dei menischi;

Sono quindi i menischi che, essendo in grado di sostenere sforzi di trazione, consentono che la pressione dell'aria,  $u_a$ , possa essere maggiore della pressione dell'acqua,  $u_w$ , Fig.4.9.

La suzione è comunemente definita come la quantità di energia libera dell'acqua di porosità rapportata all'unità di volume del liquido, ed è denominata in tal caso *suzione totale*. Dalla definizione appena data consegue che la suzione totale è la pressione relativa alla quale deve essere sottoposta l'acqua distillata per essere in equilibrio, attraverso una membrana semipermeabile, con l'acqua presente nel terreno. Sostituendo all'acqua distillata una soluzione del tutto simile all'acqua di porosità, la pressione di equilibrio è la *suzione di matrice*.

La differenza tra la pressione dell'aria, che in condizioni naturali è pari alla pressione atmosferica, e la pressione dell'acqua nei pori è detta suzione di matrice:  $s=(u_a-u_w)$  (dove:  $u_w < u_a$ ) e posto  $u_a=0$ , risulta  $s=-u_w > 0$ .

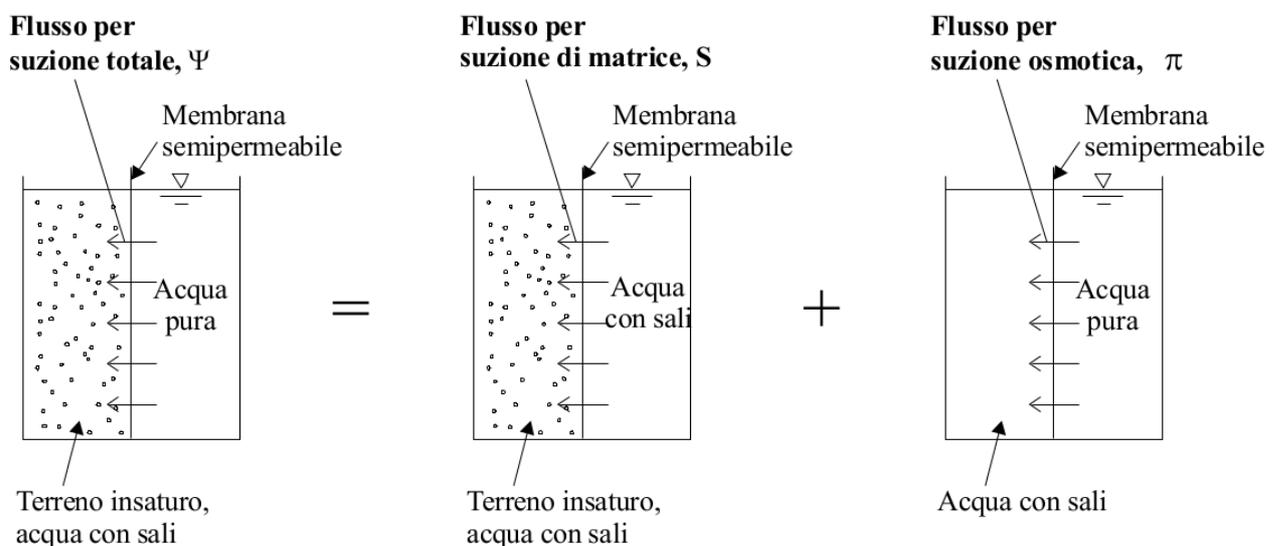
Un terreno non saturo posto a contatto con acqua libera e pura a pressione atmosferica tende a richiamare acqua per effetto della suzione totale,  $\Psi$ .

La suzione totale,  $\psi$ , ha due componenti: la prima componente è la suzione di matrice,  $s$ , di cui si è già detto, associata al fenomeno della capillarità, la seconda componente è la suzione

osmotica,  $\Pi$ , dovuta alla presenza di sali disciolti nell'acqua interstiziale e quindi alla differenza di potenziale elettro-chimico tra l'acqua interstiziale e l'acqua libera:  $\Psi=S+\Pi$

In definitiva osservando la *Fig.4.10*:

1. la suzione totale,  $\Psi$ , è la pressione negativa (ovvero inferiore alla pressione atmosferica) cui deve essere soggetta l'acqua pura in modo da essere in equilibrio, attraverso una membrana semipermeabile (permeabile cioè alle sole molecole d'acqua ma non ai sali) con l'acqua interstiziale;
2. la suzione di matrice,  $S$ , è la pressione negativa cui deve essere soggetta una soluzione acquosa identica in composizione all'acqua interstiziale, in modo da essere in equilibrio, attraverso una membrana permeabile con l'acqua interstiziale;
3. la suzione osmotica,  $\Pi$ , è la pressione negativa cui deve essere soggetta l'acqua pura in modo da essere in equilibrio, attraverso una membrana semipermeabile con una soluzione acquosa identica in composizione all'acqua interstiziale;



**Fig. 4.10** – Componenti della Suzione Totale;

La suzione osmotica è presente sia nei terreni saturi che nei terreni parzialmente saturi, e varia con il contenuto salino dell'acqua, ad esempio come conseguenza di una contaminazione chimica, producendo effetti in termini di deformazioni volumetriche e di variazioni di resistenza al taglio.

Tuttavia la maggior parte dei problemi di Ingegneria Geotecnica che coinvolgono terreni non saturi sono riferibili a variazioni della suzione di matrice, come ad esempio gli effetti della pioggia sulla stabilità dei pendii o sui cedimenti delle fondazioni superficiali.

In Fig.4.11 sono messe a confronto le variazioni di suzione totale,  $\Psi$ , suzione di matrice,  $S$ , e suzione osmotica,  $\Pi$ , con il contenuto in acqua,  $W$ , di un'argilla: si osserva che  $\Pi$  rimane pressoché costante al variare di  $W$ , e quindi per un assegnata variazione di contenuto in acqua  $\Delta W$  si ha  $\Delta\Psi \approx \Delta S$ .

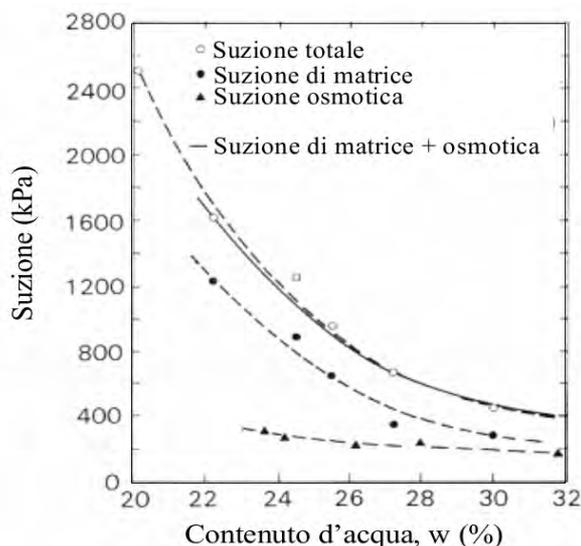


Fig. 4.11 - Misure della suzione totale, osmotica e di matrice su un argilla compatta;

#### 4.1.3.1. - *Influenza della Suzione sulla resistenza al taglio*

Tenendo conto di quanto detto nei precedenti paragrafi, in un terreno non saturo, la presenza dei menischi capillari in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle genera come effetto quello di incrementare gli sforzi normali che si esercitano tra queste ultime. Ciò produce un incremento della resistenza allo scorrimento tra le particelle e, dunque, della resistenza al taglio. Questo incremento non cresce indefinitamente, ma raggiunge un valore asintotico, ed è evidentemente funzione della suzione. Pertanto in un terreno non saturo la resistenza al taglio è funzione della suzione.

Esistono differenti approcci per stimare la resistenza al taglio di un terreno non saturo.

Il primo utilizza la definizione di tensione efficace per terreni non saturi originariamente proposta da Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi \cdot (u_a - u_w)$$

dove  $\sigma'$  è la tensione efficace,  $\sigma$  è la tensione totale,  $u_a$  è la pressione dell'aria,  $u_w$  è la pressione dell'acqua,  $(u_a - u_w)$  è la suzione di matrice,  $(\sigma - u_a)$  rappresenta la tensione netta e  $\chi$  è una proprietà del materiale che dipende dal grado di saturazione, e può assumere valori compresi tra 0 ( per  $S_r = 0$ ) ed 1 (per  $S_r = 1$ ); infatti, l'espressione proposta da Bishop si riduce a quella di Terzaghi nel caso di terreno saturo. Il prodotto  $\chi \cdot (u_a - u_w)$  esprime la tensione interparticellare dovuta alla suzione, altrimenti detta tensione di suzione.

Se si considera infatti la possibilità di riferirsi ad un'unica variabile tensionale, è immediato estendere il criterio di resistenza di Mohr Coulomb dei terreni saturi ai terreni non saturi: basta sostituire alla tensione efficace l'espressione della tensione efficace di Bishop; la resistenza al taglio di terreni non saturi può quindi essere determinata sulla base di due parametri di resistenza al taglio efficace,  $c'$  e  $\varphi'$ , e di una unica variabile di tensione,  $\sigma'$ , nel modo seguente:

$$\tau = c' + [\sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)] \tan \varphi'$$

Un diverso approccio è quello di Fredlund e Rahardjo (1993), secondo il quale la resistenza al taglio dei terreni non saturi è funzione di tre parametri di resistenza e di due variabili di tensione, nel modo seguente:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \Phi' + (u_a - u_w) \tan \Phi^b$$

in cui  $\Phi^b$  è l'angolo di resistenza al taglio per variazione di suzione di matrice,  $(u_a - u_w)$ , inferiore all'angolo di resistenza al taglio,  $\Phi'$ , associato alla variazione di tensione normale netta  $(\sigma - u_a)$ . La resistenza al taglio non varia linearmente con la suzione, ovvero l'angolo  $\Phi^b$  non è costante ma decresce al crescere della suzione. La determinazione sperimentale dell'equazione sopra riportata, richiede l'esecuzione di prove di laboratorio sofisticate, costose, inusuali e molto lunghe, specie per terreni a grana fine il cui coefficiente di permeabilità è molto basso. Inoltre la variabilità di  $\tan \Phi^b$  con la suzione richiede che le prove siano eseguite nel campo di tensione atteso in sito. Pertanto, per evitare la determinazione sperimentale diretta, sono state proposte relazioni empiriche per la stima indiretta di  $\tan \Phi^b$ .

Öberg e Sällfors proposero di stimare il valore di  $\tan \Phi^b$  per limi e sabbie insature nel modo seguente:

$$\tan \Phi_b = S_r \cdot \tan \Phi'$$

Vanapalli et al. proposero di stimare il valore di  $\tan \Phi^b$  con la seguente relazione:

$$\tan \Phi^b = \Theta \cdot \tan \Phi'$$

L'equazione di Fredlund e Rahardjo (1993) rappresenta un piano tangente ai cerchi di Mohr a rottura *Fig.4.12*.

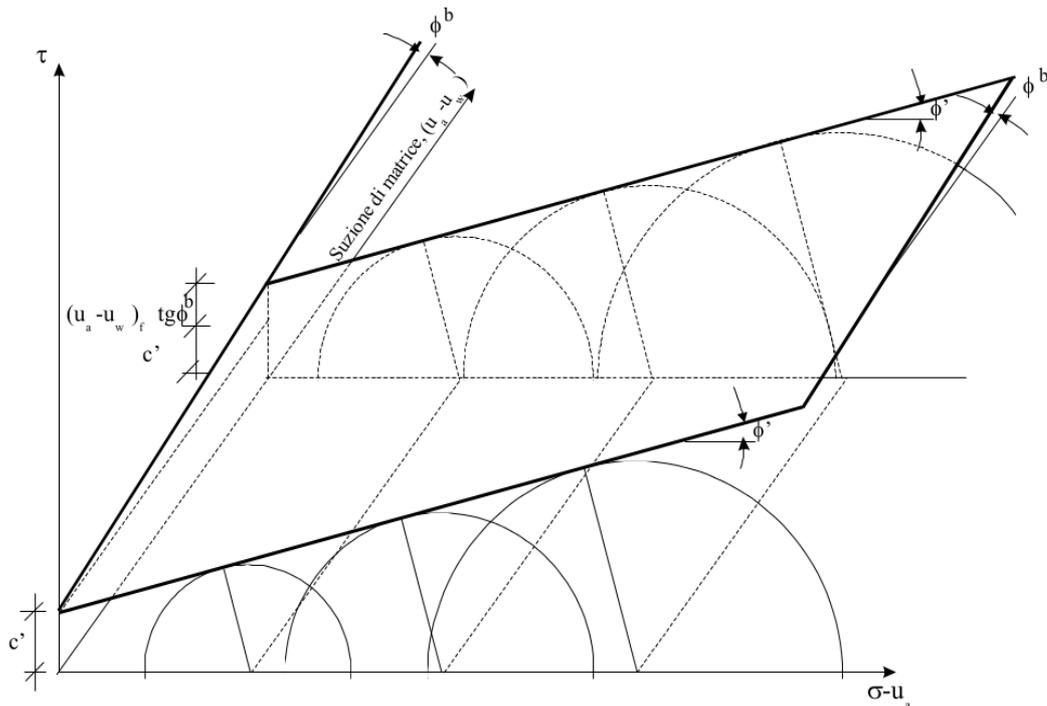


Fig. 4.12 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb generalizzato per terreni non saturi;

L'intersezione del piano di involucro a rottura con il piano  $(u_a - u_w) - \tau$ , è una curva rappresentata in Fig. 4.13 (la curva è una retta se si assume  $\tan \Phi^b = \text{cost}$ ) di equazione:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \Phi^b$$

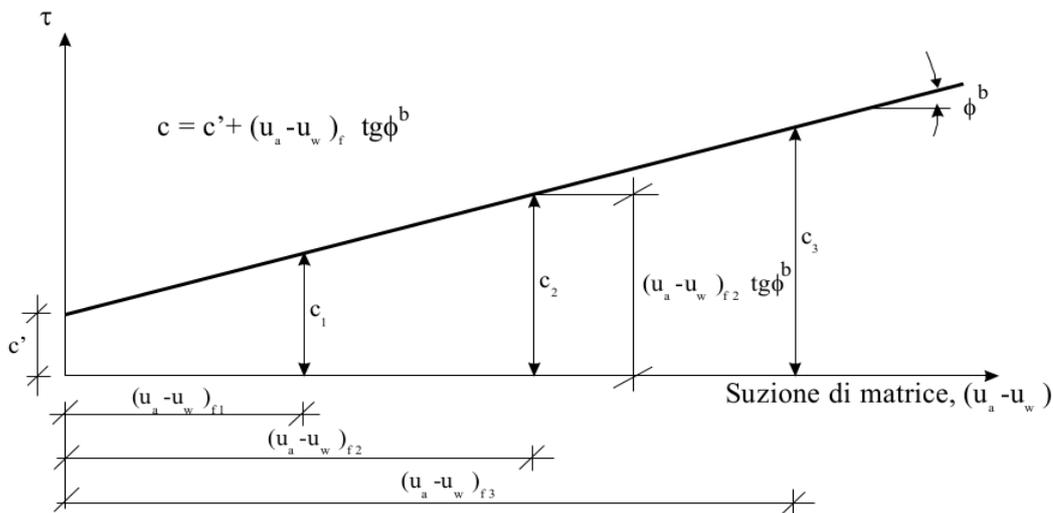


Fig. 4.13 - Intersezione del piano di involucro a rottura con il piano  $(u_a - u_w) - \tau$ ;

### Considerazioni:

Si possono quindi effettuare delle considerazioni sul rapporto tra Suzione e Resistenza al Taglio. L'effetto della suzione sulla resistenza a taglio dei terreni non saturi risulta in accordo con le seguenti considerazioni dedotte da risultati sperimentali:

- per bassi valori della suzione, l'acqua del terreno riempie tutti i pori e quindi la variazione di suzione va considerata come una semplice variazione di pressione neutra in un terreno saturo, nel campo di validità del Principio delle Tensioni Efficaci di Terzaghi;
- al crescere della suzione, l'acqua abbandona progressivamente i pori, e resta all'interno di sacche delimitate dai menischi, in corrispondenza dei punti di contatto con le particelle. Quindi la resistenza a taglio continua a crescere con la suzione a causa dell'incremento degli sforzi normali tra le particelle, ma con incrementi progressivamente minori.
- quando la suzione tende ad annullarsi, rappresenta un problema: ciò avviene quando condizioni meteoriche, idrogeologiche o di altra natura inducono un progressivo incremento del grado di saturazione, che corrisponde ad un altrettanto continuo ridursi del valore di suzione e, quindi, del suo effetto benefico.

#### **4.1.3.2. - Curve di Ritenzione Idrica**

La curva di ritenzione idrica (SWRC), o curva caratteristica terreno-acqua (SWCC), definisce la relazione fra la suzione di matrice e una misura della quantità di acqua presente nel terreno, che può essere opportunamente scelta fra:

- il contenuto d'acqua in peso:  $w = P_w/P_s$
- il contenuto d'acqua in volume:  $\theta = V_w/V = S_r \cdot n$
- il grado di saturazione:  $S_r = V_w/V_v$

Tale curva dipende essenzialmente dalla granulometria del terreno e può essere determinata sperimentalmente su provini indisturbati con diverse tecniche (piastre Richards, estrattore di volume, cella Bishop).

Generalmente la curva è rappresentata in un piano semi logaritmico, avente in ascissa il valore della suzione e in ordinata il valore della variabile di misura della quantità d'acqua nel terreno. La forma tipica di una SWCC è rappresentata in *Fig.4.12*. Al crescere della suzione si individuano tre differenti parti della curva:

- una prima parte (boundary effect zone) caratterizzata da un tratto lineare orizzontale, che può essere più o meno esteso in funzione della granulometria del materiale, corrispondente al grado di saturazione unitario. Tale zona termina con quel valore di suzione in corrispondenza del quale si ha una deviazione della curva dall'andamento orizzontale, che denota l'inizio della desaturazione, e che viene definito valore d'ingresso dell'aria (air-entry value, AEV), indicato con il simbolo  $\psi_b$ ;

- una seconda parte, detta di transizione (transition zone), che individua la zona nella quale al crescere della suzione la quantità d'acqua nel terreno si riduce sensibilmente e la fase liquida diviene discontinua. Il graduale incremento della tensione produce infatti lo svuotamento prima dei pori più grandi e poi di quelli di dimensioni sempre minori, fin quando, raggiunti alti valori di suzione, solamente i pori più piccoli riusciranno a trattenere acqua.

- una terza parte infine, detta residua di non saturazione (residual zone of unsaturation), dove a grandi incrementi di suzione corrispondono piccole riduzioni della quantità d'acqua nel terreno; la curva presenta quindi un tratto sostanzialmente asintotico. Il valore convenzionale della suzione corrispondente al passaggio dalla seconda alla terza parte della curva, ovvero alla quantità d'acqua residua, è indicato con il simbolo  $\psi_r$ .

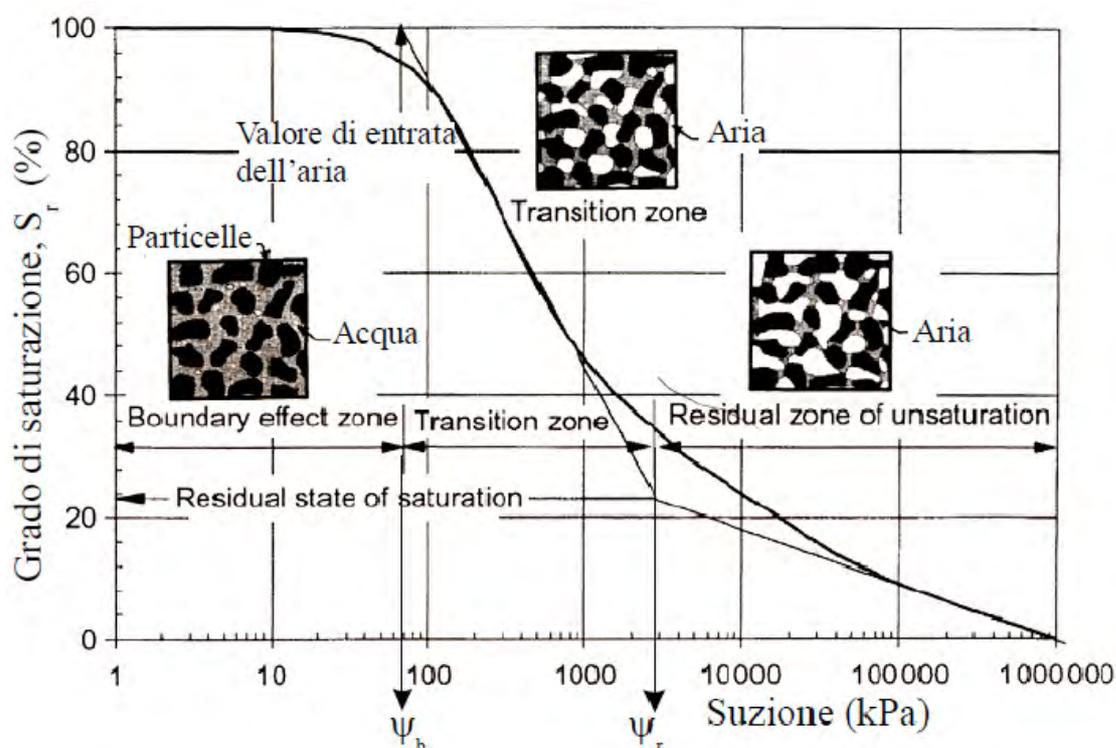


Fig. 4.14 - Esempio di curva di ritenzione idrica e differenti fasi di desaturazione;

La forma della curva di ritenzione dipende dalla dimensione dei pori e quindi dalla composizione granulometrica e dallo stato di addensamento del terreno. I terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), che hanno pori di grandi dimensioni, sono caratterizzati da bassi valori di  $\psi_b$  e  $\psi_r$ , e da una curva ripida nella zona di transizione. I terreni a grana fine (argille), che presentano pori molto piccoli, sono caratterizzati da alti valori della suzione di entrata dell'aria,  $\psi_b$ , e da una minore pendenza della curva di ritenzione nella zona di transizione. Inoltre spesso non è definibile la quantità d'acqua residua, e quindi il valore di  $\psi_r$ .

La determinazione di una curva caratteristica viene solitamente effettuata in laboratorio su campioni di terreno indisturbati attraverso particolari procedure sperimentali che consistono essenzialmente nel far variare una delle due grandezze in gioco (contenuto d'acqua e suzione) e nel misurarne l'altra. In tal modo si individuano  $n$  coppie di valori suzione-contenuto d'acqua che devono essere opportunamente interpolati per ottenere la curva caratteristica. La relazione tra la suzione di matrice ed il contenuto d'acqua può essere ottenuta per essiccamento o per umidificazione. Adottando il primo approccio indicato in precedenza, un campione di terreno inizialmente saturo viene sottoposto a suzioni crescenti e per ogni valore della depressione applicata si determina il contenuto d'acqua. Nel secondo caso si opera su un campione inizialmente secco che, sottoposto ad una suzione elevata, viene messo in collegamento con un volume d'acqua in modo che ne possa assorbire un certo quantitativo fino al raggiungimento delle condizioni di equilibrio.

Comunque, le curve che si ottengono seguendo tali procedimenti non coincidono (isteresi delle curve caratteristiche). In particolare, il contenuto d'acqua di equilibrio con un'assegnata suzione è maggiore se tale condizione viene raggiunta attraverso un processo di desaturazione. Le esperienze raccolte mostrano anche che tutte le curve, siano esse ottenute per essiccamento o per umidificazione, ricadono all'interno di un dominio (dominio di isteresi) delimitato superiormente dalla curva relativa all'essiccamento del materiale saturo, detta curva principale di essiccamento (main drying), ed inferiormente da quella relativa all'umidificazione del materiale seccato in stufa, detta curva principale di imbibizione (main wetting). I percorsi da una all'altra delle curve principali (scanning curves) sono pressoché reversibili *Fig.4.15*.

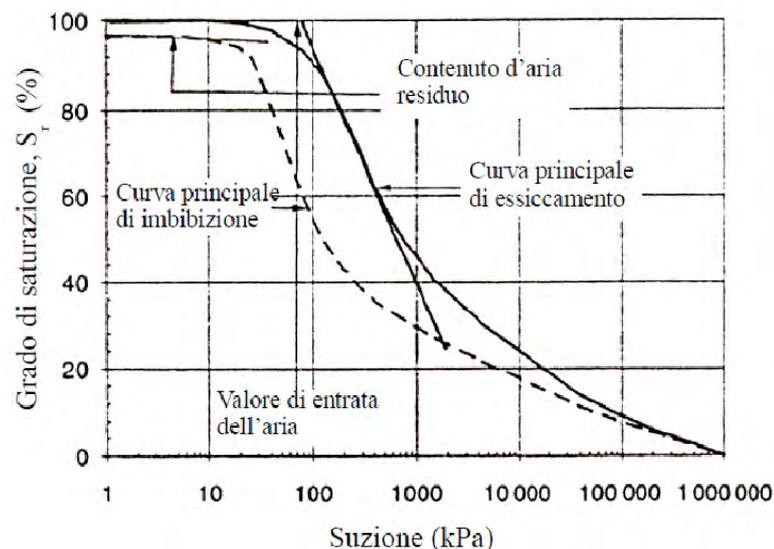


Fig. 4.15 - Curve principali di essiccamento e di imbibizione di una argilla;

#### 4.1.4. - Flusso d'acqua nei terreni non saturi

Considerando ciò detto fin'ora si può quindi notare quanto il comportamento meccanico in terreni non-saturi  $S_r \neq 1$  sia molto più complicato rispetto a quello dei normali saturi  $S_r = 1$ .

Una prima complicazione è data dal fatto di essere di fronte ad un mezzo a quattro fasi, in cui ha ruolo non indifferente anche l'interfaccia aria-acqua oltre alle particelle solide+acqua+aria. A livello sperimentale si devono dunque controllare più variabili.

Una seconda complicazione è data dalla fase gassosa che è comprimibile, dunque la variazione di Volume Totale NON coincide con il Volume Espulso dalle fasi fluidi,  $\Delta V_{tot} \neq \Delta V_w$ . Per esempio in una prova triassiale si assiste ad una variazione di volume anche a drenaggi chiusi. Dunque un problema è anche la quantificazione della variazione del contenuto in acqua del provino, poiché non è sufficiente sapere la variazione di Volume Totale. Nella prova edometrica si deve capire come misurare il  $\Delta V_w$ .

Una terza complicazione è il fatto che non vale il Principio degli Sforzi Efficaci. Non è stata ancora individuata nessuna singola variabile tensionale che, sostituita allo sforzo efficace, permetta la descrizione di tutti gli aspetti del comportamento meccanico di un dato terreno nel campo non saturo. Risultati sperimentali conducono all'uso di almeno due variabili di sforzo indipendenti. Fredlund & Morgenstern (1977), Tarantino et al. (2000): qualsiasi coppia delle tre variabili di sforzo  $(\sigma - u_a)$ ,  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$ , è sufficiente a rappresentare completamente lo stato di sforzo.

Il flusso dell'acqua nei terreni (saturi e non saturi) è determinato dalla differenza di altezza idraulica, o altezza totale  $h$ :

$$h = z + \frac{u_w}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

in cui  $z$  è l'altezza geometrica,  $u_w/\gamma_w$  è l'altezza di pressione, e  $v^2/2g$  è l'altezza di velocità (di norma trascurabile nei moti di filtrazione lenti). Con riferimento alla Fig.4.16 l'altezza totale del punto A è maggiore dell'altezza totale del punto B, e quindi l'acqua si muoverà da A verso B in ragione del gradiente idraulico fra i due punti.

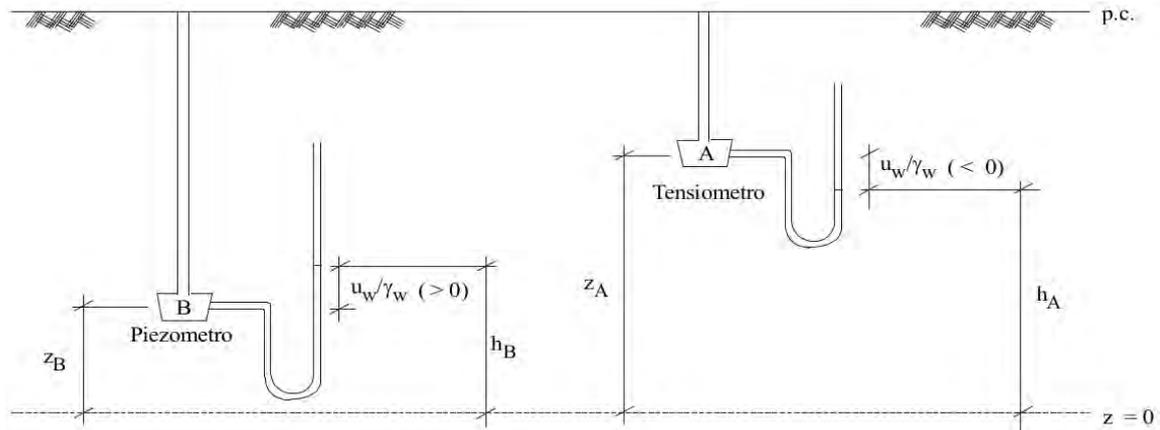


Fig. 4.16 - Gradiente di carico in un terreno non saturo;

Nei terreni non saturi, come nei terreni saturi, vale la legge di Darcy, ma il coefficiente di permeabilità è fortemente dipendente dalla suzione:

$$v = k(\psi) \cdot i$$

$$k(\psi) = k_s \cdot k_r(\psi)$$

in cui:

$k_s$  è il coefficiente di permeabilità (all'acqua) del terreno saturo

$k_r(\psi)$  è la conducibilità idraulica relativa, adimensionale, con valore tra 0 e 1

Alcune delle equazioni proposte per descrivere analiticamente la variazione della conducibilità idraulica relativa con la suzione o con il contenuto volumetrico in acqua sono le seguenti:

a) modello esponenziale (Gardner, 1958)

$$k_r(\psi) = \exp(a \cdot \psi)$$

in cui,  $a$ , è un coefficiente con valori compresi tra  $0,002\text{cm}^{-1}$  (terreni a grana fine) e  $0,05\text{cm}^{-1}$  (terreni a grana grossa);

b) modello di Gardner (1958)

$$k_r(\psi) = \frac{1}{1 + a \cdot (-\psi)^n}$$

c) modello di Davidson et al. (1969)

$$k_r(\psi) = \exp[\beta \cdot (\theta - \theta_s)]$$

d) modello di Mualem e Van Genuchten (1985)

$$k_r(\theta) = \theta^{0,5} \cdot \left[1 - (1 - \theta^{(1/m)})^m\right]^2$$

Nelle *Figure 4.17a e 4.17b* sono rappresentate le curve sperimentali di variazione del contenuto volumetrico in acqua e del coefficiente di permeabilità con la suzione per tre differenti terreni tipici.

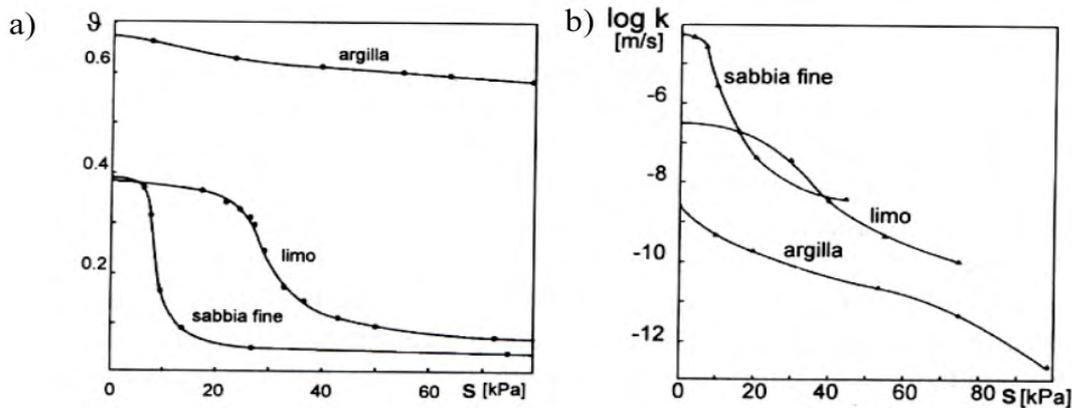


Fig. 4.17 - Curve sperimentali di variazione del contenuto volumetrico in acqua (a) e del coefficiente di permeabilità (b) con la suzione per tre differenti terreni tipici;

#### 4.1.5. - Considerazioni

Concentrare l'attenzione sui fenomeni erosivi all'interno dei corpi arginali non può che richiedere un'analisi quanto più particolareggiata possibile dei materiali che lo costituiscono, come anche dei parametri geotecnici relativi.

Risulterà quindi di grande peso la possibilità di effettuare in maniera completa i sondaggi, le prove in loco, le indagini conoscitive e le analisi di laboratorio dovute per l'individuazione dei parametri necessari ad una corretta caratterizzazione degli argini in analisi.

Dallo studio effettuato si rilevano anche nuove problematiche, da definire in un'analisi specifica, che riguardano la condizione di parziale saturazione, che è rappresentativa di questa tipologia di strutture, poiché si tratta di una situazione intermedia tra quelle teoriche, satura e asciutta, approfondite in letteratura.

Il comportamento meccanico del terreno insaturo è infatti governato da due variabili tensionali indipendenti, la tensione netta ( $\sigma - u_a$ ) e la suzione di matrice ( $u_a - u_w$ ).

Quest'ultimo parametro è di fondamentale importanza per procedere ad uno studio dettagliato del terreno. poiché, come si è visto, influenza la resistenza al taglio e il flusso d'acqua nella struttura.

Si ritiene dunque che valutare gli effetti che la suzione ha sul comportamento dei terreni non saturi sarà uno studio di fondamentale importanza per la realizzazione sia di modelli geotecnici sempre più dettagliati, sia dello sviluppo di software in grado di simulare realisticamente il comportamento dei corpi arginali interessati dai moti di filtrazione.

## 4.2. - Moti di Filtrazione

Il crollo per sifonamento di un argine accade in conseguenza a fenomeni di filtrazione, pressione ed erosione esercitati dalla corrente fluviale sul rilevato.

Per effetto dell'incremento della pressione dell'acqua nel terreno di fondazione si possono instaurare moti di infiltrazione delle acque di piena attraverso strati a maggiore permeabilità, eventualmente presenti al di sotto del piano di posa del rilevato. La differenza di pressione tra il lato fiume ed il lato campagna può risultare in grado di vincere la resistenza offerta dal peso dello strato di terreno oltre l'argine, portando alla rottura del terreno stesso e alla risalita in superficie delle acque, i così detti "fontanazzi".

L'instaurarsi di un regime di moti di filtrazione all'interno di un rilevato arginale rappresenta, spesso, una causa di rottura. È noto dalla letteratura che l'acqua infiltrandosi nel terreno determina dissesti di carattere strutturale: formazione di canali d'acqua (*piping*), sifonamento (*heaving, roofing*), instabilità del rilevato (*slope instability*).

La filtrazione dell'acqua avviene in un mezzo poroso attraverso una serie di canalicoli irregolari quando esiste un carico idraulico specifico ovvero un dislivello idraulico tra monte e valle di un'opera. Il fluido, infiltrandosi nel terreno, incontra resistenze molto elevate tanto da poter considerare il moto molto laminare e trascurare il contributo dell'energia cinetica rispetto l'energia posseduta dal fluido.

In ogni punto del mezzo poroso attraversato dal fluido possiamo esprimere il valore della sua energia ovvero quanto vale la sua quota piezometrica  $h=z+p/\gamma$ . L'energia piezometrica è costante lungo la verticale al moto poiché si ha una distribuzione idrostatica della pressione. In particolare, l'acqua si infila nel terreno poiché esiste un gradiente di quota piezometrica  $h$  nella direzione del moto.

Ovviamente la filtrazione viene studiata globalmente rispetto al mezzo poroso in esame studiando, cioè, il moto che contemporaneamente avviene in tutto l'insieme dei canali.

È opportuno ricordare, a questo punto, il concetto di velocità apparente come la velocità media calcolata in una sezione generica comprensiva di vuoti e grani. Data una sezione  $dA$  del mezzo poroso la velocità apparente si può esprimere come  $V=dQ/dA$ , dove  $dQ$  rappresenta la

portata transitante nella sezione di studio. La velocità apparente è sempre inferiore della velocità reale che si ha in un singolo canale e rappresenta proprio la velocità di filtrazione. Il gradiente idraulico dipende dalla velocità che varia con la dimensione dei vuoti e dei grani all'interno del mezzo, ma per piccoli volumi del mezzo i piccoli meati possono essere considerati uniformemente distribuiti sicché anche il gradiente idraulico può essere considerato uniformemente distribuito nella direzione del moto. Fatte le dovute osservazioni su energia piezometrica, velocità di filtrazione e gradiente idraulico si può sostituire all'andamento discreto delle grandezze che costituiscono il moto lungo una qualsiasi direzione, un campo di moto continuo.

La legge che descrive come avviene il moto di filtrazione all'interno di un mezzo poroso è la Legge di Darcy  $Q = -k \cdot A \cdot \left(\frac{h_a - h_b}{L}\right)$

ovvero una legge lineare che relaziona la velocità alla dissipazione di energia tramite una costante  $k$  detta coefficiente di permeabilità. Il coefficiente di permeabilità  $k$ , che dimensionalmente è una velocità, può assumere diversi valori in funzione delle caratteristiche del terreno, Tab.4.2.

Un valore approssimato del coefficiente di filtrazione  $k$  può essere stimato con la seguente relazione:  $k = \frac{2 \cdot \rho \cdot g \cdot d^2}{1150 \cdot \mu}$

TIPO DI TERRENO	$k$ [m/s]
Ghiaia	$10^{-2} \div 10$
Sabbia mista e ghiaia minuta	$10^{-3} \div 10^{-2}$
Sabbia pulita	$10^{-5} \div 10^{-3}$
Argilla	$10^{-8} \div 10^{-4}$
Limo	$10^{-8} \div 10^{-6}$

Tab. 4.2 - Valori indicativi della permeabilità per tipo di terreno;

In particolare, il coefficiente  $k$  può essere stimato in laboratorio o in sito. In laboratorio si può utilizzare un particolare dispositivo detto permeometro. Questo dispositivo è costituito da un campione del mezzo poroso prelevato indisturbato e posto in un tubo alimentato con una portata liquida per gravità. All'inizio ad alla fine del tratto poroso vengono posti due piezometri il cui dislivello di quota piezometrica ( $h_1 - h_2$ ) indica quanta energia si è dissipata. Poi facendo il rapporto tra il dislivello di quota piezometrica e la lunghezza del provino otteniamo il valore del gradiente idraulico. La velocità di filtrazione è determinata dividendo il valore della portata  $Q$  misurata con idoneo strumento per l'area  $A$  della sezione del condotto. Tramite la legge di Darcy si determina infine il valore del coefficiente di filtrazione:

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Q \cdot l}{A \cdot (h_1 - h_2)}$$

In sito, invece, il coefficiente di filtrazione può essere stimato con diversi metodi. Il metodo più classico è quello di misurare le quote piezometriche di una falda in tre pozzi

relativamente vicini in modo da poter determinare, interpolando, l'andamento della falda. La velocità di filtrazione viene stimata introducendo del tracciante nel pozzo di monte e misurando il tempo che occorre al tracciante nel passare negli altri due pozzi. Nota la distanza tra i due pozzi ed il tempo impiegato al tracciante per raggiungerli discende la componente della velocità e quindi il valore della velocità stessa. Da questo valore e dalla stima del gradiente idraulico, mediante la legge di Darcy, si calcola il coefficiente di filtrazione  $k$ .

#### 4.2.1. - Il reticolo idrodinamico

La costruzione di appositi reticoli idrodinamici può permetterci di studiare i moti di filtrazione.

Assumendo un valore del coefficiente di filtrazione  $k$  costante in ogni direzione ed in ogni punto del mezzo poroso (ipotesi di omogeneità ed isotropia) sede di un moto di filtrazione è possibile per una qualsiasi direzione  $s$  generica scrivere la legge di Darcy nel seguente modo:

$$V = k \cdot i = k \cdot \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{\partial kh}{\partial s}$$

La genericità della direzione  $s$  permette l'introduzione della funzione potenziale di velocità:

$$\Phi = k \cdot h + \cos(t)$$

per cui essendo:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial s} = \frac{\partial kh}{\partial s} = k \frac{\partial h}{\partial s}$$

si può esprimere la velocità con la seguente espressione:  $V = \frac{\partial \Phi}{\partial s}$

Una linea per cui  $\Phi$  è costante è denominata *linea equipotenziale*. Indicata con  $n$  la normale ad

una linea equipotenziale si ha:  $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0$

Se consideriamo due percorsi diversi  $s_1$  ed  $s_2$  essi avranno due valori diversi delle velocità in quanto anche se abbiamo che il salto di potenziale  $\Delta\Phi = \Phi_1 - \Phi_2$  per i due percorsi è uguale ponendo  $s_1 < s_2$  si avrà che  $V_1(\Delta\Phi / s_1) > V_2(\Delta\Phi / s_2)$  ed  $i_1(V_1/k) > i_2(V_2/k)$ . Poiché l'acqua, a parità di dissipazione di energia segue la strada a maggiore pendenza, ovvero a maggiore gradiente idraulico, la velocità di filtrazione è diretta perpendicolarmente alla linea equipotenziale. Per cui possiamo asserire che le linee di corrente sono normali alle linee equipotenziali.

L'introduzione dei concetti di linea equipotenziale e di linea di corrente permette di tracciare il reticolo idrodinamico. Tale reticolo è costituito dall'involuppo di tutte le linee equipotenziali e di corrente relativo ad un determinato moto di filtrazione. In particolare se si

considerano due linee equipotenziali con potenziali diversi tra loro, tracciando due linee di corrente distanti tra loro di un determinato valore si ottiene una maglia del reticolo di flusso. Questa maglia ha la particolare proprietà di avere le diagonali congiungenti i vertici opposti tra loro perpendicolari in modo che la lunghezza e la larghezza della maglia coincidano. La maglia, essendo delimitata da due linee di corrente, si può considerare come un tubo di flusso.

Esprimendo la velocità di filtrazione come:  $V = k \frac{\partial \Phi_{12}}{\partial n}$

Possiamo ricavare il valore della portata  $q$  che attraversa una superficie assegnata di profondità  $DL$ , che sarà:  $q = V \cdot \Delta L$ , quindi se il campo di moto in esame è composto da  $n$

tubi di flusso di sezioni  $\Delta L$ , la portata totale  $Q$  per unità di profondità è:  $Q = nk \frac{\partial \Phi_{12}}{\partial n} \Delta L$

Ed infine se il reticolo di flusso ha  $N$  salti equipotenziali con maglie di lati uguali, ponendo la differenza di potenziale all'inizio e alla fine del reticolo di flusso  $\Delta \phi = \Delta h$ , possiamo scrivere:

$$Q = nk \frac{\partial h}{N}$$

È possibile, quindi, tracciare qualsiasi reticolo idrodinamico partendo dalla valutazione delle condizioni al contorno e procedendo per tentativi ricordando che le linee di corrente equipotenziali sono tra loro ortogonali e che le maglie devono avere le diagonali congiungenti i vertici opposti perpendicolari tra loro.

La costruzione del reticolo idrodinamico permette, inoltre, il calcolo della spinta dell'acqua sulla superficie di fondazione dell'opera, denominata sottospinta ed il calcolo per la verifica al sollevamento del terreno al piede dell'opera (*Sifonamento*).

Tracciare il reticolo idrodinamico significa quindi delineare l'andamento del potenziale  $\phi$  nel terreno: noto il valore del potenziale  $\phi$  è possibile determinare il valore del carico idraulico nel terreno  $h = \phi/k$  e della pressione  $p = \gamma h$ .

Infine, accenniamo senza soffermarci, che rimuovendo le ipotesi restrittive di terreno omogeneo ed isotropo, ovvero considerando un terreno relativamente omogeneo si può assumere che il valore di  $k$  sia costante in tutto il terreno ma non in tutte le direzioni (terreno anisotropo). Ricordiamo che generalmente il coefficiente di permeabilità  $k$  è maggiore nella direzione orizzontale rispetto quella verticale ( $k_o > k_v$ ).

Dunque le relazioni precedentemente descritte dovranno vedere l'inserimento delle coordinate e delle direzioni del flusso.

Non ci soffermiamo sull'analisi matematica, ma esponiamo che adottando opportuni coefficienti di permeabilità e trasformando le coordinate cartesiane in maniera adeguata possiamo scrivere la seguente equazione:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z'^2} = 0$$

che descrive il campo di moto per un terreno anisotropo e la cui soluzione grafica è rappresentata da un reticolo deformato ovvero allungato nel verso della direzione in cui si ha un valore maggiore del coefficiente di permeabilità. Il reticolo idrodinamico trasformato permette il calcolo delle pressioni, mentre per conoscere il valore della portata filtrante attraverso le singole maglie si può continuare ad usare la formula vista

in precedenza:  $Q = nk \frac{\partial h}{N}$

Con un coefficiente di permeabilità  $k$  medio, pari a:

$$k = \sqrt{k_{oriz} \cdot k_{vert}}$$

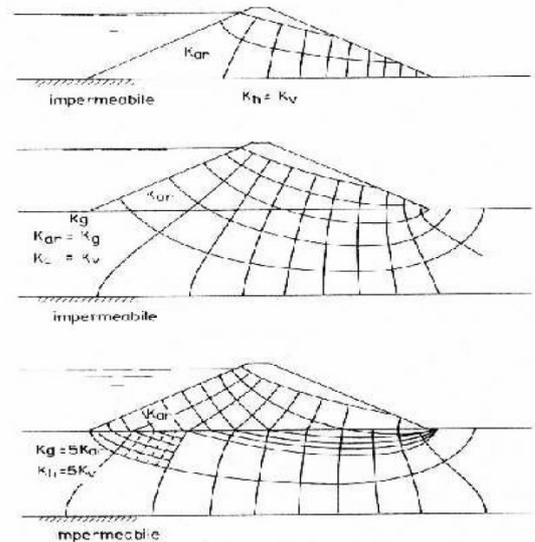


Fig. 4.18 - Esempi di reticoli idrodinamici;

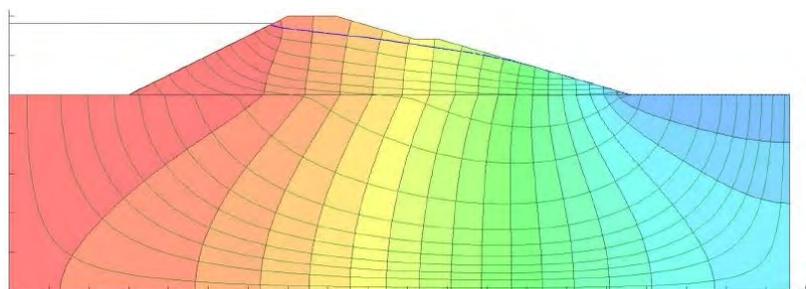


Fig. 4.19 - Esempio di Reticolo Idrodinamico simulato con software;

#### 4.2.2. - Effetti meccanici dovuti ai moti di filtrazione

Prolungate ed intense piogge, ridotte caratteristiche di permeabilità dei materiali costituenti i corpi arginali, un'eventuale presenza di tane, apparati radicali e, più in generale, di vie preferenziali di deflusso, possono dare origine ad un moto di filtrazione che si instaura attraverso un corpo arginale con conseguenti fenomeni di instabilità.

Dapprima, si possono formare dei fontanazzi localizzati al piede dei rilevati arginali sul lato campagna e poi, in seguito all'instaurarsi di fenomeni di erosione interna (*Piping*), le aperture si possono allargare fino a provocare il cedimento per fenomeni di scivolamento dei paramenti lato campagna (*Landside*) oppure l'eventuale sprofondamento della parte sommitale dell'argine all'interno della cavità precedentemente formatasi nel corpo arginale.

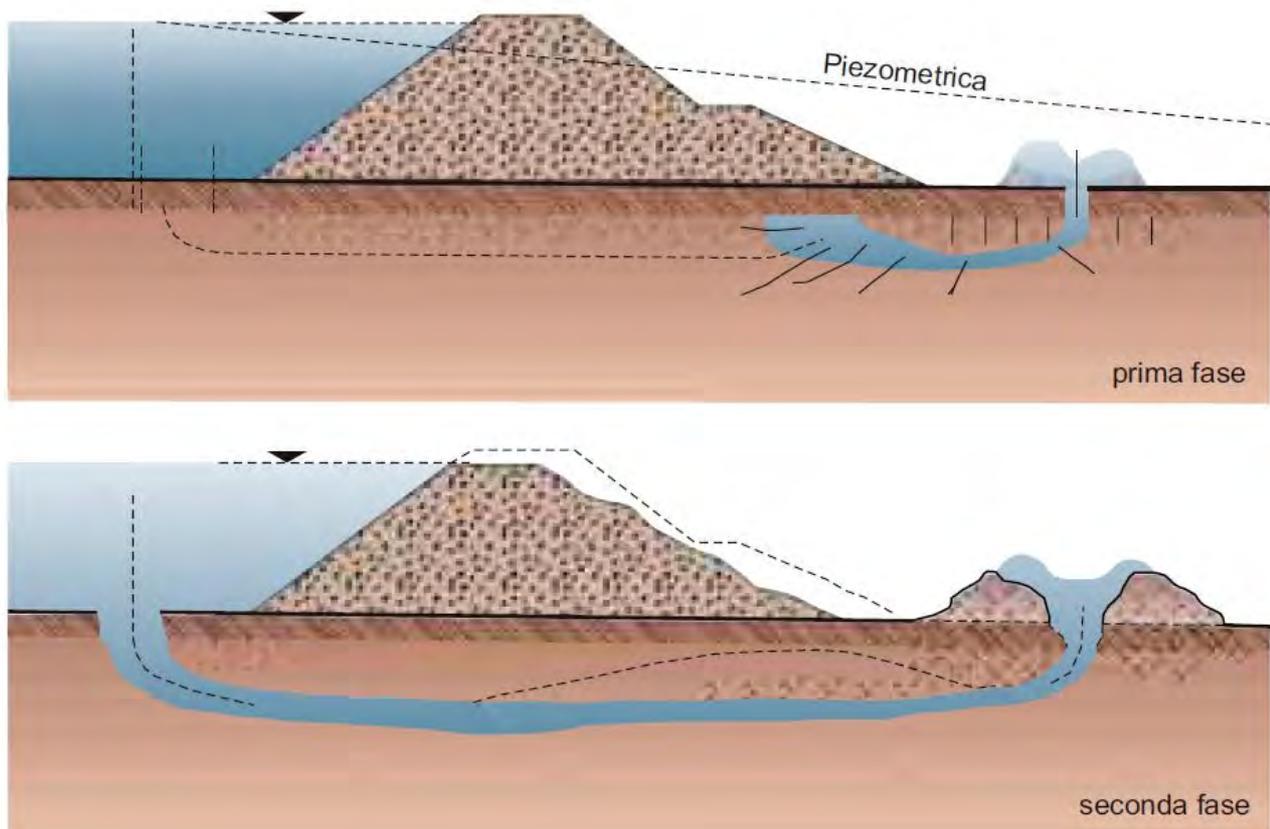


Fig. 4.20 - Esempio di rottura arginale per Sifonamento;

Nel primo caso l'apertura della breccia è attribuibile ad una riduzione della stabilità complessiva del rilevato arginale connessa ad una riduzione del peso proprio dello stesso (*Heaving*), nel secondo l'apertura della breccia è collegabile solo alla successiva invasione della stessa da parte delle acque che precedentemente defluivano in alveo.

Indipendentemente dalle modalità con cui le brecce si sono andate effettivamente formando all'interno del corpo arginale, l'origine del fenomeni è, comunque, sempre riconducibile ai moti di filtrazione generatisi all'interno degli argini.

Di seguito, sono elencate le possibili cause di rotture arginali dovute ai moti di filtrazione (*Seepage*).

Nella letteratura tecnica italiana i fenomeni di collasso strutturale di un argine, connessi con i fenomeni di filtrazione, vengono indicati genericamente col nome di "*Sifonamento*". Di contro, nella letteratura tecnica anglosassone, con maggiore rigore, tali fenomeni vengono più specificatamente indicati col nome di "*Piping*", "*Heaving*" e "*Roofing*".

La caratteristica che accomuna questi fenomeni è l'erosione ed il trasporto di materiale che avviene in taluni punti interni all'argine o al terreno di fondazione dove il gradiente idraulico e la velocità di filtrazione assumono valori critici causando spostamenti di intere porzioni di terreno che si possono tradurre in inclinazioni, cedimenti differenziali od anche lesioni delle strutture idrauliche con perdita della loro funzionalità.



Fig. 4.21 - Esempio di collasso arginale interno. 2011 a Sabbioncello (MN);

#### 4.2.2.1 - La stabilità del rilevato (*Slope Stability*)

Esistono diverse tipologie di instabilità per un rilevato arginale; instabilità che si possono verificare sia in fase di costruzione che di esercizio. Sicuramente le tipologie più pericolose sono rappresentate dalle situazioni che possono avvenire in fase di esercizio in quanto difficilmente prevedibili.

La stabilità di un rilevato arginale e più precisamente delle sue sponde, in fase di esercizio, è legata alla variazione dei livelli di piena nel corso d'acqua ed ai moti di filtrazione (*seepage*). In particolare, per quanto riguarda la sponda dell'argine lato fiume, si possono avere fenomeni di instabilità a causa degli svassi più o meno rapidi ed ai moti di filtrazione alimentati dalle falde a campagna; mentre per quanto riguarda la sponda lato campagna la

stabilità è legata essenzialmente ai moti di filtrazione che si possono creare nel rilevato o nel terreno.

Si possono avere problemi di stabilità e di cedimenti di carattere puramente geotecnico quando sono direttamente interessati strati di terreno argilloso o argilloso-limoso normalmente consolidato, strati di argilla e limo con terreno organico, strati di terreno organico di vario tipo. Mentre con argille sovraconsolidate e più in particolare con sabbie e ghiaie o con rocce vi possono essere problemi di stabilità strettamente legati alle infiltrazioni di acqua ovvero problemi di sifonamento in quanto è più facile che un regime di moti di filtrazione possa dar luogo a fenomeni erosivi tipo *piping*.

In particolare, i problemi di stabilità globale del rilevato vengono studiati esaminando la stabilità a scivolamento del corpo arginale o dell'argine con il terreno di fondazione. Le verifiche, che vengono fatte per le situazioni più pericolose che si possono avere durante la costruzione, a fine costruzione ed in esercizio, sono condotte individuando un coefficiente di sicurezza confrontando la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata.

Solitamente viene utilizzato il metodo dell'equilibrio limite mediante cui viene ricavata una soluzione approssimata per il problema di stabilità scegliendo una superficie di scivolamento di forma semplice ed utilizzando le equazioni di equilibrio considerando la stabilità su un piano dove vengono trascurate qualsiasi tipo di resistenza o di azione trasversale. La verifica viene condotta ricercando, tra le varie possibili superfici di scivolamento, quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata. Spesso viene esaminata la stabilità dell'insieme argine-terreno di fondazione in condizioni di terreno eterogeneo e con distribuzione delle pressioni neutre non facilmente quantificabili. Per questo motivo risulta conveniente usare metodi di verifica che suddividono la massa interessata dallo scivolamento in un numero finito di conci su cui si risolvono le equazioni di equilibrio della statica coinvolgendo tutte le forze in gioco nelle ipotesi di deformazione piana, terreno rigido-plastico, drenante o non drenante e coefficiente di sicurezza costante lungo l'ipotizzata superficie di scorrimento.

A tale scopo, sapendo che le superfici di probabile rottura dei rilevati non risulteranno sicuramente piane ma, molto più verosimilmente, pseudo-circolari o consimili, esistono diversi metodi di verifica di vari autori, tra i quali: - Fellenius; - Creager et al.; - Bishop; - I metodi approssimati: Equilibrio delle Forze; - Janbu semplificato; - Il metodo dei Cunei; - Morgenstern e Price; - Spencer; - G.L.E (General Limit Equilibrium); - Janbu rigoroso; - Sarma; - Bell; - Il metodo d'involuppo di resistenza. Tuttavia, qualsiasi metodo si vuole utilizzare, va

evidenziato che l'accuratezza della soluzione dipende dalla scelta dei parametri della resistenza a taglio e delle pressioni neutre allorché la superficie di scivolamento ipotizzata si avvicina, quanto più possibile, alla forma della reale superficie di scivolamento.

Infine, va osservato che durante la costruzione degli argini si ha un incremento delle tensioni sia nel rilevato che in fondazione. La pressione iniziale dei pori dipende sostanzialmente dal contenuto d'acqua del materiale che man mano viene posto in opera e conseguentemente anche l'aumento di pressioni neutre durante la costruzione. Se il terreno presenta un basso coefficiente di permeabilità e se il periodo di costruzione è breve, la dissipazione delle pressioni neutre nel rilevato è pressoché nulla (condizione non drenata). In questi terreni il coefficiente di sicurezza del rilevato a fine costruzione è minore che a lungo termine. Se in fondazione abbiamo terreno argilloso normalconsolidato o leggermente sovraconsolidato, il coefficiente di sicurezza dell'insieme rilevato-fondazione è più basso a fine costruzione (breve termine) che a lungo termine perché a fine costruzione si ha il massimo valore delle pressioni neutre ed è quindi opportuno procedere con verifiche a breve termine ovvero in condizioni non drenate con  $\tau = c_u$ .

#### **4.2.2.2 - Il "Piping"**

Il piping è un fenomeno dinamico, generalmente si sviluppa a partire dall'unghia di valle dell'opera regredendo verso monte attraverso vie preferenziali all'interno del terreno di fondazione o del rilevato o tra rilevato e fondazione. La rimozione delle particelle (in genere della frazione più fina o di quella con minore peso specifico) ha, pertanto, inizio sul lato campagna manifestandosi, talvolta, con la presenza di piccole sorgenti localizzate (*sand boil*). Successivamente, il fenomeno di erosione tende ad estendersi verso monte, con un meccanismo di tipo regressivo, per effetto dell'incremento di velocità dovuto alla riduzione delle resistenze idrauliche, fino al raggiungimento della zona golenale e conseguente collasso dell'opera.

Il provvedimento possibile, in questi casi, consiste nell'arginare il *sand boil* con opere provvisoriale in terra o mediante l'ausilio di sacchetti di sabbia o materiale diverso (coronelle), in modo da ottenere l'innalzamento del livello di affioramento e ridurre così il carico motore disponibile all'acqua per infiltrarsi nel terreno.

Per individuare la condizione di innesco del piping è possibile valutare il valore del gradiente idraulico ovvero quando si attinge al suo valore critico. Esistono degli studi del passato (*Mentre osserveremo nel Capitolo successivo i più moderni*).

Sherard nel 1963 ha condotto degli studi sul meccanismo del piping rispetto alle dighe in terra e a quelle miste formate da terra e rocce. Egli ha osservato che quando si instaura un moto di filtrazione la pressione viene dissipata dall'attrito dovuto alle forze di trascinamento che si oppongono al moto dell'acqua attraverso i pori presenti nel terreno. L'acqua, filtrando, genera erosione e tende a trascinare via con se le particelle di terreno. Se l'erosione dovuta alla filtrazione dell'acqua assume valori significativi, le particelle di terreno vengono trasportate via ed ha inizio il piping. Se il terreno è coesivo, si possono formare dei piccoli canali al di sotto del percorso seguito dalla filtrazione. Una volta che si è innescato il piping, il flusso all'interno del tubicino tende ad aumentare in quanto diminuiscono le forze di attrito, ed il fenomeno accelera trasformando i piccoli tunnel in veri e propri tubi d'acqua sotterranei.

Secondo Van Zyl e Harr (1981) l'analisi degli effetti erosivi dovuti al piping non sono di facile interpretazione a causa delle numerose discontinuità. Nonostante ciò gli approcci sviluppati da Bligh (1927) e Lane (1935) sono ancora oggi usati per la progettazione di dighe ed argini. L'erosione interna inizia localmente con il movimento delle piccole particelle all'interno della matrice terrosa fino a formare poco alla volta delle piccole cavità, quindi il collasso e infine la rottura. Il meccanismo con cui avviene questo fenomeno è un concetto molto importante per l'analisi della filtrazione attraverso le strutture di ritenuta. Casagrande (1937) ha calcolato il valore del gradiente idraulico attraverso lo studio del reticolo idrodinamico. Khosla (1936) e Harr (1962) suggeriscono dei metodi teorici per determinare il gradiente in uscita per particolari sezioni trasversali. Nel 1985 Khilar et al. hanno condotto studi su terreni argillosi per la determinazione dei gradienti critici che comportano erosione. Essi hanno elaborato la seguente formula in cui si stima il valore del gradiente idraulico critico che può innescare il piping:

$$i_c = \frac{\tau_c}{2,828 \cdot \gamma_w} \left( \frac{n}{k} \right)^{0,5}$$

dove  $n$  rappresenta la porosità;  $k$  rappresenta la permeabilità intrinseca del materiale,  $\gamma_w=9806 \text{ N/m}^3$  è il peso specifico dell'acqua e  $\tau_c$  rappresenta la tensione di taglio critico.

Per terreni granulari, la tensione di taglio critico può essere stimata dal valore del  $d_{50}$  (Lane, 1935) come  $\tau_c=10 \cdot d_{50}$  (il diametro è espresso in millimetri).

Successivamente Aralunandan e Perry (1983) hanno condotto degli studi sull'erodibilità del *clay core* all'interno delle dighe in pietra; essi hanno verificato che il valore critico della  $\tau_c$ , di incipiente movimento delle particelle di terreno, è sempre maggiore a  $9 \text{ dynes/cm}^2$ . Inoltre,

nel caso specifico delle argille, un valore massimo accettabile del rapporto di  $L/H_{crit}$ , indicato da Khilar, è pari a 40.

Possiamo, quindi, affermare da quanto detto, che ciò che influenza la rottura di un argine per infiltrazione d'acqua è il tipo di terreno, il valore del carico idraulico ed il relativo reticolo idrodinamico.

Ulteriori studi sperimentali sull'erosione dovuta al piping sono stati condotti da Tomlinson e Vaid (2000), i quali hanno testato diversi filtri granulari artificiali su diverse combinazioni di terreni di base. Essi, mediante l'uso di un permeametro sottoposto a diverse condizioni di pressioni, hanno determinato il valore del gradiente idraulico critico che comportava erosione nel terreno attraverso il filtro. Essi, inoltre, hanno osservato che il gradiente critico assumeva valori bassi se il carico idraulico si faceva crescere rapidamente. A tale proposito, Van Zyl e Harr (1981) hanno sottolineato l'importanza di valutare lo sviluppo di un flusso d'acqua (lento o veloce) rispetto a problemi di piping.

Infine, in accordo con le osservazioni condotte sul campo, Tomlinson e Vaid hanno constatato che un terreno non saturo può rompersi per valori di gradienti idraulici critici molto più bassi rispetto a quelli propri del terreno in esame.

Studi sull'insorgere del piping sono stati condotti anche da Sellmeijer (Ph. D. Thesis, 1988) e dallo stesso Sellmeijer e Koenders (1991). Essi affermano che si ha un concreto pericolo di rottura per piping quando la lunghezza del canale eroso, che si è sviluppato partendo dal lato campagna dell'argine, è più grande della metà della lunghezza della base del rilevato. Essi, in particolare, hanno sviluppato un modello matematico con cui è possibile prevedere se esiste una situazione di equilibrio al di sotto di un rilevato dopo che parte del materiale è stato trascinato via per filtrazione ed erosione. Ebbene, essi hanno osservato che in particolari condizioni lo sviluppo del canale può arrestarsi evitando la rottura globale del sistema argine terreno di fondazione. A valle dei loro studi, Sellmeijer e Koenders hanno elaborato degli abachi in cui sono rappresentate le relazioni che esistono tra la lunghezza del canale eroso e la differenza di carico idraulico.

Ricordiamo, inoltre, gli studi condotti da Ojha, Singh e Adrian (2001) che hanno sviluppato un modello per lo studio del piping che si basa sulla legge di Darcy. Essi, a differenza delle formule elaborate da Sellmeijer e Koenders, hanno sottolineato l'importanza della dipendenza della permeabilità non solo dalla dimensione dei grani ma anche dall'indice di porosità. In effetti una formulazione per la valutazione del gradiente critico in funzione della porosità restituisce risultati molto più soddisfacenti.

Infine, Ozkan (Ph. D. Thesis, 2003) evidenzia l'importanza degli effetti di transitorietà del gradiente idraulico durante un evento di piena. Ella, in particolare, ha sviluppato un modello analitico monodimensionale per lo studio del moto dell'acqua al di sotto di un argine rispetto alle variazioni delle condizioni idrauliche che si possono avere in un corso d'acqua. In particolare, Ozkan sottolinea l'importanza degli effetti cumulativi dovuti alle variazioni del carico idraulico ai fini dell'innesco di piping e formazione di *sand boil* a valle di un argine.

Un miglioramento delle condizioni di sicurezza al piping può essere ottenuto con l'uso di diaframmi, i quali allungando il percorso delle linee di corrente riducono il gradiente idraulico medio. Per ottenere una riduzione del gradiente idraulico in uscita ed un aumento delle pressioni efficaci nel terreno si può fare anche uso di filtri (*Osservazioni presenti nei Capitoli precedenti*).

#### 4.2.2.3 - L' "Heaving"

L' "Heaving" viene studiato confrontando le forze di filtrazione per unità di volume col peso effettivo unitario di terreno riferito ad un determinato volume di controllo.

Il primo ad occuparsi dettagliatamente di questo problema è stato il Terzaghi che ha elaborato un criterio di verifica per le opere di ritenuta interessate da un regime di moti di filtrazione. In particolare Terzaghi (1929) ha elaborato un approccio per lo studio dei moti di filtrazione che si basa sulla valutazione del gradiente idraulico. La teoria sviluppata dal Terzaghi si basa sull'equilibrio delle forze agenti su un volumetto di controllo ovvero sulla somma delle forze verticali dovute ai moti di filtrazione esercitate dal flusso dell'acqua verso l'alto con le forze dovute al peso proprio del terreno che agiscono verso il basso. Egli definisce un gradiente idraulico critico capace di innescare *Heaving* come il seguente rapporto:

$$i_c = \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

dove  $\gamma'_s$  è il peso del volume unitario del terreno immerso,  $\gamma_w$  è il peso dell'acqua,  $G_s$  è la forza di gravità ed  $e$  rappresenta l'indice dei pori del terreno. Per terreni comuni il valore del gradiente critico secondo Terzaghi vale all'incirca 1.

Anche Harza ha studiato una relazione che individuasse il valore del gradiente idraulico di innesco dell' *Heaving*:

$$i_c = (1 - a \cdot e) \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$$

in cui  $i_c$  rappresenta il valore minimo della cadente piezometrica per cui il materiale solido costituente l'argine si muove;  $e=n/(1-n)$  rappresenta l'indice dei pori, con  $n$  porosità del materiale che costituisce il corpo arginale;  $a$  è una costante, di valore pari a  $(1.2\div 1.3)$  (Canali, "L'Acqua", 1949, n. 7, 8 e 9),  $\gamma_w$  e  $\gamma_s$  sono, rispettivamente, il peso di volume dell'acqua e del materiale costituente il rilevato arginale.

Questa relazione costituisce una generalizzazione della formula proposta da Terzaghi valida quando  $e\neq 0$  (cioè, per  $n\neq 0$ ).

La verifica al sifonamento può ritenersi soddisfatta se il coefficiente di sicurezza  $F$ , definito come il rapporto tra il gradiente critico ed il gradiente in uscita assume valori maggiori dell'unità. 
$$F = \frac{i_c}{i_e}$$

Diversi autori hanno elaborato dei valori del coefficiente di sicurezza, ma possiamo fare riferimento al valore di:  $F > 4\div 5$  (Da Deppo et. al., "Sistemazione dei corsi d'acqua", 1997);

Nei terreni argillosi o limosi ovvero con una grande percentuale di particelle fini e quindi coefficiente di permeabilità molto basso si può avere molto più facilmente "heaving" ovvero sollevamento globale della massa di terreno, specialmente quando in corrispondenza del piede dell'opera la permeabilità degli strati superficiali è molto più bassa di quelli sottostanti.

In questi terreni un rapido incremento del carico idraulico può comportare il sollevamento del terreno superficiale, comportando la rottura del paramento lato campagna.

Quando la filtrazione interessa anche lo strato superficiale del terreno, la verifica può essere condotta con un metodo analogo a quello proposto da Terzaghi; il coefficiente di sicurezza viene in questi casi così definito:

$$F = \frac{(\frac{1}{2}\gamma' \frac{D}{2})}{(\gamma_w h_w \frac{D}{2})}$$

ossia come il rapporto tra il peso efficace del prisma di terreno compreso tra la superficie superiore dell'ammasso ed il piede del rilevato con base larga  $D/2$  e la spinta esercitata dall'acqua sulla base di tale prisma. Per garantire la sicurezza al sifonamento per *heaving*  $F$  deve risultare maggiore di 2. Per il calcolo di  $h_w$  occorre tracciare, preliminarmente, il reticolo idrodinamico nel mezzo poroso in cui sta avvenendo la filtrazione.

#### 4.2.2.4 - Il "Roofing"

Si parla di "Roofing" per indicare quel fenomeno, ancora connesso col *piping*, che si basa sul trasferimento di materiale dallo strato di fondazione dell'argine verso le sezioni di valle della struttura.

L'innesco di tale fenomeno avviene nel momento in cui viene raggiunto il valore critico della velocità di filtrazione che è a sua volta funzione della granulometria del terreno. Per cui, evidentemente, per prevenire questo tipo di instabilità, connessa con i moti di filtrazione, bisogna rendere basse, appunto, le velocità di filtrazione in special modo dove minori sono le resistenze della struttura. Uno dei punti più vulnerabili della struttura all'infiltrazione dell'acqua, è sicuramente la base della struttura arginale per la difficoltà di creare un contatto solidale fra il materiale costituente l'intradosso della struttura ed il terreno di fondazione. Questo percorso è sicuramente il più pericoloso possibile rispetto alla crisi per *Piping* (a parità di carico idraulico) se si pensa che è anche il più breve percorso possibile che l'acqua deve compiere per portarsi da monte a valle del rilevato e quindi presenta il maggiore gradiente medio. Tale percorso è definito, in letteratura tecnica, come cammino critico o cammino di scorrimento.

I primi a teorizzare questo fenomeno sono stati Bligh (1910) e Lane (1935) che hanno elaborato dei coefficienti di sicurezza dipendenti dal particolare tipo di terreno. Il suddetto coefficiente di sicurezza può essere determinato con metodi che fanno riferimento al gradiente idraulico medio  $i_m$ , definito come rapporto tra il carico idraulico ed il percorso della linea di flusso più corta. Secondo Bligh (1910) il rapporto  $C=L/h$  tra il percorso più breve  $L$  che l'acqua compie per portarsi da monte a valle ed il carico idraulico  $h$ , detto rapporto di scorrimento, deve assumere valori compresi tra 3 e 20 a seconda del tipo di terreno affinché siano garantite condizioni di sicurezza; si hanno i seguenti valori di  $C$ :

Fango o Limo	20
Sabbia fine	15
Sabbia medio-grossa	10
Ghiaia	5
Argilla media	6
Argilla compatta	3

Tab. 4.3 - Valori indicativi del Rapporto di Scorrimento  $C$ ;

In particolare, se si vuole portare in conto l'anisotropia del terreno ovvero la maggiore permeabilità del terreno in una direzione (quella orizzontale) rispetto all'altra (quella verticale), il coefficiente di sicurezza viene calcolato con la Regola di Lane (1935):

$$C = \frac{\frac{1}{3}L_0 + L_v}{h}$$

in cui  $L_0$  e  $L_v$  sono le lunghezze dei percorsi, rispettivamente, orizzontale e verticale.

$C$  assume valori tabellati individuati da Lane e visionabili in *Tab.4.4*.

I valori più elevati di  $C$  si riferiscono a terreni con granulometria più fina (sabbie fini e limose), quelli più bassi a materiali di granulometria più grossolana o a terreni argillosi, nei quali di norma bastano piccoli valori della coesione per impedire l'asportazione delle particelle di terreno anche in condizioni di gradiente idraulico prossimo al valore critico.

Sabbia molto fine o Limo	8,5
Sabbia fine	7,0
Sabbia media	6,0
Sabbia grossa	5,0
Ghiaia fine	4,0
Ghiaia media	3,5
Ghiaia grossa con Ciottoli	3,0
Massi con ciottoli e Ghiaia	2,5
Argilla molle	3,0
Argilla media	2,0
Argilla compatta	1,8
Argilla molto compatta	1,6

**Tab. 4.4** - Valori indicativi del Rapporto di Scorrimento  $C$ , nella Regola di Lane;

### **4.3. - Tecniche non invasive per l'identificazione di vuoti nel corpo arginale**

Il fenomeno del Piping può dunque unirsi, aggravando la situazione, alla diffusa problematica riguardante la presenza nell'argine di alterazioni provocate dall'attività scavatoria degli animali selvatici (sia dal lato fiume sia dal lato campagna), da cunicoli formatisi con l'apparato radicale vegetale oltre che da dissesti arginali interni, anche causati da moti di filtrazione già avanzati.

Si vuole dunque analizzare una tecnica d'indagine per l'identificazione di queste cavità, che possa essere utilizzata per strutture arginali affette da tali anomalie.

#### **4.3.1. - Applicazione del Georadar per il monitoraggio degli argini**

Il Ground Penetrating Radar (G.P.R.) è una tecnica geofisica per rilevare e identificare strutture ed elementi, naturali o artificiali, al di sotto della superficie del suolo. La tecnica G.P.R. originariamente veniva utilizzata a scopo militare per il rilevamento di gallerie e miniere sepolte.

Oggi il G.P.R. viene applicato a una vasta gamma di indagini ingegneristiche, come metodo non invasivo per la mappatura e lo studio delle caratteristiche del sottosuolo.

La letteratura riporta numerose applicazioni del G.P.R. a seconda del tipo di indagine che si vuole effettuare, tra cui:

- localizzazione di tubazioni, fognature, cavi elettrici, ecc.;
- localizzazione delle barre di armatura in strutture di calcestruzzo armato, elementi metallici, rilevamento di spessori;
- monitoraggio di ponti e ferrovie;
- analisi della struttura della pavimentazione delle strade;
- indagini geologiche, profili di rocce, mappatura del quadro fessurativo, sedimentologia;
- valutazioni di tipo ambientale, come la posizione di serbatoi di stoccaggio, contaminazione del suolo, mappatura delle falde freatiche, contenuto idrico del suolo.

Determinare lo "stato di salute" degli argini è una questione di fondamentale importanza per prevenire il rischio di disastri idrologici.

La possibilità di utilizzare una tecnica di indagine non distruttiva e, possibilmente, veloce è una soluzione sempre ricercata e augurata.

L'individuazione e la caratterizzazione di vuoti sotterranei all'interno delle strutture di difesa idraulica è uno dei problemi più importanti da affrontare, poiché queste anomalie minacciano l'integrità e la stabilità della struttura stessa.

Il monitoraggio degli argini consiste nell'individuazione delle potenziali debolezze e, attualmente, viene eseguito principalmente attraverso ispezioni visive, ma, essendo l'argine una struttura che si estende per diversi chilometri, tale tipo di indagine può richiedere molto tempo. Inoltre l'ispezione visiva consente solo di raccogliere informazioni sulla condizione esterna della zona indagata.

Ci sono una varietà di tecniche geofisiche che sono adatte al compito generale di delineare vuoti all'interno del suolo (non necessariamente in argini fluviali). Tuttavia, tendono ad essere utilizzate principalmente per la caratterizzazione locale di strutture interrato.

Tutte si basano su un contrasto fisico tra una zona di vuoto e il materiale presente attorno e presentano vantaggi e svantaggi a seconda del problema in esame. Tra queste si ricordano, senza andare nel dettaglio, le indagini a gravità, i metodi di resistività, i metodi sismici a riflessione.

Tuttavia, la risoluzione di questi metodi è insufficiente per rilevare piccole cavità degli argini fluviali, come quelle rappresentate dalle tane degli animali, che possono facilitare l'infiltrazione di acqua durante gli eventi alluvionali.

Un metodo spesso utilizzato per le indagini su rilevati di questo genere è il telerilevamento. Questa tecnica è attualmente impiegata in diversi settori della ricerca applicata, però la sua applicazione ha riscontrato successo solo per l'identificazione di grandi cavità che potrebbero minare la stabilità argini, *Fig.4.22*.



**Fig. 4.22** - Esempio di grande cavità all'interno di un tratto arginale, individuabile con tecniche geofisiche;

Dalle considerazioni sopra riportate appare chiaro che le tradizionali tecniche geofisiche non sono adatte per il monitoraggio di queste strutture geotecniche, degradate dall'attività dei mammiferi, e tra l'altro non sono economicamente convenienti.

Per quanto riguarda le applicazioni del G.P.R. è stato dimostrato che può essere una tecnica appropriata per il rilevamento di tane di animali la cui posizione e sviluppo all'interno degli argini sono imprevedibili, oltre alla variabilità in profondità.

La possibilità di impiegare il G.P.R. per acquisire una dettagliata conoscenza sul grado di integrità di queste strutture potrebbe avere un ruolo rilevante da un punto di vista pratico. Per esempio, le istituzioni italiane e gli organismi pubblici incaricati di monitorare la sicurezza idraulica delle strutture avrebbero la possibilità di controllare periodicamente lo stato di degrado delle strutture suddette.

La maneggevolezza e la non invasività di questa strumentazione la rendono particolarmente adatta a queste applicazioni.

#### **4.3.2. - Funzionamento del Georadar**

Il termine Georadar o G.P.R. (Ground Penetrating Radar), identifica un'apparecchiatura radar dedicata all'indagine del sottosuolo, delle strutture e dei manufatti in genere.

In generale un radar emette un fascio di onde elettromagnetiche che viene diretto contro un bersaglio da rilevare e da questo viene riflesso; un ricevitore, collocato in prossimità del trasmettitore, raccoglie una piccola frazione dell'energia riflessa e fornisce le informazioni necessarie al rilevamento.

La distanza dell'oggetto da rilevare è data dall'intervallo di tempo che separa l'istante di emissione di un impulso dall'istante di ricezione dell'eco relativa. La posizione dell'oggetto da rilevare è individuata dalla distanza di questo dal trasmettitore e dalla direzione del fascio che lo raggiunge.

Il G.P.R. è un sistema di controllo diagnostico non invasivo che si basa sullo stesso principio dei radar convenzionali, ma con alcune differenze significative:

- in un radar convenzionale l'onda elettromagnetica irradiata si propaga attraverso l'aria, mentre nel radar per introspezione del suolo si propaga nel suolo o in altri materiali solidi;
- i radar convenzionali possono rivelare bersagli a distanza di molti chilometri, mentre il radar per introspezione del suolo opera generalmente a distanze di pochi metri;
- la risoluzione dei radar convenzionali è dell'ordine delle decine o centinaia di metri, mentre il radar per introspezione del suolo ha risoluzioni dell'ordine delle decine di centimetri.

Il Georadar è uno strumento versatile che consente di ottenere con alta precisione un profilo continuo del mezzo investigato, che sia terreno naturale, muratura o pavimentazione stradale, dal quale è possibile ottenere in tempi rapidi numerose informazioni.

L'utilizzo di questa tecnologia consente infatti di rilevare e localizzare la presenza, nel mezzo investigato, di oggetti, strutture sepolte, cavità o comunque di qualsiasi discontinuità presente.

Il Georadar risulta particolarmente adatto per indagare materiali con bassa conduttività elettrica (calcestruzzo, sabbia, asfalto, ecc.). Il segnale attraversa tali mezzi con una velocità che dipende dalla loro costante dielettrica, ed in particolare risulta inversamente proporzionale ad essa.

Essendo la resistenza elettrica del vuoto superiore a quella del materiale del terreno circostante, è evidente la capacità di questo strumento di rilevare le cavità animali all'interno del suolo arginale.

La profondità di indagine dipende dalle caratteristiche del materiale, soprattutto dalla sua conducibilità, che aumenta sensibilmente in presenza di umidità. La penetrazione è anche sfavorita dalla dispersione di energia prodotta da diffrazioni, per cui un materiale disomogeneo è certamente meno favorevole.

Non ci soffermeremo ulteriormente sui principi del metodo, equazioni utilizzate e sulle modalità d'esecuzione.

#### **4.3.3. - Individuazione delle cavità**

Generalmente, durante una campagna d'indagine su di un argine ammalorato, le attività di scavo degli animali vengono in primo luogo rilevate con ispezioni visive, effettuate dai volontari della Protezione Civile locale.

Tuttavia, dopo l'ispezione visiva, le informazioni sull'estensione e la distribuzione dei vuoti risulta ancora molto scarsa. Inoltre, spesso, la presenza di vegetazione crea delle difficoltà nell'individuazione dei fori di entrata delle tane.

Per tali motivi è opportuno passare ad un'indagine con il G.P.R.

In condizioni ideali questa tecnica può raggiungere un valore massimo di profondità pari a circa 3 - 4 metri, tuttavia in condizioni di campo, la presenza dell'acqua influisce su questo valore, riducendolo.

Le scansioni del terreno costruite dal G.P.R. avranno un orientamento perpendicolare rispetto alle tane, localizzate in posizioni note, ossia visibili dall'esterno. Il profilo del terreno, restituito dal Georadar presenterà delle riflessioni a forma di iperbole qualora venga riscontrata la presenza di una tana o di un cunicolo *Fig.4.23*.

Attraverso un modello 3D del terreno è possibile valutare dimensione e layout dei cunicoli e delle gallerie.

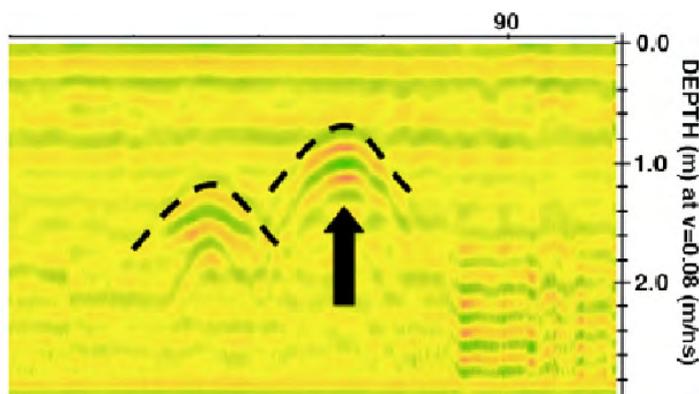


Fig. 4.23 - Esempio di prima immagine non elaborata, risultante da indagine con il Georadar;

La Figura 4.24 illustra delle rappresentazioni orizzontali del sottosuolo a differenti profondità. Il tempo di riflessione indicato sotto ogni figura è stato convertito in profondità dalla conoscenza della velocità di propagazione. Gli intervalli di tempo illustrano due diversi cunicoli, uno più grande e meno profondo ed uno più piccolo e profondo in posizione centrale rispetto al pannello. Le distanze sono in metri, il lato più lungo è parallelo alla riva, mentre quello più corto è perpendicolare ad essa. Da queste sezioni è possibile avere informazioni sulla forma dei cunicoli all'interno della zona scansionata.

L'immagine mostra come le tane non sono costituite da un singolo tunnel rettilineo, ma proseguano a "y": a poche decine di centimetri oltre l'ingresso principale, i cunicoli si dividono in rami più piccoli; aspetto tipico delle tane di volpe e coniglio selvatico.

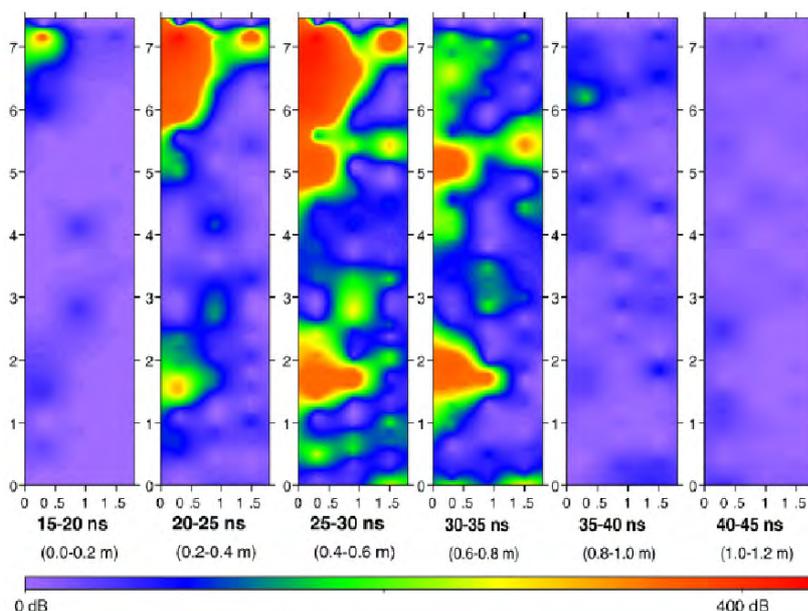


Fig. 4.24 - Esempio di scansione di un tratto di terreno con presenza di cunicoli, tramite modalità G.P.R.;

Il G.P.R. si è rivelato essere un buon metodo per il rilevamento di vuoti all'interno degli argini. Questo risultato è stato possibile grazie al fatto che l'energia del radar viene riflessa dall'interfaccia tra il terreno e il vuoto d'aria presente all'interno del cunicolo. Inoltre, un vantaggio del G.P.R. è quello di coprire rapidamente grandi aree, individuando vuoti difficili da visualizzare, oltre al fatto che l'utilizzo di altri metodi di indagini risulterebbe più costoso oltre che invasivo.

È necessario, tuttavia, usare le frequenze delle antenne adatte per raccogliere dati ad elevata qualità, dal momento che le tane sono spesso di dimensioni limitate ed eseguire l'indagine durante la stagione secca, quando il contenuto di acqua del suolo è minore.

Come precedentemente anticipato, un elevato contenuto di acqua attenua l'energia del G.P.R. e riduce sensibilmente la penetrazione in profondità.

Per migliorarne le prestazioni, le indagini georadar devono essere eseguite dopo la rimozione periodica di alberi e piante che potrebbero risultare pericolosi. La presenza di alberi, cespugli ed erbacce lungo i sistemi di argini sollevano una serie di preoccupazioni dal punto di vista ingegneristico, pertanto la rimozione di alberi e piante è una delle più comuni pratiche di manutenzione di un'arginatura.

Nel caso del georadar, la presenza di vegetazione non è solo una causa di dispersione di energia, ma ostacola anche la ruota-contachilometri per misurare correttamente le distanze, producendo errori nella scala orizzontale della sezione, cosa che può essere però superata



dall'utilizzo di ricevitore GPS.

Fig. 4.25-26 - Esecuzione dell'indagine di un rilevato arginale con strumentazione G.P.R.

Oltre a questi fattori limitanti, ci sono diversi importanti vantaggi che caratterizzano le indagini Georadar per il problema in esame:

- la facilità di applicazione della misura;

- la possibilità di visualizzare i dati raccolti in tempo reale e di individuare tempestivamente le incoerenze; ma questo non è sempre facile, è necessario avere una buona esperienza per interpretare correttamente i dati, in particolare in-situ;
- la possibilità di ottenere informazioni molto dettagliate sulla disposizione spaziale dei vuoti da un modello 3D del terreno esaminato.
- dal momento che i vuoti pieni d'aria forniscono un'eccellente costante dielettrica di contrasto, il G.P.R. è adatto per l'identificazione delle tane degli animali nelle scarpate e negli argini di terra.
- l'indagine può essere effettuata lungo decine di chilometri di argini grazie al traino della strumentazione con un veicolo a motore.

Tuttavia, sottolineiamo che sono necessari ulteriori test per comprendere l'effettiva efficacia che questa tecnica può avere nel monitoraggio degli argini, in particolare in quelli più grandi, quindi con più grandi altezze della corona sommitale, e con i non sempre presenti petti (a lato fiume) e banche (a lato campagna) che permettano studi di spessori minori.

Ricordiamo che la ricerca e l'utilizzo di questo strumento non sarebbe di un'utilità marginale, ma atto alla riduzione dei rischi di inondazione e disastri idrogeologici con una tecnica di facile utilizzo, veloce ed economica.

## **5- RICERCA E SVILUPPO SULL' EROSIONE INTERNA**

La prima causa dei crolli dei corpi arginali è da attribuirsi all'erosione interna dei rilevati o delle loro fondazioni. Questo è un tipo di instabilità che tutt'ora non può essere completamente analizzata utilizzando formule numeriche o modelli. Tuttavia, informazioni preziose per la valutazione dei rischi di erosione interna, si possono ricavare da organizzate analisi degli argini e da correlazioni tra parametri dei terreni, come vedremo.

Lo studio e la ricerca dei più attuali elaborati a livello Mondiale, inerenti all'argomento dell'Erosione Interna, ha portato ad individuare due fondamentali categorie d'approccio che in seguito verranno affrontate:

- Approccio 1: Statistico/Probabilistico;
- Approccio 2: Analisi Teorica/Sperimentale;

Prima di proseguire con l'approfondimento, si vuole precisare che il termine "*erosione interna*" è usato come definizione generica per descrivere l'erosione di particelle di terreno causata dal passaggio di un flusso d'acqua. Mentre il concetto di "*Piping*", che è spesso usato genericamente in letteratura, in realtà si riferisce ad uno specifico caso di erosione interna, come già evidenziato nel precedente capitolo.

### **5.1. - Quadro concettuale del processo di erosione interna**

La modalità di rottura per Erosione Interna può svilupparsi in risposta ad un carico applicato alla diga in materiale sciolto o alla sua fondazione. Il carico è generalmente denominato come:

- Statico/funzionamento normale; (livello del serbatoio/argine regolare, non si supera la quota che causerebbe l'inizio dell'erosione interna).
- Idrogeologico; (correlato ad un livello di innalzamento delle acque, superiore al normale livello operativo).
- Sismico; (il terremoto provoca deformazioni che causano l'avvio dell'erosione interna).

A sua volta l'Erosione Interna e le potenziali rotture possono essere classificate in categorie generali relative alla posizione fisica del percorso d'erosione interna:

- erosione interna nel terrapieno (Fig.5.1);

- erosione interna nella fondazione (Fig.5.2);
- erosione interna del terrapieno nella fondazione (Fig.5.3), e lungo la superficie di contatto con la fondazione (Fig.5.4);
- erosione interna lungo strutture incorporate o interrate (condotti, sfioratori, pareti, tubazioni ...) (Fig.5.5);

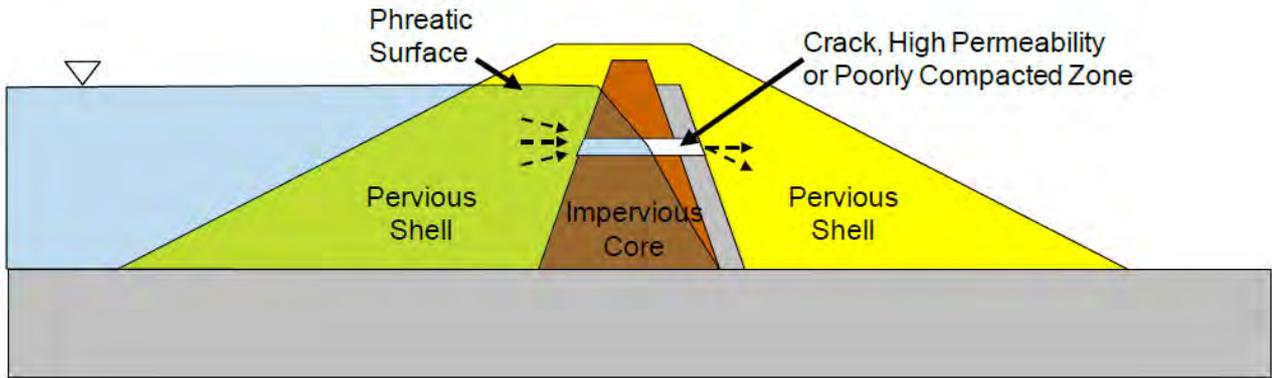


Fig. 5.1 - Erosione interna nel rilevato;

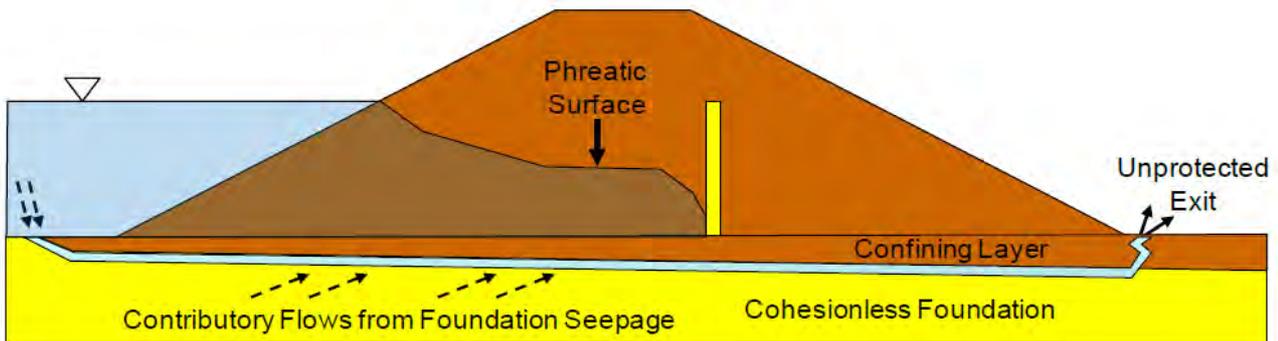


Fig. 5.2 - Erosione interna nella fondazione;

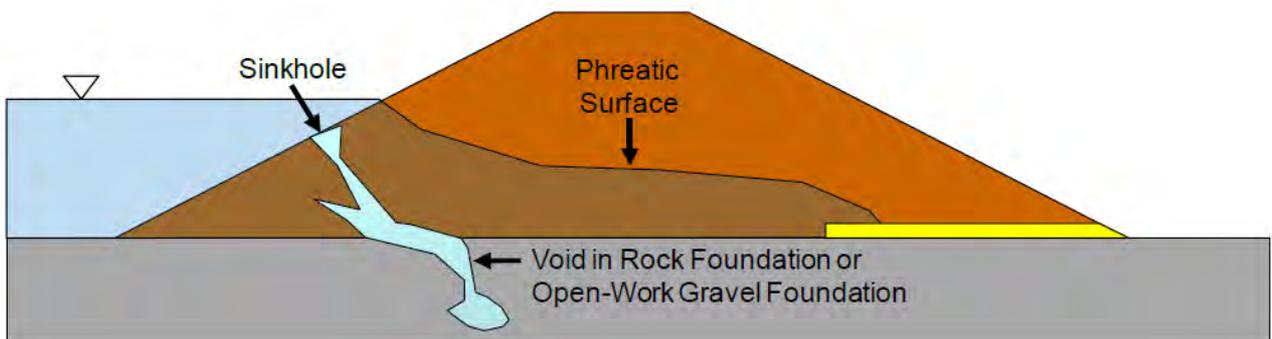


Fig. 5.3 - Erosione interna dall'argine verso la fondazione;

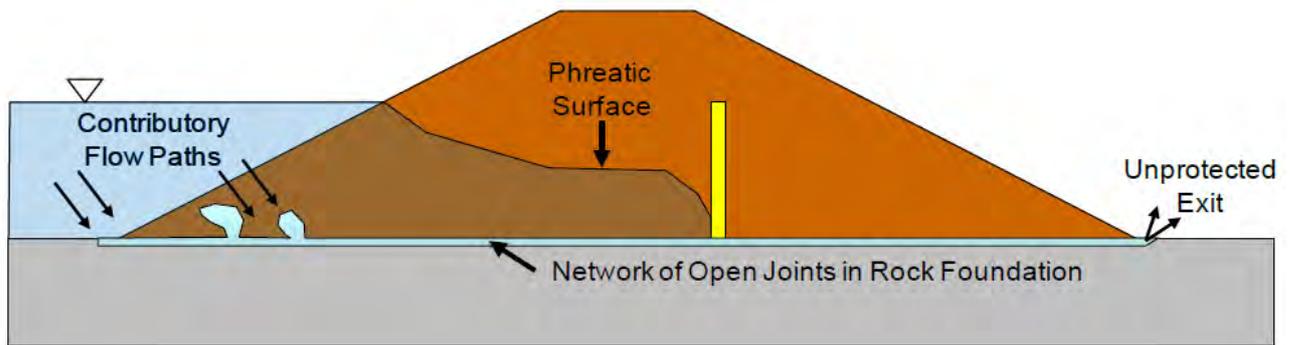


Fig. 5.4 - Erosione interna lungo l'interfaccia rilevato-fondazione;

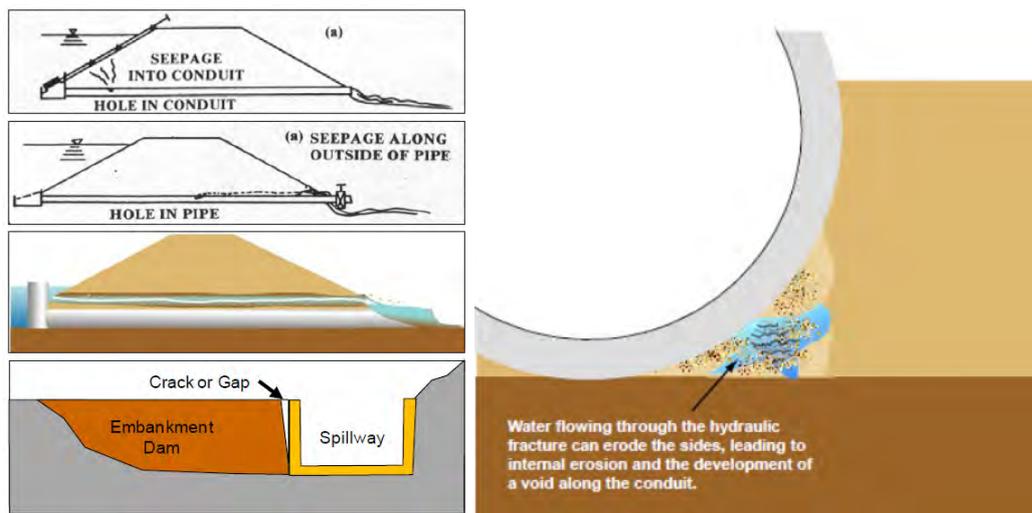


Fig. 5.5 - Erosione interna lungo strutture incorporate o interrate;

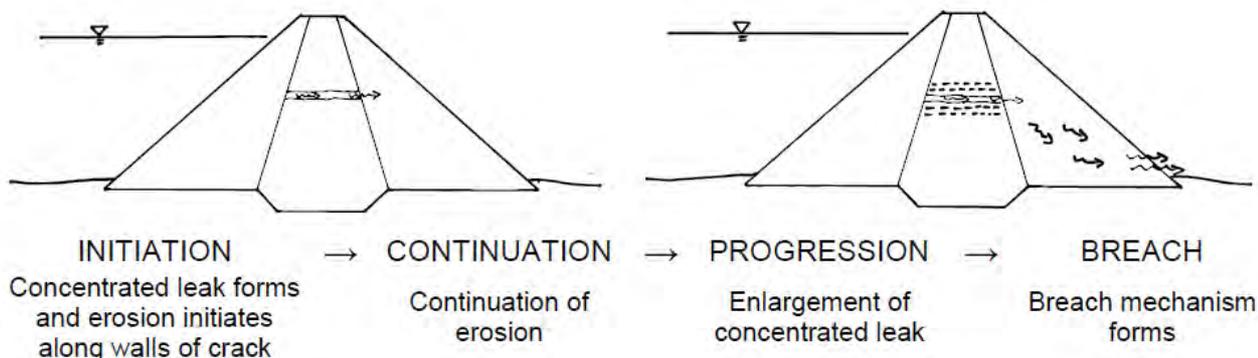
La modalità di rottura potenziale deve essere identificata in modo dettagliato sulla base delle informazioni del singolo sito. Quindi sarà importante determinare:

- dove il percorso delle infiltrazioni sia concentrato;
- dove probabilmente si vada a formare;
- dove l'erosione possa iniziare,
- dove saranno trasportate le particelle di terreno;
- come l'erosione progredirà;

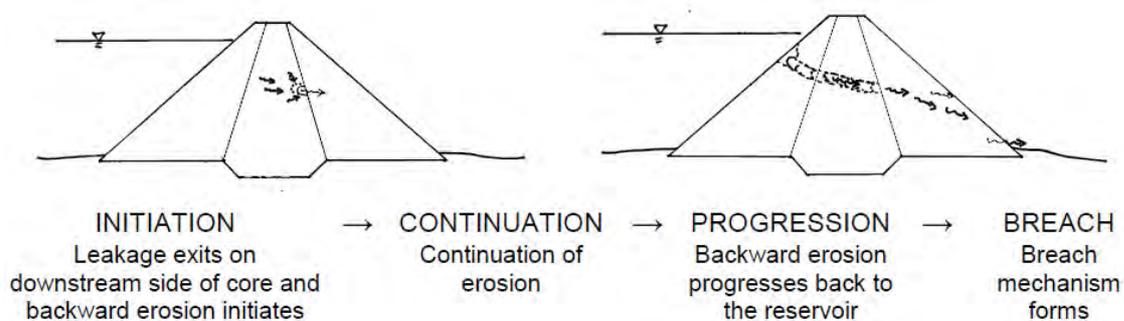
Il processo di erosione interna è generalmente suddiviso in quattro fasi:

- 1) inizio dell'erosione;
- 2) continuazione dell'erosione;
- 3) progressione dell'erosione;
- 4) apertura di una breccia;

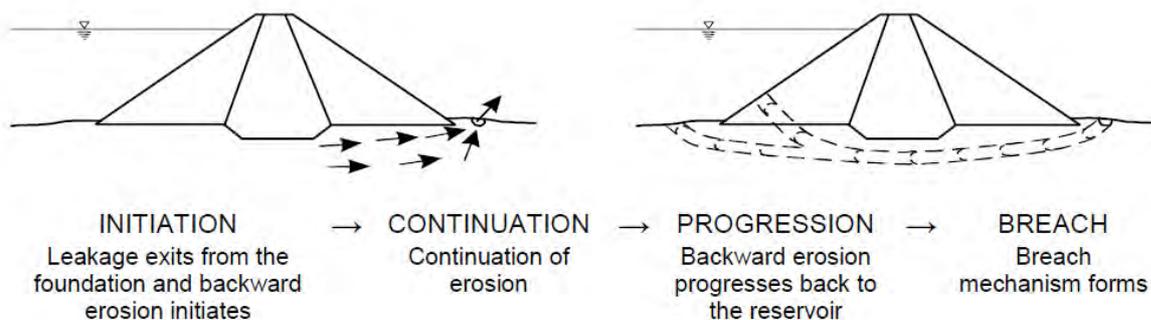
Ciò è illustrato nelle Fig.5.6-5.7 per erosione interna al terrapieno. Processi simili si applicano per l'erosione interna nella fondazione (Fig.5.8) ed erosione interna del terrapieno nella o alla base (Fig.5.9).



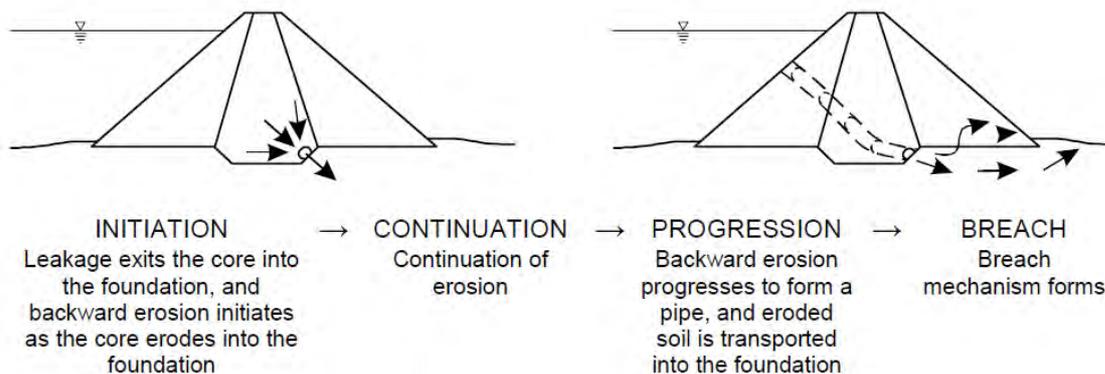
**Fig. 5.6** – Erosione interna nell'argine, avvio da una vena concentrata nel nucleo (Fell et al., 2008);



**Fig. 5.7** – Erosione interna nell'argine, avvio per erosione retrogressiva da lato campagna (Fell et al., 2008);



**Fig. 5.8** – Erosione interna nella fondazione, avvio per erosione retrogressiva da lato campagna (Fell et al., 2008);



**Fig. 5.9** – Erosione interna nel rilevato dalla fondazione (Fell et al., 2008);

### 5.1.1. - Avvio dell'erosione interna

L'avvio è la prima parte del modello concettuale del meccanismo dell'erosione interna. Probabilmente questo è il nodo più difficile da valutare e stimare, ed è anche il più importante, poiché tende ad avere l'impatto più gravoso sulla stima della probabilità di rottura. Pertanto è giustificata una approfondita discussione.

Garner e Fannin (2010) hanno sviluppato un diagramma di Venn, come mostrato nella Fig.5.10, per illustrare che l'erosione inizia per una concomitanza sfavorevole dei tre seguenti fattori:

- 1) suscettibilità del materiale;
- 2) condizioni di stress;
- 3) carico idraulico;

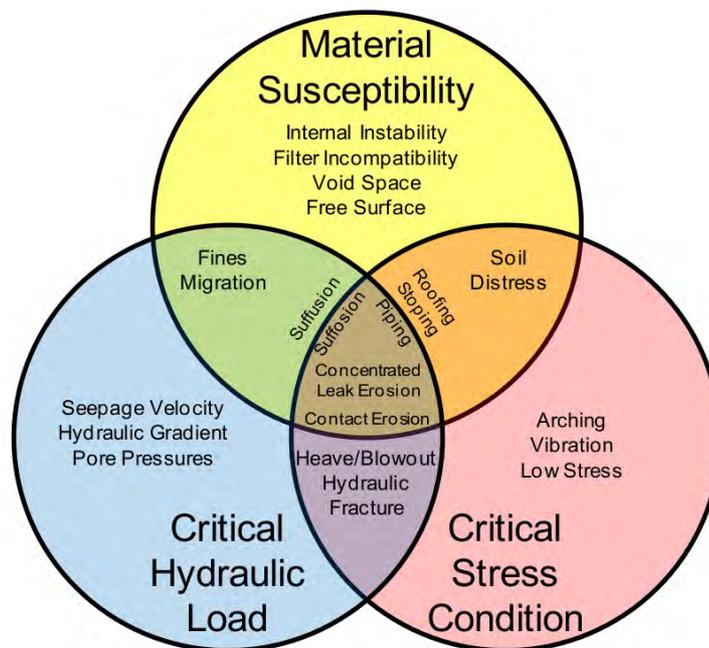


Fig. 5.10 - Fattori che influenzano l'iniziazione di erosione interna (adattato da Garner e Fannin, 2010);

La “suscettibilità del materiale” è correlata al potenziale che ha il terreno di subire una perdita della sua frazione più fine, ed è collegata principalmente alla granulometria e alla forma della curva di distribuzione granulometrica. Per i nostri scopi, un altro componente critico per la sensibilità del materiale è la resistenza all'erosione relativa (plasticità) e alla dispersività del terreno.

Il “carico idraulico critico” è correlato all'energia idraulica necessaria per avviare il meccanismo di erosione interna per mezzo del flusso delle infiltrazioni attraverso l'argine. In altre parole questo fattore riguarda i gradienti di filtrazione e velocità presenti nel terrapieno e se sono sufficienti ad indurre il movimento delle particelle.

La “condizione di tensione critica” è legata all'incapacità di resistere all'erosione interna dovuta all'entità della tensione efficace, riconoscendo che la tensione varia spazialmente e/o temporalmente all'interno del corpo dell'argine. La condizione della tensione gioca un ruolo nell'instabilità, ma può anche essere visualizzata come specchio della presenza di "difetti" del terrapieno o della fondazione.

Osservando il diagramma Fig.5.10, il sottoinsieme centrale delle intersezioni, descrive una zona all'interno dell'argine che è suscettibile a tutti e tre i fattori. La combinazione della “suscettibilità del materiale”, del “carico idraulico” e della “tensione critica” dà luogo al rilascio o al distacco, e il conseguente trasporto, delle particelle di terreno, iniziando dalle frazioni più fini, seguendo il principio della segregazione.

Dunque il concetto esprime che l'avvio dell'erosione interna è studiabile con l'osservazione di questi 3 importanti fattori, che forniscono una buona partenza di discussione sul grado di rischio che l'argine sia internamente soggetto al fenomeno di erosione interna.

#### **5.1.1.1. - Incidenza delle proprietà del terreno**

Si vuole ora analizzare quali caratteristiche influenzano maggiormente l'avvio dell'erosione, così da dare la giusta importanza ai parametri da studiare.

**PLASTICITÀ** - Di tutte le proprietà del suolo, la plasticità sembra essere il fattore più importante che influenza l'avvio di un'erosione. In particolare i dati storici (USACE) indicano che l'erosione retrogressiva è il metodo d'avvio più legato a questo parametro del terreno, quindi è più probabile che si verifichi in terreni incoerenti e a bassa plasticità. Il motivo si individua nel legame tra le particelle presenti nei terreni argillosi, questo fornisce ulteriore resistenza a infiltrazioni, al contrario dei limi e dei terreni a grana media. Si sottolinea però che l'effetto della plasticità varia con il contenuto di acqua, e ciò può rendere complessa la stesura di una relazione precisa.

GRANULOMETRIA – L'assortimento delle dimensioni delle particelle e la granulometria sono parametri fondamentali. Con l'aumento delle dimensioni delle particelle, cresce la velocità della filtrazione, ma se la grana è omogeneamente grossa c'è anche una richiesta di maggiore energia necessaria a spostare le particelle di terreno. Sono i terreni con una curva granulometrica non ben distribuita tra le dimensioni delle particelle che sono potenzialmente i più soggetti a fenomeni di segregazione, cioè di asportazione con il flusso di filtrazione delle particelle di terreno dalle più piccole alle più grandi. Un altro fattore legato alle dimensioni particellari è il potenziale di instabilità interna, che è la chiave per lo sviluppo di "Suffusion" e "Suffosion". In generale l'instabilità interna dei suoli è una preoccupazione inerente ai terreni con ampia copertura delle dimensioni particellari (cioè terreni con un'ampia gamma di dimensioni: ciottoli e ghiaie con sabbie, argille e limi). Si fa riferimento ad una curva granulometrica con "coda piatta" Fig.5.11, che indica la mancanza delle particelle di medie dimensioni.

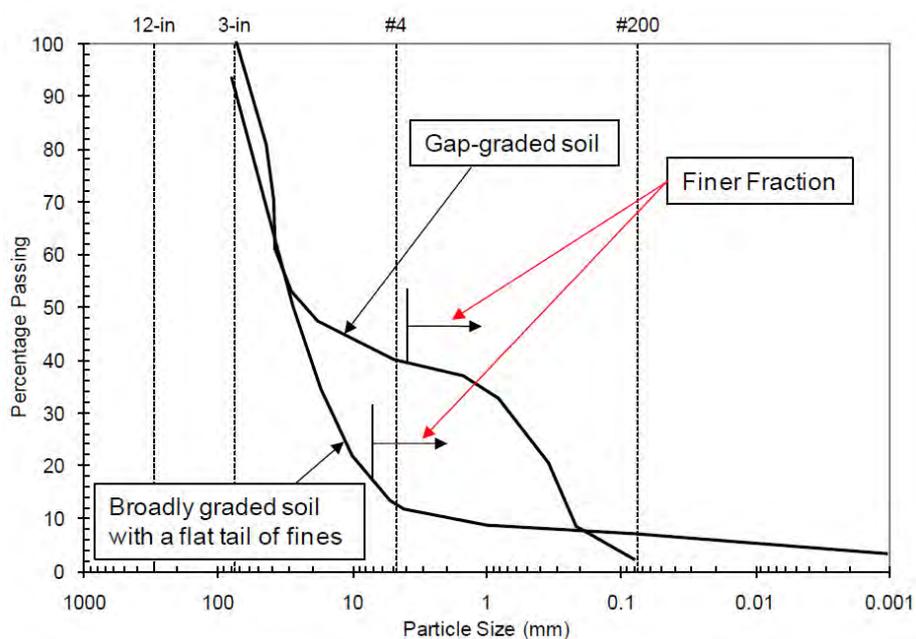


Fig. 5.11 - Curva granulometrica di terreni potenzialmente internamente instabili;

Al riguardo, Sherard (1973) definì che i suoli generalmente considerati "internamente instabili", sono quelli in cui la frazione più grossolana del materiale non filtra la frazione più fine, e quindi suggerisce degli intervalli di gradazione limite, come mostrato in Fig.5.12. Nel grafico la U.S.Reclamation individua una linea limite che indica la propensione alla nascita di un fenomeno di auto-filtrazione.

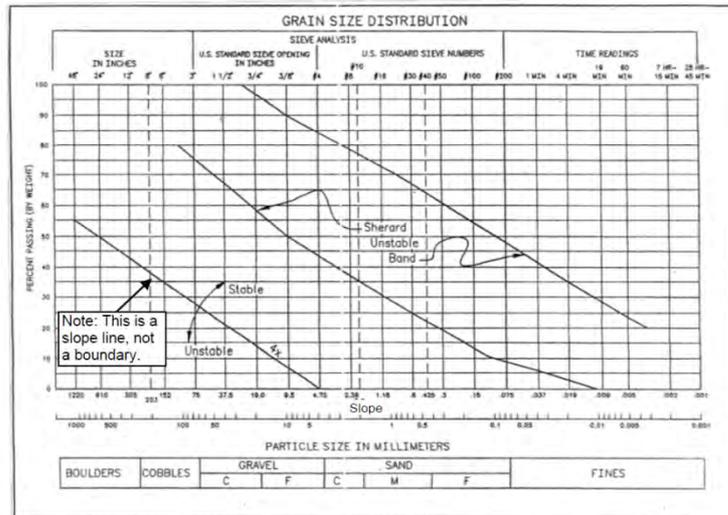


Fig. 5.12 - Terreni potenzialmente internamente instabili (Sherard, 1979 and Reclamation, 2012);

Si vuole qui approfondire i fenomeni di erosione prima nominati “*Soffusion*” e “*Suffosion*”.

- *Suffusion*: individua un'erosione selettiva di particelle fini dalla matrice grossolana, in modo tale che la componente più fine viene rimossa attraverso i vuoti tra le particelle più grandi, a causa di un flusso di filtrazione, lasciando dietro di sé uno scheletro di terreno formato dalle particelle di diametro non trasportabile. Nel caso di *Suffusion*, solitamente c'è poca o nessuna variazione di volume.

- *Suffosion*: è un processo simile, ma i risultati sono evidenti nel cambiamento di volume perché le particelle grossolane non sono in contatto tra loro, perciò non si crea uno scheletro solido che si auto-sostiene, ma cede, variando così il volume dello strato soggetto al flusso di filtrazione.

**DENSITÀ** – La densità gioca un ruolo importante. Più è denso il suolo, più diventa difficile rimuovere le particelle di terreno e avviare l'erosione.

**ERODIBILITÀ** – Una considerazione chiave nella probabilità di avvio dell'erosione è l'erodibilità del nucleo del terrapieno/argine e/o del materiale di fondazione. La probabilità di avvio è molto più alta in terreni altamente erodibili. Sherard (1953) ha pubblicato una “Classificazione di resistenza all'avvio dell'erosione” che è ancora utile per valutare la probabilità di avvio (Tabella non qui riprodotta per questioni di spazio). Minore è il numero, maggiore è la resistenza all'erosione. Notare che la plasticità e l'umidità, hanno un'importanza chiave.

In seguito, ICOLD (2012) ha preparato una classificazione simile per la resistenza all'erosione, basata sulle teorie di "Fell et al. (2008)", Tab.5.1.-5.2 (Si rimanda all' *Art. Internal Erosion Risk – USACE*, per approfondimenti).

Greatest Piping Resistance Category (1)	1. Plastic clay, (PI > 15), Well compacted.
	2. Plastic clay, PI > 15), Poorly Compacted.
Intermediate Piping Resistance Category (2)	3. Well-graded material with clay binder, (6 < PI < 15), Well compacted.
	4. Well-graded material with clay binder, (6 < PI < 15), Poorly compacted.
	5. Well-graded, cohesionless material, (PI < 6), Well compacted.
Least Piping Resistance Category (3)	6. Well-graded, cohesionless material, (PI < 6), Poorly compacted.
	7. Very uniform, fine cohesionless sand, (PI < 6), Well compacted.
	8. Very uniform, fine, cohesionless sand, (PI < 6), Poorly compacted.

**Tab. 5.1** - Terreni potenzialmente internamente instabili (Sherard, 1979 and Reclamation, 2012);

1. Extremely erodible	All dispersive soils; Sherard pinhole classes D1 and D2; or Emerson Crumb Class 1 and 2. AND SM with FC < 30%
2. Highly erodible	SM with FC > 30%, ML, SC, and CL-ML
3. Moderately Erodible	CL, CL-CH, MH, and CH with LL < 65
4. Erosion resistant	CH with LL > 65

**Tab. 5.2** - Terreni potenzialmente internamente instabili (Sherard, 1979 and Reclamation, 2012);

### 5.1.1.2. - Incidenza delle condizioni idrauliche

Alcun argine e fondazione è completamente impermeabile (a meno di opere artificiali), e quindi praticamente tutte le strutture hanno un certo grado di filtrazione. La pericolosità non è necessariamente legata alla quantità di filtrazione, ma piuttosto alla concentrazione della stessa. In altre parole, l'avvio dell'erosione richiede tipicamente un percorso che permetta un flusso concentrato in un'area generalmente limitata o localizzata all'interno di un argine o una fondazione. È quindi da individuare l'anello debole o l'anomalia di un terrapieno o fondazione, dove è più probabile che un flusso si concentri e possa avviare un fenomeno di segregazione concentrata. Tali osservazioni rimandano ai tipi di difetti discussi in precedenza, nonché naturalmente alla gerarchia degli strati permeabili dell'argine.

È inoltre importante riconoscere che ci sono due tipi di gradienti associati alle filtrazioni attraverso terreni porosi: gradienti verticali e orizzontali. Si ricorda che in genere si ha un coefficiente di permeabilità nella direzione orizzontale maggiore di quello nella direzione verticale. I gradienti Verticali (verso l'alto) indicano il potenziale di sollevamento della superficie esterna del rilevato (fuoriuscite di particelle non filtrate). Orizzontali, sono i

gradienti che individuano i percorsi preferenziali all'interno di uno stesso strato di terreno, individuato come l'orizzonte debole della stratificazione del sottosuolo.

Si rimanda quindi ai concetti di "Piping"-"Heaving"-"Roofing" già affrontati nel Cap.4.2.2..

### **5.1.1.3. - Influenza della condizione di tensione critica**

Come descritto in precedenza, Suffusion e Suffosion sono legati al dilavamento delle particelle più fini attraverso un terreno che viene considerato internamente instabile. Le condizioni di tensione critica giocano un ruolo in questo processo, in particolare relativamente al fatto che lo spazio tra le particelle grossolane del terreno è "sovra-riempito" o "sotto-riempito". Quando le particelle di diametro maggiore sono sostanzialmente a contatto punto-a-punto, lo spazio tra queste particelle grossolane può essere pensato come sotto-riempito, e le tensioni si distribuiscono su quello scheletro solido che si sarà instaurato. Quindi la matrice più fine del materiale risente poco o nessuno stress, e può quindi essere dilavata dai flussi di filtrazione. Tuttavia, quando le dimensioni delle particelle più grandi sono sostanzialmente galleggianti nella matrice più fine, l'assenza di uno scheletro che supporti il carico, fa sì che tutte le particelle ricadano in uno stato di stress, di carico. In questo scenario, le condizioni di stress, su tutti i grani del terreno, richiederebbero una velocità molto più elevata di filtrazione per spostare i materiali. Questo è il motivo per cui la Suffusion è molto più probabile che si verifichi rispetto alla Suffosion.

Numerose rotture per erosione interna sono correlabili a casi di "difetti" nell'argine, che creano stati di tensione critica interna. Con difettose si vuole intendere tutte quelle situazioni che individuano disomogeneità, sia strutturale che dei parametri meccanici del terreno, che condizionano il naturale processo di avvio di un fenomeno erosivo. Difatti questi sono considerabili come delle vie preferenziali per i moti di filtrazione, che quindi si svilupperanno con più rapidità. I difetti di importanza maggiore sono:

- presenza di cunicoli naturali (animali o vegetali) a lato alveo o a lato campagna;
- fondazione disomogenea e conseguenti cedimenti differenziali;
- carico del rilevato che si ripartisce in maniera disomogenea, creando effetti arco, sotto i quali si individua una zona debole soggetta a fratturazione idraulica;
- distacco all'interfaccia tra 2 strati di materiali con caratteristiche meccaniche troppo varie per potersi legare, sia strati orizzontali che verticali (nucleo);
- mancata compattazione uniforme degli strati del nucleo in fase di costruzione;

- strati dalla permeabilità molto differente;
- presenza di opere artificiali (condotte, taglioni, diaframmi ...) che individuano un'interfaccia terreno-cla o similare;

### **5.1.2. - Continuazione dell'erosione interna**

Una volta avviata, l'erosione continuerà a meno che le forze in gioco si riducano, vengano ridotte o il passaggio delle particelle erose sia impedito. La valutazione di questo evento nella struttura del fenomeno si basa principalmente sull'esame della compatibilità tra il filtro e gli strati adiacenti.

In un moderno rilevato in materiale sciolto, i filtri sono utilizzati per prevenire la migrazione di particelle tra varie zone del terrapieno e della sua fondazione, in modo da preservarlo da eventuali perdite. Al cospetto invece di argini già esistenti, senza filtri moderni, si dipende dalla compatibilità del filtro naturale dei materiali di base, così come dall'interfaccia nucleo-fondazione. In sostanza, la continuazione è la fase di erosione interna dove il rapporto della distribuzione granulometrica tra la base e gli adiacenti strati, controlla l'avanzamento dell'erosione.

La metodologia per valutare la continuazione dell'erosione interna varia a seconda dell'uscita delle infiltrazioni. Generalmente, sono considerate tre condizioni di uscita:

- 1) uscita libera;
- 2) filtrata/uscita non filtrata;
- 3) uscita ristretta e non erodibile.

Il Cap.5 di "Reclamation's Design Standards No.13 - Reclamation 2012 Draft, dal titolo "Filtri di protezione", fornisce una guida per la progettazione e la costruzione di filtri, dreni e la stratificazione adeguata per terrapieni in materiale sciolto; utile per considerazioni nelle valutazioni del rischio di rilevati esistenti.

#### **5.1.2.1. - Filtrazione con uscita libera**

Se vi è un'uscita libera, allora non c'è possibilità di un'azione filtrante e la plausibilità che l'erosione continui è praticamente certa.

Uscite libere possono anche verificarsi a causa di rotture e crepe, nel filtro o negli strati di base.

### 5.1.2.2. - Filtrazione con uscita filtrata

La valutazione della compatibilità del filtro tra il terreno di base (nucleo) e il filtro, o materiali adiacenti, richiede dati rappresentativi delle particelle, quali le dimensioni e le distribuzioni. Quando ci sono un maggior numero di gradazioni, l'affidabilità della valutazione è naturalmente migliore. In terreni contenenti particelle grossolane (ghiaia e ciottoli), è importante rendersi conto che spesso non presentano stati intermedi. Invece in argini stratificati ad hoc, i filtri multipli spesso forniscono transizione dalla più fine alla più grossa particella erosa. È evidente che ogni zona adibita a filtro deve essere compatibile con la zona precedente/successiva, così da opporsi alla formazione di interfacce deboli che possano rappresentare dei "difetti". Pertanto, la valutazione della compatibilità del filtro può essere un processo multi-step, a seconda della zonizzazione del terrapieno.

Si può essere in presenza anche di filtri artificiali, quale un tubo perforato infisso orizzontalmente nell'argine e terminante in una trincea drenante, in qualità di ultimo nodo della rete di captazione. In fase di progettazione si deve valutare la compatibilità della dimensione dei fori nel tubo di scarico all'interfaccia col terreno.

I seguenti aspetti dovrebbero essere presi in esame per valutare il rischio di continuazione dell'erosione interna, in caso di uscite filtranti:

- Raccogliere le informazioni disponibili sulla stratificazione del rilevato, con particolare attenzione al nucleo, alla fondazione ed ai materiali filtranti o di transizione. Ciò può includere dati provenienti da fasi progettuali e sondaggi. Porre attenzione a possibili disomogeneità delle stesse stratificazioni nel percorso longitudinale del terrapieno, i quali parametri possono variare per svariate motivazioni, quali l'uso di terreni di diversi lotti.
- Tracciare la distribuzione granulometrica dei terreni.
- Considerare se i materiali filtranti sono suscettibili a fessurazioni (successivo paragrafo "La predisposizione al Cracking"). Se i materiali filtranti sono suscettibili a rotture o soggetti a deformazioni che potrebbero causare fessurazioni, allora si assume un potenziale che l'azione filtrante degeneri in un'uscita non filtrata, e vi è un'alta probabilità che l'erosione continui.
- Considerare se i materiali filtranti sono suscettibili al fenomeno della segregazione (successivo paragrafo "La suscettibilità alla segregazione").
- Considerare se i materiali filtranti sono suscettibili ad instabilità interna, richiamo al fenomeno di Suffosion, in cui si verifica una variazione di volume per l'instabilità dello scheletro solido.

- Valutare se i materiali filtranti impediranno la continuazione dell'erosione interna ricorrendo ai criteri di progettazione dei filtri. Le tabelle 5.5 e 5. offrono moderni criteri per la progettazione dei filtri e la ritenzione delle particelle. Per i materiali filtranti che hanno dimensioni maggiori di quanto richiesto dai moderni criteri di progettazione dei filtri, Foster e Fell (1999, Metodo 2001) forniscono una valutazione dei filtri dalle particelle di dimensioni maggiori (Paragrafo "Evaluation of Filters (or Adjacent Materials) not Meeting Modern Filter Design Criteria").
- Verificare che vi sia adeguata profondità di copertura sul filtro, considerando le possibilità di sollevamento dello strato di terreno, determinando quindi gli stati di pressione.

SUSCETTIBILITÀ AL CRACKING - La capacità di un materiale filtrante ad opporsi alla formazione di una fessura, dipende generalmente dal contenuto fine, dalla cementazione, o dalla presenza di terreno dal comportamento plastico.

Filtri con un basso contenuto di materiale fine e privi di plasticità, hanno generalmente meno probabilità di aprire una crepa rispetto a filtri con un elevato contenuto fine e plastico.

USACE (2011) individua dei criteri di progettazione che richiedono un minimo  $D_{5f}$  pari a 0,075mm (cioè, terreni fini non plastici con contenuto inferiore o uguale al 5 per cento) così da garantire che il filtro non sarà soggetto a crepe. La cementazione aumenta la probabilità di rottura. Agenti di cementazione tipici includono materiali carbonatici (ad esempio, calcare o dolomite), gesso, solfuro, materiali vulcanici (Piroclastici) e cenere.

Le Tab.5.3, è sviluppata sulla base dei test di laboratorio condotti da Park (2003), mentre i dati provengono da Foster e Fell (1999), e fornisce indicazioni sulla valutazione del rischio di un materiale filtrante, più o meno sensibile alla fessurazione.

Plasticity of Fines	Fines Content, FC (percent)	Likelihood of Holding a Crack	
		Well Compacted	Not Compacted
Non-plastic (and no cementing present)	5 to 7	Unlikely	Very Unlikely
	7 to 15	Likely	Unlikely to Likely
	≥ 15	Very Likely	Likely
Plastic (or fines susceptible to cementing)	5 to 7	Likely	Unlikely to Likely
	7 to 15	Very Likely	Likely
	≥ 15	Virtually Certain	Very Likely

Tab. 5.3 - Probabilità che un materiale filtrante sia soggetto a fessurazione (adapted from Fell et al., 2004);

SUSCETTIBILITÀ ALLA SEGREGAZIONE - La segregazione può provocare sacche di zone di particelle grossolane (rimane lo scheletro delle particelle di dimensioni maggiori di quelle trasportabili dall'energia del flusso di filtrazione) che potrebbero non essere compatibili con il filtro. Perché la segregazione dia un significativo contributo al persistere dell'erosione

interna, un'intera zona del filtro deve essere segregata da monte a valle, il che non è molto probabile, tranne per zone molto strette dell'ordine di una ventina di cm, oppure lo strato di segregazione deve corrispondere con un difetto concentrato nel terrapieno.

La segregazione può verificarsi a causa di pratiche costruttive mal condotte, come lo stoccaggio, alaggio, diffusione e compattazione dei materiali. Una causa comune di segregazione è l'impropria movimentazione dei materiali. Materiale collocato in una pila al termine di un nastro trasportatore, o caricato da uno scivolo, segrega perché le particelle più grandi rotolano ai lati dei cumuli creatisi, quindi il materiale dev'essere caricato nei camion in maniera varia.

Sulla base di test di laboratorio, Kenney e Westland (1993) hanno concluso che tutti i terreni secchi costituiti da sabbie e ghiaie segregano nello stesso modo generale, indipendentemente dalle dimensioni dei grani e dalla distribuzione granulometrica. Terreni secchi contenenti parte di fino più piccolo di 0,075mm, segrega in misura minore rispetto a terreni non contenti frazione fine o sabbia satura (dimensione media più fine di 3-4mm). Per ridurre al minimo la segregazione durante la costruzione, USACE pone dei criteri di progettazione del filtro limitanti la quantità di particelle troppo fini/grosse, come indicato nella Tab.5.4. È invece relazionata al  $D_{90F}$  la Tab.5.5.

Base Soil Category	Minimum $D_{5F}$	Maximum $D_{100F}$
All Categories	$\geq 0.075$ mm (No. 200 sieve)	$\leq 2$ inches (75 mm)
Note: USACE (2005) sets maximum $D_{100F}$ at 3 inches (75 mm), maximum FC of 5 percent, and PI of zero.		

**Tab. 5.4** - Dimensioni massime e minime per il criterio di dimensionamento dei filtri;

Base Soil Category	If Minimum $D_{10F}$ is: (mm)	Then Maximum $D_{90F}$ is: (mm)
All Categories	< 0.5	20
	0.5 – 1.0	25
	1.0 – 2.0	30
	2.0 – 5.0	40
	5.0 – 10	50
	> 10	60

**Tab. 5.5** - Criterio di segregazione dei filtri;

Base Soil Category	Fines Content (percent)	Criteria for No Erosion Boundary
1	$FC > 85$	$D_{15F} \leq 9(D_{85}B)$
2	$40 < FC \leq 85$	$D_{15F} \leq 0.7$ mm
3	$15 < FC \leq 40$	$D_{15F} \leq (4(D_{85}B) - 0.7) \left( \frac{40 - FC}{25} \right) + 0.7$ If $4(D_{85}B) < 0.7$ mm, use $D_{15F} \leq 0.7$ mm.
4	$FC \leq 15$	$D_{15F} \leq 4(D_{85}B)$
Notes: The fines content is the percentage finer by weight than 0.075 mm after the base soil is adjusted to a maximum particle size of 4.75 mm.		

**Tab. 5.6** - Criterio per evitare l'erosione d'interfaccia per terreni non dispersivi (adattato da FEMA 2011);

Fell et al. (2008) raccomandano un metodo approssimato per stimare il  $D_{15F}$ . La procedura assume che il 50% della frazione più fine sia segregato o che sia instabile o erodibile. Il metodo per la stima approssimata del  $D_{15F}$  del filtro in seguito alla segregazione prevede le seguenti fasi:

- Selezionare il punto di massima curvatura della curva granulometrica originale. Per terreni ampiamente graduati, il punto di massima curvatura è il punto di massima inflessione della curva di gradazione, come mostrato nella Fig.5.13a. Per i terreni di tipo opposto, questo punto corrisponde alla dimensione delle particelle che mancano (cioè, la posizione di gap), come mostrato in Fig.5.13b.

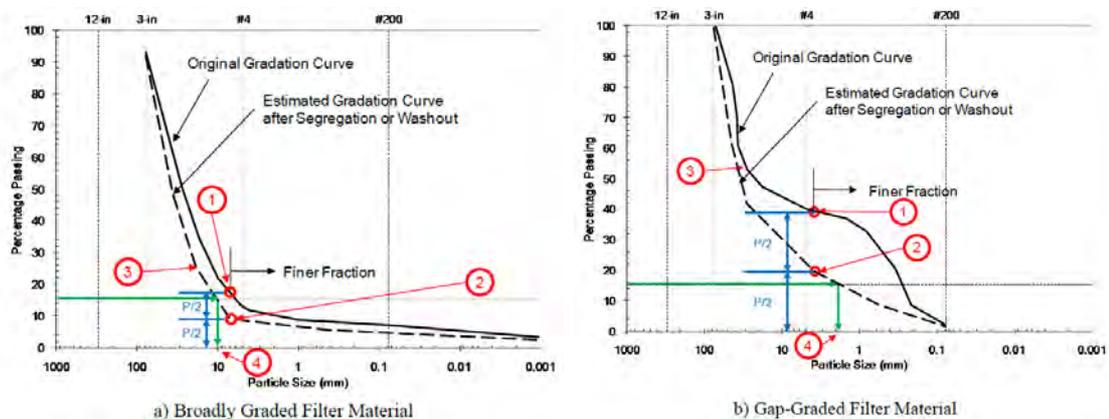


Fig. 5.13 - Metodo di stima del  $D_{15F}$  seguente un fenomeno di segregazione;

- Regolare il punto di massima curvatura verso il basso di una metà (cioè, individuare il punto medio al di sotto del punto di massima curvatura) perché la procedura assume che il 50% della frazione più fine del terreno possa essere segregato.
- Approssimare la forma della curva di gradazione stimata dopo la segregazione, passando attraverso il punto medio individuato.
- Stimare il  $D_{15F}$  dopo il dilavamento utilizzando la curva di gradazione regolata.
- Considerare dove possono essere migrato le particelle fini trasportate e le conseguenze.

### 5.1.2.3. - Filtrazione con uscita non erodibile

L'erosione che sfoga su di un giunto aperto, una crepa in tubi, muri, o roccia, deve essere sufficientemente aperta per consentire alle particelle di terreno circostanti di passarvi attraverso. La dimensione dell'effettiva apertura di tali difetti può essere utilizzato per valutare se tali caratteristiche permetteranno all'erosione interna di continuare.

Non ci sono criteri comunemente adottati per valutare il rischio della persistenza di questo scenario, anche se alcuni autori hanno usato i criteri di progettazione delle dimensioni dei fori

dei tubi di scarico. Per esempio, al fine di prevenire l'erosione in una apertura di scarico, viene raccomandato che il  $D_{85e}$  del materiale terreno più vicino alla fessura, sia maggiore o uguale a 2 volte l'apertura, per i materiali uniformi, o 4 volte l'apertura, per i materiali ampiamente graduati.

Sulla base dei risultati di prove di filtrazione su terreni uniformi, Sherard et al. (1984) ha concluso che i filtri uniformi agiscono similmente ai setacci di laboratorio, con un setaccio con maglie di apertura approssimativamente uguale a  $D_{15F}/9$ . In una serie successiva di test (Sherard Memo inedito, 1985), i materiali che passano attraverso i filtri sono stati catturati e la distribuzione granulometrica del passante ha dimostrato che circa il 97-99% delle particelle erano più fini del  $D_{15F}/9$ . Foster and Fell (1999) hanno ottenuto risultati simili. Sulla base di questi risultati, Fell et al. (2008) hanno suggerito il seguente criterio per stimare la potenziale continuazione dell'erosione:

$JOS_{CE} = D_{95e}$  dove  $JOS_{CE}$  è la dimensione del difetto di apertura che consente la continuazione dell'erosione;  $D_{95e}$  è la granulometria adiacente alla fessura non erodibile, per la quale il 95% in peso è più fine dopo la ri-graduazione. Questo criterio assume che la larghezza delle fessure sia equivalente alla dimensione dei vuoti tra le particelle in una apertura del filtro.

### **5.1.3. - Progressione dell'erosione**

La progressione tratta la fase di sviluppo e di ampliamento di un percorso d'erosione attraverso il nucleo dell'argine o di una fondazione. La fase di progressione può essere suddivisa in tre processi distinti, per erosione concentrata e per erosione retrogressiva. Si può formare un condotto continuo e stabile attraverso il nucleo; c'è la possibilità che i flussi siano limitati da una strozzatura o una zona o struttura di monte; e c'è infine la possibilità che una zona a monte fornisca un effetto di auto-riparazione.

La formazione di un condotto di filtrazione continuo, attraverso il nucleo o la fondazione, dipende dalle condizioni del suolo o dalla presenza di strutture poste sopra a terreni potenzialmente erodibili. Pertanto, condotti, sfioratori, pareti e altre strutture in calcestruzzo possono formare un tetto d'interfaccia che si tramuta in una via preferenziale poiché l'angolo di resistenza a taglio è minore all'interfaccia cls-terreno che a terreno-terreno. Con un'attenta valutazione stratigrafica si deve quindi valutare se gli strati sono costituiti da materiali in grado di sostenere una galleria filtrante.

Fell et al. (2008) hanno riassunto il lavoro di Foster (1999) e Foster e Fell (1999) ed ha valutato che i due fattori più importanti per la formazione di un condotto auto-sostenuto, sono il contenuto fine ed il grado di saturazione del terreno. I terreni con particelle fini superiori a circa il 15 per cento sono risultati essere probabilmente adatti a sostenere un tetto, indipendentemente dalla plasticità. Altri fattori ad avere un'influenza sono il grado di compattazione (terreno non compatto è meno adatto a sostenere un tetto) e il funzionamento del serbatoio (livelli dei bacini idrici con variazioni cicliche aumentano la probabilità di causare il collasso).

Sulla base di questi studi, la Tab.5.6 fornisce indicazioni sulla probabilità che un terreno possa supportare un "tetto". Le probabilità non dovrebbero essere usate direttamente in una valutazione del rischio, ma piuttosto utilizzate per contribuire a sviluppare una lista dei più e meno probabili fattori di rischio nel corso dell'analisi.

USCS Soil Classification	Fines Content, FC (percent)	Plasticity of Fines	Moisture Condition	Probability of Holding a Roof ( $P_{FR}$ )
Clays, sandy clays (CL, CH, CL-CH)	$FC \geq 50$	Plastic	Moist or Saturated	0.9+
Silts (ML, MH)	$FC \geq 50$	Plastic or Non-Plastic	Moist or Saturated	0.9+
Clayey sands, gravelly clays (SC, GC)	$15 \leq FC < 50$	Plastic	Moist or Saturated	0.9+
Silty sands, silty gravels, silty sandy gravel (SM, GM)	$15 \leq FC < 50$	Non-Plastic	Moist Saturated	0.7 to 0.9+ 0.5 to 0.9+
Granular soils with some cohesive fines (SP-SC, SW-SC, GP-GC, GW-GC)	$5 \leq FC < 15$	Plastic	Moist Saturated	0.5 to 0.9+ 0.2 to 0.5
Granular soils with some non-plastic fines (SP-SM, SW-SM, GP-GM, GW-GM)	$5 \leq FC < 15$	Non-Plastic	Moist Saturated	0.05 to 0.1 0.02 to 0.05
Granular soils (SP, SW, GP, GW)	$FC < 5$	Plastic	Moist or Saturated	0.001 to 0.01
		Non-Plastic	Moist or Saturated	0.0001

Notes: (1) Lower range of probabilities is for poorly compacted materials (i.e., not rolled), and upper bound is for well compacted materials.  
(2) Cemented materials give higher probabilities than indicated in the table. If the soils are cemented, use the category that best describes the particular situation.

Tab. 5.6 - Valutazione del terreno propenso a sostenere una galleria filtrante (adattata da Fell et al. - 2008);

#### 5.1.4. - Apertura di una breccia nell'argine

L'apertura di una breccia è la quarta e ultima fase dell'erosione interna in cui i materiali nel rilevato sono erosi, e l'apertura nell'argine si allarga e approfondisce finché non si verifica la rottura ed il rilascio incontrollato del serbatoio.

Secondo Fell et al. (2008), ci sono quattro meccanismi di rottura tipicamente considerati:

- Allargamento della galleria filtrante: se il percorso d'erosione o "pipe" che si collega al serbatoio, subisce una rapida erosione, l'allargamento del tubo potrebbe sviluppare il crollo dello stesso. Se la quantità di terreno soprastante è ancora sufficiente ad auto-sostenersi per effetto arco, il fenomeno prosegue, ma, se ciò non si verifica, si sarà al cospetto di una tracimazione del terrapieno che porta rapidamente alla completa rottura per trasporto superficiale all'aumentare della velocità del flusso. Se la tracimazione non si verifica, l'argine sarà comunque gravemente danneggiato (tecniche di individuazione di grandi vuoti interni all'argine), e la rottura del terrapieno potrebbe ancora avvenire per flusso concentrato attraverso fessure.
- Sfiancamento del paramento di valle: in situazioni in cui la zona a valle, del moto di filtrazione, non è in grado di sostenere un tetto, e si verifica un'aumento della pendenza di valle, a causa dei progressivi crolli. A questo punto le particelle di suolo sono erose direttamente da un flusso a pelo libero uscente dalla galleria filtrante di monte, ancora in funzione. Questo meccanismo si ripercuote progressivamente fino al nucleo, il cui abbassamento porterà al sormonto arginale diretto.
- Sviluppo di una voragine: Questo meccanismo si riferisce al trascinamento di materiale verso l'alto, creando al di sotto una voragine o depressione nel terrapieno che compromette l'argine, e abbassa la cresta sotto il livello del serbatoio.
- Instabilità del pendio: l'erosione interna potrebbe causare alte pressioni dei pori nella fondazione o terrapieno, con conseguente ridotta resistenza al taglio e scivolamento del pendio. La breccia potrebbe immediatamente verificarsi se la superficie di rottura interseca il serbatoio, o le deformazioni della pendenza del paramento sono abbastanza significative di modo che il rilevato residuo non può resistere al carico del serbatoio. Sebbene sia possibile, questo è generalmente considerato come il meccanismo di rottura meno probabile.

E' di fondamentale importanza avviare uno studio di verifica della stabilità di un argine non appena si presenti una delle casistiche di quelle evidenziate nel capitolo. Anche una piena di altezza ragguardevole deve far porre attenzione a possibili interventi di manutenzione. È da notare che i tempi in cui può svilupparsi una rottura variano con l'altezza della piena e con il tempo di permanenza della stessa quota liquida (sarà il caso studio del prossimo capitolo inerente l'uso di software adeguati) e solo una corretta manutenzione degli argini può fornire maggior sicurezza e maggiori tempi di resistenza, permettendo un eventuale intervento migliorativo od un'evacuazione d'emergenza dei civili nelle zone limitrofe.

## 5.2. - Approccio 1 - Statistico/Probabilistico

Per gran parte degli ultimi dieci anni, l'USACE (U.S. Army Corps of Engineers) e l'USDIBR (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation) hanno utilizzato un albero di eventi standard, quindi una metodologia più quantitativa che di analisi singolare, per valutare i rischi di erosione interna. Per le analisi di rischio, un obiettivo primario è quello di carpire e costruire i casi standard verso cui far confluire tutti i fenomeni che accadono, così da avere una linea guida che analizzi il comportamento da seguire per la salvaguardia dell'argine. UNSW (Foster et al., 1998, 2000) ha catalogato e fatto una statistica storica degli eventi tra il 1986 e il 1998 di tutte le rotture arginali e di terrapieni di contenimento, individuando le frequenze storiche:

- 63% delle rotture dovuto a fenomeni di erosione interna;
- 32% delle rotture dovuto a fenomeni di sormonto;
- 3% delle rotture dovuto a instabilità dei pendii;
- 2% delle rotture dovuto a fenomeni sismici, includendo qui i fenomeni di liquefazione;

Per regolarizzare gli studi statistici e le catalogazioni, è stata sviluppata una generica sequenza per identificare un'ideale modalità di sviluppo dell'erosione interna, che si basa sulle quattro fasi di erosione interna esposte nel capitolo precedente. La soglia di elevazione del serbatoio è valutata separatamente.

- Quota del serbatoio pari o superiore livello di soglia;
- Inizio, dell'erosione. Scomponibile in: a) naturale; b) causata da difetto esistente;
- Continuazione, non filtrata o inadeguato filtro presente allo sbocco;
- Progressione, terrapieno ancora stabile;
- Progressione, cedimenti delle zone alte e dei fianchi, che auto-limitano il flusso;
- Progressione, cedimenti e nessuna auto-guarigione (crolli interni che interrompono il "pipe") atta a interrompere il flusso;
- Interventi non riusciti;
- Apertura di una breccia sull'argine (rilascio incontrollato del serbatoio);

È dunque obiettivo dello studio di manutenzione/progetto costruire l'albero di eventi sequenziali, così da rapportarsi alle casistiche già studiate su cui basare l'evoluzione dei lavori.

### 5.2.1. - Uso di frequenze di accadimento storiche

Si tratta di un approccio empirico, basato sulla comparazione di casi analoghi già approfonditamente studiati e catalogati. Inoltre anche le analisi di laboratorio su modelli sviluppati ad hoc dall'UNSW non hanno portato a dei risultati tali da poter trarne un criterio deterministico. Perciò la metodologia utilizzata per analizzare il problema dell'erosione interna adotta un criterio probabilistico basato sulle frequenze di accadimento storiche.

*U.S.Reclamation* si basa su un'approfondita analisi degli eventi riguardanti rotture e interventi sugli argini (ricadenti nella giurisdizione dell'ente di bonifica degli USA), elaborata con documentazioni che partono dal 1986 (elaborazione dell'UNSW). La catalogazione recente indica un totale di 98 episodi noti, di cui una completa rotta arginale. Si evidenzia che circa il 36% degli incidenti sui rilevati si sono verificati durante i primi cinque anni di funzionamento del serbatoio, e il 64 per cento di tutti gli incidenti si sono verificati dopo più di cinque anni di attività dell'opera. Risulta quindi che questi fenomeni non sono limitati ai primi anni di vita del nuovo rilevato, che corrispondono ad un naturale periodo di assestamento dovuto ai primi riempimenti del serbatoio, ma possono accadere in un qualsiasi periodo della vita dell'opera. Inoltre gli incidenti non sono limitati alle dighe di materiale sciolto vecchie o deteriorate; anche le opere più recenti hanno subito incidenti. Solo circa la metà degli incidenti si è verificato in argini con più di 47 anni d'età.

Ogni incidente è stato classificato in una delle cinque categorie: 1) erosione interna attraverso l'argine; 2) erosione interna attraverso la fondazione; 3) erosione interna dal terrapieno verso la fondazione; 4) erosione interna lungo l'interfaccia di un'opera interrata trasversalmente all'argine; 5) erosione di un filtro;

Inoltre, ogni incidente è stato anche classificato in uno dei quattro meccanismi di erosione interna: 1) erosione retrogressiva; 2) erosione da lato serbatoio/fiume; 3) segregazione; 4) suffusion/suffosion;

Si fa notare che assegnare un meccanismo di erosione ad un incidente del passato richiede un certo giudizio, in molti casi una comprensione deterministica del meccanismo di rottura che ha creato il problema. Inoltre, alcuni incidenti possono comportare una combinazione di meccanismi.

Per entrambe le classificazioni, per ciascun evento viene richiesta la stima che l'erosione sia avvenuta per "infiltrazioni eccessive" o per "trasporto particellare". Lo stato di erosione per trasporto particellare è stato limitato ai casi in cui si è notata una chiara evidenza di erosione

interna, come la presenza di depressioni, vuoti e rigonfiamenti. Su un totale di 99 incidenti, sono 53 i casi in cui è stato osservato il trasporto di particelle.

Le due tabelle seguenti elencano gli incidenti in due modi diversi; la Tab.5.7 per categoria e posizione, la Tab.5.8 per tipo di meccanismo d'erosione:

Category of Internal Erosion	Incidents/Failures with Definitive Particle Transport	Incidents with Excessive Seepage and Perhaps Sand Boils	All Incidents and Failures
Embankment only	3	4	7
Foundation only	31	39	70
Embankment into foundation	3	3	6
Into/along conduit	5	0	5
Into drain	11	0	11
Total	53	46	99

**Tab. 5.7** – Classificazione per categoria e posizione dell'erosione interna - U.S.Reclamation;

Category of Internal Erosion	Incidents/Failures with Definitive Particle Transport	Incidents with Excessive Seepage and Perhaps Sand Boils	All Incidents and Failures
Backward Erosion Piping	7	9	16
Internal Migration	20	13	33
Scour	18	15	33
Suffusion/Suffosion	8	9	17
Total	53	46	99

**Tab. 5.8** – Classificazione per modalità d'erosione interna - U.S.Reclamation;

Dalle tabelle 5.7 e 5.8 si può notare come circa 2/3 degli incidenti presi in esame abbiano coinvolto la fondazione. Viene ipotizzato che ciò dipenda anche dal notevole numero di argini in cui il nucleo non penetra nei terreni di fondazione, oltre che naturalmente dalla gerarchia delle permeabilità che va generalmente a discapito delle fondazioni, il cui terreno non è studiato ad hoc come quello delle stratificazioni del corpo arginale. Dai dati dei terreni (qui non riportati, fare riferimento al *"Internal Erosion Risks - U.S.Reclamation/USACE"* in cui è riportata la completa trattazione) si osserva che dei 70 eventi in fondazione, 24 coinvolgono terreni d'origine glaciale (depositi erosivi dalla non buona impermeabilità), e 24 sono stati attribuiti ad eccesso di infiltrazioni in terreno grossolano. Il tasso relativamente basso di erosione interna attraverso l'argine potrebbe essere spiegata dal consueto criterio progettuale di comporre argini con anima larga, (che quindi corrisponde a lunghi percorsi di filtrazione), spesso affiancati anche da strati di ricoprimento di sabbie/ghiaia/ciottoli (che forniscono una certa capacità di filtro) e buona compattazione. Relativamente alto è il tasso di avvio dell'erosione interna dagli scarichi, che può essere dovuta a decenni di progettazione

relativamente povera di attenzioni (condotte snodate, materiali dei tubi fragili, piano di posa con ghiaia troppo grossa e filtri troppo sottili). Di seguito si può notare come i 2/3 di tutti gli eventi sono sospettati di aver coinvolto il trasporto particellare. Piping e Suffusion/Suffosion rappresentano circa 1/6 degli incidenti totali. Inoltre la grande maggioranza (87%) degli eventi coinvolgono terreni incoerenti o a bassa plasticità ( $PI < 7$ ).

Dam Age at Incident	No. of Piping Incidents	No. of Internal Migration Incidents	No. of Scour Incidents	No. of Suffusion-Suffosion Incidents	Total No. of Incidents
≤ 5 years	3	12	13	8	36
6-15 years	1	7	8	1	17
16-25 years	2	3	4	1	10
26-35 years	1	5	1	0	7
36-45 years	4	1	0	3	8
46-55 years	2	0	2	1	5
56-65 years	1	1	2	0	4
66-75 years	0	1	2	1	4
76-85 years	0	2	1	2	5
> 85 years	2	0	0	0	2
Totals	16	32	33	17	98

**Tab. 5.9** – Comparazione meccanismi di rottura ed età dell'argine - U.S.Reclamation;

Una stima della probabilità di avvio di un fenomeno di erosione interna in un argine può essere ottenuto dividendo il numero degli incidenti e guasti per il numero d'anni di funzionamento.

Type of Internal Erosion	Estimated Historical Rate of Erosion Initiation	
	Incidents/Failures with Definitive Particle Transport	All Incidents/Failures
Embankment only	$2 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$
Foundation only	$2 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-3}$
Embankment into foundation	$2 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$
Into/along conduit	$4 \times 10^{-4}$	$4 \times 10^{-4}$
Into drain	$8 \times 10^{-4}$	$8 \times 10^{-4}$
Total	$4 \times 10^{-3}$	$8 \times 10^{-3}$

**Tab. 5.10** – Stima storica d'avvio di un fenomeno di erosione interna arginale, per categoria - U.S.Reclamation;

Type of internal erosion	Estimated Historical Rate of Erosion Initiation	
	Incidents/Failures with Definitive Particle Transport	All Incidents/Failures
Backward Erosion Piping	$5 \times 10^{-4}$	$1.2 \times 10^{-3}$
Internal Migration	$1.5 \times 10^{-3}$	$2.5 \times 10^{-3}$
Scour	$1.3 \times 10^{-3}$	$2.5 \times 10^{-3}$
Suffusion/Suffosion	$6 \times 10^{-4}$	$1.3 \times 10^{-3}$
Total	$4 \times 10^{-3}$	$8 \times 10^{-3}$

**Tab. 5.11** – Stima storica d'avvio di un fenomeno di erosione interna arginale, per meccanismo erosivo - U.S.Reclamation;

Questa catalogazione di episodi del passato rappresenta uno sforzo di ricerca approfondita, ed è una rappresentazione ragionevole delle prestazioni degli argini tipici del territorio USA.

È difficile stimare un numero aggiuntivo di rilevati dove l'erosione interna potrebbe essere avviata, ma non continuata, e quindi rimasta inosservata. Lo studio originale UNSW di argini in tutto il mondo ha assunto il numero di fenomeni "non rilevati" di iniziazione del fenomeno nell'intervallo di 2 a 10 volte il numero di incidenti segnalati, ma dalla documentazione dell'U.S.Reclamation viene dichiarato come più probabile che il campo di valori più basso di questo intervallo sia più adatto. Quindi, se dovessimo applicare un fattore di 4 per il numero di incidenti che coinvolgono il trasporto definitivo delle particelle, il tasso totale di frequenza potrebbe essere considerato  $1,6 \times 10^{-2}$ . In altre parole, si tratta almeno di un raddoppio degli eventi acquisiti. Il presupposto che ci sono da 2 a 4 volte casi in più di avvio di erosione interna, che non vengono rilevati, viene ritenuta un'ipotesi ragionevole. Ma piuttosto che specificare un singolo valore, viene suggerita una serie di valori di stima rettificati o di stima migliorata.

Questi valori corretti riportati nelle tabelle seguenti si propongono come punti di partenza o un punto di riferimento empirico per considerare la probabilità di avvio di erosione interna in rilevati arginali.

Type of Internal Erosion	Range of Initiation Probability
Embankment only	$3 \times 10^{-4}$ to $1 \times 10^{-3}$
Foundation only	$2 \times 10^{-3}$ to $1 \times 10^{-2}$
Embankment into foundation	$2 \times 10^{-4}$ to $1 \times 10^{-3}$
Into/along conduit	$4 \times 10^{-4}$ to $1 \times 10^{-3}$
Into drain*	$5 \times 10^{-4}$ to $2 \times 10^{-3}$

\*Note: Into drain values were adjusted downward given the limited number of instances where vulnerable drains are part of the inventory

**Tab. 5.12** - Stima migliorata delle probabilità d'avvio dell'erosione interna arginale, per categoria - U.S.Reclamation;

Type of Internal Erosion	Range of Initiation Probability
Backward Erosion Piping	$5 \times 10^{-4}$ to $2.5 \times 10^{-3}$
Internal Migration	$1 \times 10^{-3}$ to $5 \times 10^{-3}$
Scour	$1 \times 10^{-3}$ to $5 \times 10^{-3}$
Suffusion/Suffosion	$6 \times 10^{-4}$ to $2.5 \times 10^{-3}$

**Tab. 5.13** - Stima migliorata delle probabilità d'avvio dell'erosione interna arginale, per meccanismo erosivo - U.S.Reclamation;

Questi intervalli sono considerati stime migliorate, non il ragionevole minimo e massimo. Stime di maggiore o minore probabilità d'avvio possono essere appropriate se le condizioni presso la diga in terra in corso di valutazione sono migliori o peggiori rispetto alla "condizione media" di quelle considerate dalla statistica. Ad esempio, dighe con bassi

gradienti idraulici e infiltrazioni minime possono determinare una riduzione delle probabilità di sviluppo del fenomeno, mentre dighe con filtrazioni apprezzabili od una storia di problemi già verificata, possono giustificare stime più elevate.

Anche se la metodologia è stata sviluppata per aiutare a fare stime di probabilità ragionevole, è l'apprendimento che si verifica durante il processo di valutazione del rischio (che deve essere documentato) che è la chiave per prendere le appropriate decisioni "di conoscenza del rischio".

### **5.2.2. - Conclusioni sull'Approccio 1 - Statistico/Probabilistico**

Gli incidenti utilizzati per sviluppare questa statistica sono limitati ai soli rilevati gestiti dall' U.S.Reclamation, se si dovesse analizzare e confrontare argini progettati/costruiti da esterni, sarà doveroso tenere in considerazione le tecniche di costruzione dell' U.S.Reclamation. Circa 1/3 degli incidenti considerati si sono verificati nei primi 5 anni di attività, mentre i 2/3 si sono verificati nelle dighe con più di 5 anni di storia operativa. Così, al momento di valutare nuovi rilevati, si dovrebbe prendere in considerazione l'uso di valori leggermente più elevati di probabilità d'avvio d'erosione interna.

Il riferimento alle stime migliorate, sopra tabulate, della storia dei rilevati in gestione all'organo di bonifica degli USA, non è sufficiente per valutare la probabilità d'avvio dell'erosione interna. Quest'ottima statistica ben sviluppata e dettagliata (fare riferimento alla completa trattazione "Internal Erosion Risk - U.S.Reclamation & USACE") offre una serie di considerazioni che possono influire e dare utili indicazioni utili ai professionisti che dovranno lavorare sull'opera. Le condizioni del sito devono essere sempre considerate predominanti al fine di determinare se ci sono caratteristiche, condizioni o comportamenti presenti in un determinato luogo che influenzeranno il potenziale avvio dell'erosione.

### **5.3. - Approccio 2 - Analisi Teorica/Sperimentale**

In questo capitolo si espone un approccio diverso dal precedente.

Il problema dell'erosione interna arginale è riconosciuto essere un fenomeno di grande importanza per la difesa idrogeologica del territorio ed è odiernamente discusso da numerosi ricercatori a livello mondiale. Di fronte a questo difficile studio, l'orientamento che seguono gli autori considerati è quello di una ricerca teorica e sperimentale volta ad individuare una soluzione che spieghi il fenomeno.

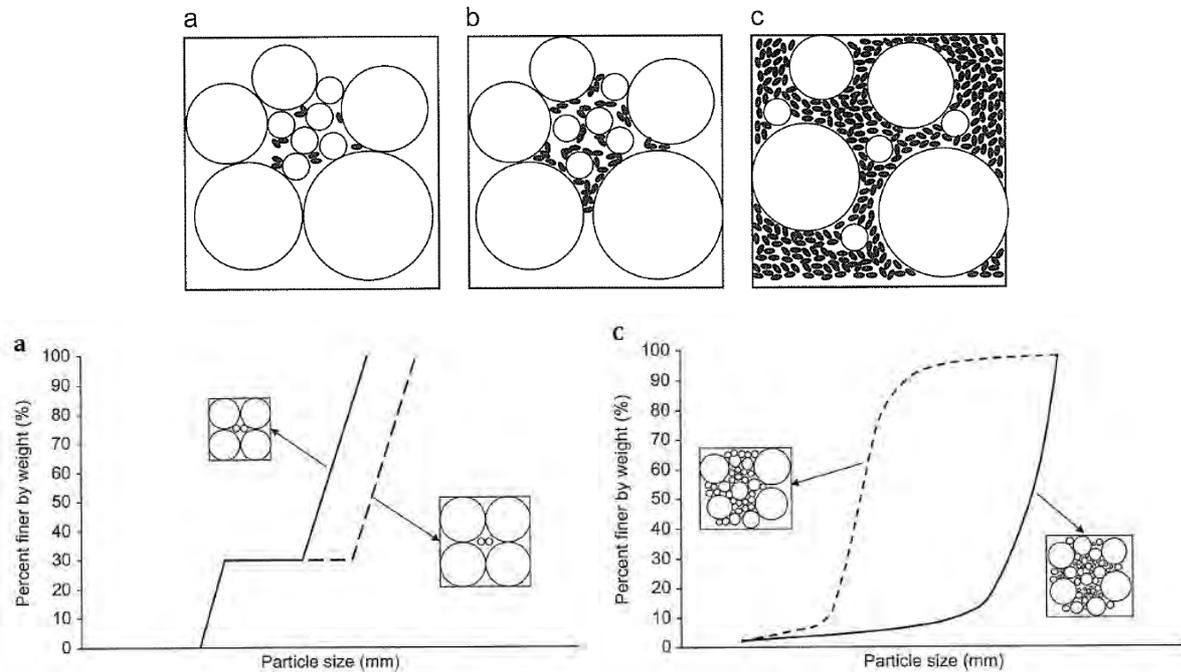
#### **5.3.1. Valutazione del potenziale di instabilità interna**

Suoli suscettibili di Suffusion sono catalogabili come internamente instabili. I concetti di Suffusion/Suffosion sono già stati affrontati nei capitoli precedenti, ma qui si espone un approccio sperimentale che volge ad individuare dei metodi applicabili in più grande scala.

L'approccio si basa sul paragone di un rilevato ad un filtro che sarà costituito internamente da materiali instabili. L'instabilità è determinata dalla disomogeneità delle dimensioni delle particelle costituenti il terreno, e si verificherà negli strati in cui le particelle fini hanno la possibilità di muoversi all'interno dello scheletro costituito dal contatto delle particelle di dimensioni maggiori. Questa è una condizione che, se sottoposta ad un gradiente idraulico, può già instaurare un fenomeno di trasporto particellare, la formazione di un tubo di flusso della filtrazione e la risalita in campagna (fontanazzo) delle particelle fini erose e trasportate (Suffusion). Questo fenomeno degenererà nel momento in cui la quantità di particelle fini del terreno è così elevata rispetto a quelle grossolane, da non riempire solamente tutti i vuoti, ma addirittura allontanare tra loro le particelle componenti lo scheletro solido del terreno, così da rendere le suddette componenti "fluttuanti" nella matrice di particelle fini (Fig.5.14). È questo il caso più gravoso del problema del trasporto particellare, poiché le particelle grossolane, non essendo in contatto tra loro, non si autososterranno e al diminuire della matrice fine erosa, cederanno. Si assiste quindi ad un cambiamento di volume (Suffosion), che si sommerà al precedente problema dei crolli interni al rilevato che potranno via via ingrandirsi. Di fondamentale importanza è considerare la velocità del flusso che deve essere abbastanza elevato da vincere gli attriti coesivi e gli incastri tra le particelle.

Per approfondire l'importanza della gradazione delle dimensioni delle particelle del terreno in relazione alla potenziale segregazione, si può fare riferimento alla trattazione

“Extended internal stability criteria for soils under seepage - D.S.Chang and L.M.Zhang- Japan 2013” che approfondisce lo studio delle curve granulometriche in relazione alla possibile composizione dello scheletro solido composto dalle particelle più grosse.



**Fig. 5.14** - Composizione granulometrica di terreni con gradazione non buona.  
 (a) contenuto fine < 10%, (b) 10% < contenuto fine < 35%, (c) contenuto fine > 35%;

Chang e Zhag quindi formano questa classificazione:

- Categoria 1: (contenuto fine: < 5% per terreni ben graduati, < 10% per terreni non ben graduati) le particelle fini (< 0,063 mm) sono in grado di riempire solo parte dei vuoti presenti tra le particelle grosse;
- Categoria 2: (contenuto fine: > 20% per terreni ben graduati, > 35% per terreni non ben graduati) i vuoti composti da particelle di medie dimensioni e grossolane, sono più che riempiti dalle particelle fini e spingono le grosse a perdere contatto tra loro, e a fluttuare in una matrice fine di fatto preponderante;
- Categoria 3: (contenuto fine: 5% < fine < 20% per terreni ben graduati, 10% < fine < 35% per terreni non ben graduati) la composizione rende pieni i vuoti fra le particelle di dimensioni maggiori che comunque non perdono contatto tra loro e sono in grado di costituire lo scheletro solido.

Le micro-strutture geometriche individuabili in questi terreni controllano quindi la stabilità interna dei terreni, da cui si propone la tabella 5.14 che individua una relazione tra le caratteristiche dimensionali del terreno e quelle geometriche, “F” è la frazione di massa delle particelle fini, “H” è la frazione di massa dei grani di maggior dimensione.

Gradation conditions	Fines content, $P$ (%)	Geometric criteria
Well-graded soils	$P < 5$	$(H/F)_{\min} > 1.0$ : internally stable
	$5 \leq P \leq 20$	$(H/F)_{\min} > -(1/15)P + 4/3$ : internally stable for low plasticity soils
	$P > 20$	Stable
Gap-graded soils	$P < 10$	$G_r < 3.0$ : internally stable
	$10 \leq P \leq 35$	$G_r < 0.3P$ : internally stable for medium plasticity soils
	$P > 35$	Stable

Tab. 5.14 – Criterio geometrico proposto per differenti tipi di terreno (Chang and Zhang - 2013);

Sulla base degli stessi concetti gli autori Robin Fell e Chi Fai Wan (2008) hanno invece analizzato una prova di laboratorio che vuole riprodurre la situazione interna di un argine sottoposto a flusso di filtrazione (si rimanda alla trattazione completa: *Assessing the potential of internal instability and Suffusion in embankment dams and their foundations - Chi Fai Wan and Robin Fell - England 2008*).

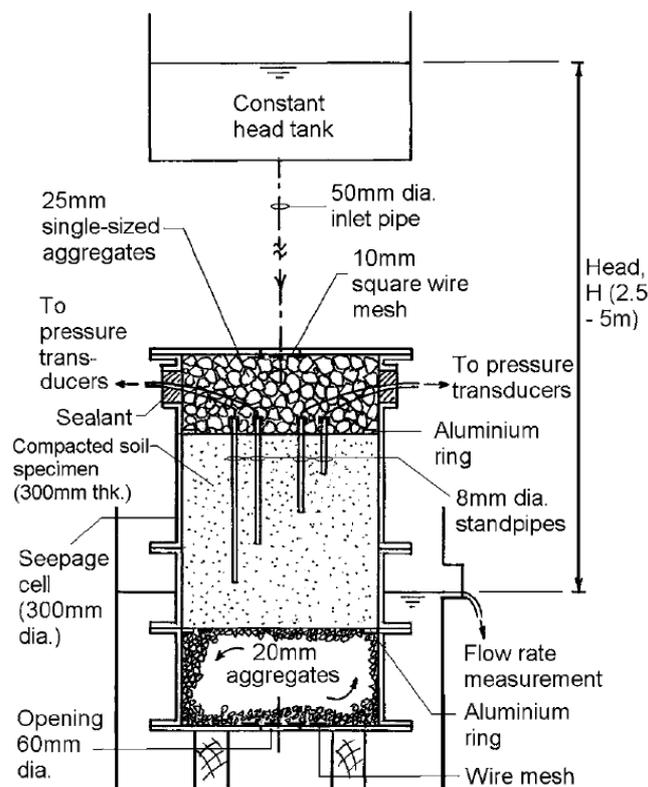


Fig. 5.15 – Diagramma schematico dell'esperimento di segregazione;

Il diagramma schematico di Fig.5.15 riproduce la metodologia adottata nelle prove. Il flusso è basso, e l'acqua a monte viene mantenuta costante a 2,5m corrispondente ad un gradiente idraulico di circa 8 di tutti i 300 mm di spessore del campione compattato di terreno. Le prove sono state protratte fino a quando si è osservato che le particelle fini venivano dilavate fuori dal campione e le pressioni, a diverse profondità del campione, sono risultate costanti.

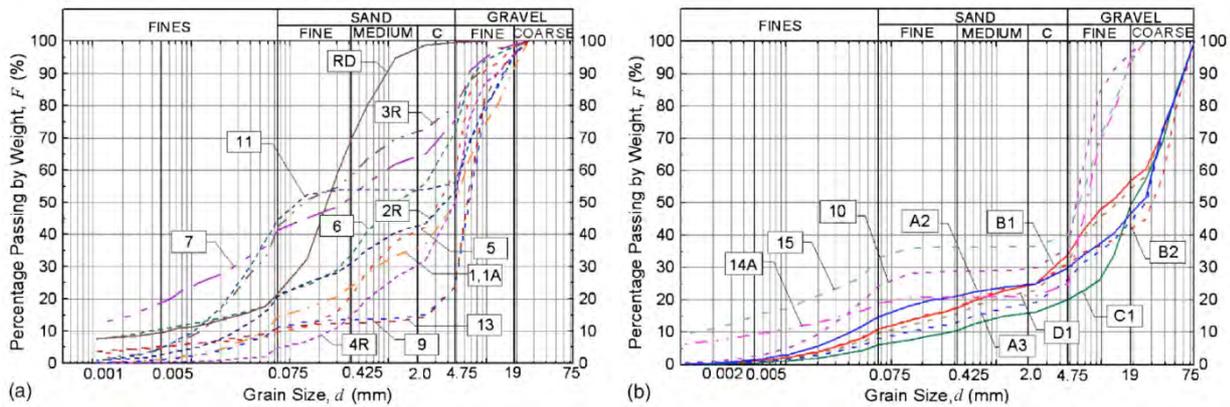


Fig. 5.16 – Composizione dei campioni di prova: (a) internamente stabili, (b) internamente instabili;

La figura 5.16(a,b) mostra le curve di distribuzione granulometrica dei 20 campioni di prova. I campioni 5, 6, 7, 13, 14A e 15 contengono caolino in percentuali riportate nella Tabella 15.15. I campioni di prova sono stati compattati nella cella di filtrazione e replicano la probabile gamma di densità nel nucleo di argini e rilevati.

Test sample	Percentage of kaolin	UNSW			
		test result <sup>a</sup>	Sherard (1979)	Kenney and Lau (1985, 1986)	Burenkova (1993)
1, 1A	0	S	U	U	S
2R	0	S	U	U	<b>U, M</b>
3R	0	S	U	S, M	S
4R	0	S	U	U	S
5	5.9	S	U	U	<b>U, M</b>
6	11.2	S	U	U	<b>U, M</b>
7	21.8	S	U	U	S
9	0	S	U	U	S
10	0	U	U	S	U
11	0	S	U	U	S
13	5.5	S	U	U	S
14A	10.9	U, M	U	U	U
15	21.5	U	U	U	U
RD	0	S	U	U	S
A2	0	U	U	U	U
A3	0	U	U	U	U
B1	0	U	U	U	S
B2	0	U	U	U	U
C1	0	U	U	U	U
D1	0	U	U	U	S

<sup>a</sup>S=stable; U=unstable; M=marginal. Boldface means incorrect prediction.

Tab. 5.15 – Tabella riassuntiva dei risultati dell'esperimento analizzati con metodi differenti;

I 20 campioni di terreno testati presso l'Università del New South Wales (UNSW) sono stati valutati per l'instabilità interna con metodi di: Sherard (1979), Kenney e Lau (1985, 1986), e Burenkova (1993). I risultati sono riassunti nella Tabella 5.14. Si può vedere che Sherard e Kenney-Lau sono metodi conservativi per la maggior parte dei campioni di terreno e anche i campioni di terreno progettati per essere internamente stabili sono previsti come instabili.

Il Burenkova (1993) è un metodo che fornisce una migliore, ma non del tutto precisa, previsione della stabilità interna progettata dall'UNSW. Le stesse conclusioni sono raggiunte anche da Chang e Zhang (*Extended internal stability criteria for soils under seepage - D.S.Chang and L.M.Zhang- Honk Kong 2013*).

In considerazione della scarsa capacità predittiva dei metodi esistenti per suoli contenenti limo-sabbia-ghiaia e argilla-limo-sabbia-ghiaia, Wan e Fell hanno approfondito un nuovo metodo. Al fine di aumentare la dimensione della banca dati su cui basarsi, sono stati considerati altri test di laboratorio provenienti da altri autori, così da considerare variazioni sia della combinazione granulometrica, che dei parametri caratteristici e della densità di compattazione. Quello che verrà ottenuto è un metodo Burenkova Modificato.

Il metodo Burenkova si basa sui rapporti  $D_{90}/D_{60}$  e  $D_{90}/D_{15}$ . Il rapporto  $D_{90}/D_{60}$  rappresenta la curva di distribuzione granulometrica delle particelle grossolane. Valori elevati rappresentano particelle grossolane che avranno grandi spazi vuoti rispetto ad un terreno ben classificato. Il rapporto  $D_{90}/D_{15}$  può essere considerato come misura dell'azione di filtro tra la frazione grossolana e la frazione più fine. Il metodo Burenkova non fornisce un chiaro confine tra terreni internamente stabili e instabili.

Per modellare i nuovi dati acquisiti viene usata una distribuzione statistica quale la regressione lineare, da cui si ottengono i risultati di figura 5.17(a,b) la cui differenza risiede nella composizione dei campioni. La probabilità  $P$ , che rappresenta la potenziale instabilità interna, è ottenuta dall'applicazione delle seguenti equazioni:

$$P = \exp(Z) / [1 - \exp(Z)]$$

$$\text{(Fig.5.17a)} \quad Z = 2,378 \cdot \log(h'') - 3,648 \cdot h' + 3,701$$

$$\text{(Fig.5.17b)} \quad Z = 3,875 \cdot \log(h'') - 3,591 \cdot h' + 2,436$$

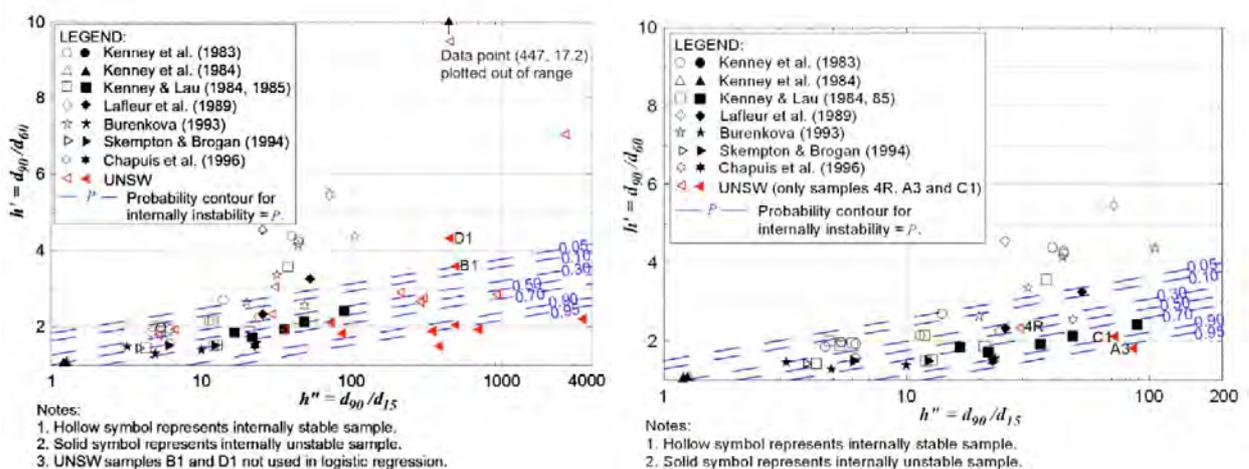


Fig. 5.17 - Probabilità di instabilità interna:

- (a) terreni limo-sabbia-ghiaia e argilla-limo-sabbia-ghiaia con limitato contenuto di argilla plastica;
- (b) terreni sabbia-ghiaia con parte fine (passante al setaccio da 0,075mm) non plastica minore del 10%;

L'esperienza nell'uso del metodo Burenkova Modificato ha portato gli autori a rendersi conto, che i terreni con una curva granulometrica ripida nella parte della frazione grossolana e una pendenza piatta nella frazione più fine, sono considerabili internamente instabili. Dopo alcune prove è stato determinato che questo tipo di terreni possono essere ben rappresentati dal rapporto  $D_{90}/D_{60}$  e  $D_{20}/D_5$ . Si è quindi identificato un “Metodo Burenkova Alternativo”, i cui risultati sono illustrati nella figura 5.18 in cui è rappresentato il criterio grafico. Si evidenziano due confini: uno oltre il quale il rischio di instabilità interna è basso, e l'altro definisce la zona di alta probabilità d'accadimento. Questo metodo non è in grado di identificare l'instabilità interna per terreni del tipo (b).

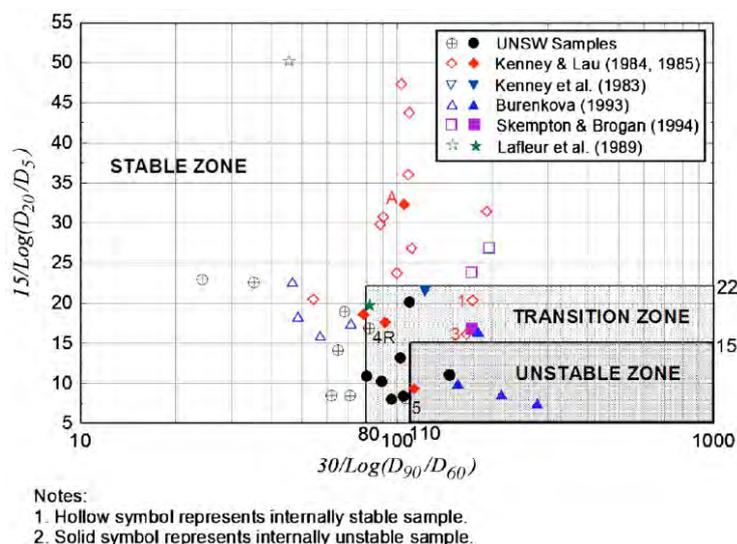


Fig. 5.18 – Probabilità di instabilità interna: terreni limo-sabbia-ghiaia e argilla-limo-sabbia-ghiaia con limitato contenuto di argilla plastica;

FRAZIONE ERODIBILE - Wan e Fell, espongono poi un metodo per determinare quale frazione del terreno sarà erosa (*“Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams - Chi Fai Wan and Robin Fell - England 2004”*). In seguito a prove di laboratorio, gli autori hanno individuato che si può presumere che il 50% della frazione più fine sarà facilmente erosa, e la distribuzione delle dimensioni delle particelle dovrà essere nuovamente rappresentata.

Si nota che piccole differenze, nella composizione, nella distribuzione granulometrica e nelle dimensioni delle particelle, influenzano considerevolmente il discernimento di un terreno più o meno stabile all'erosione interna. Perciò sono fortemente raccomandabili approfonditi esami di laboratorio sul terreno dell'opera sotto manutenzione, per confermare le valutazioni effettuate con i metodi suggeriti.

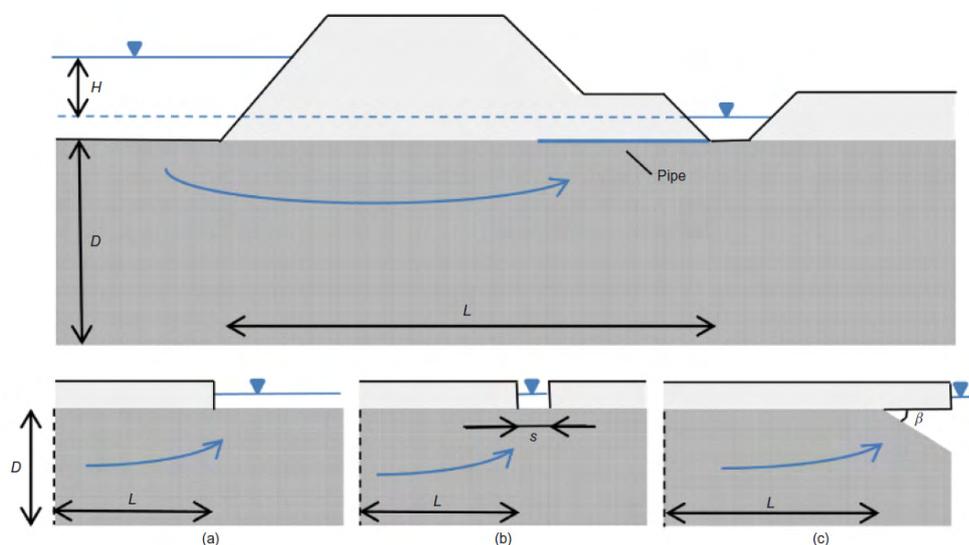
Il “Metodo Burkelov Modificato”, e l’ “Alternativo”, richiedono maggiori approfondimenti, ma esprimono una valutazione complessiva più precisa dei metodi della letteratura precedente, come evidenziato nel risultato grafico di Fig.5.18.

### 5.3.2. Erosione retrogressiva

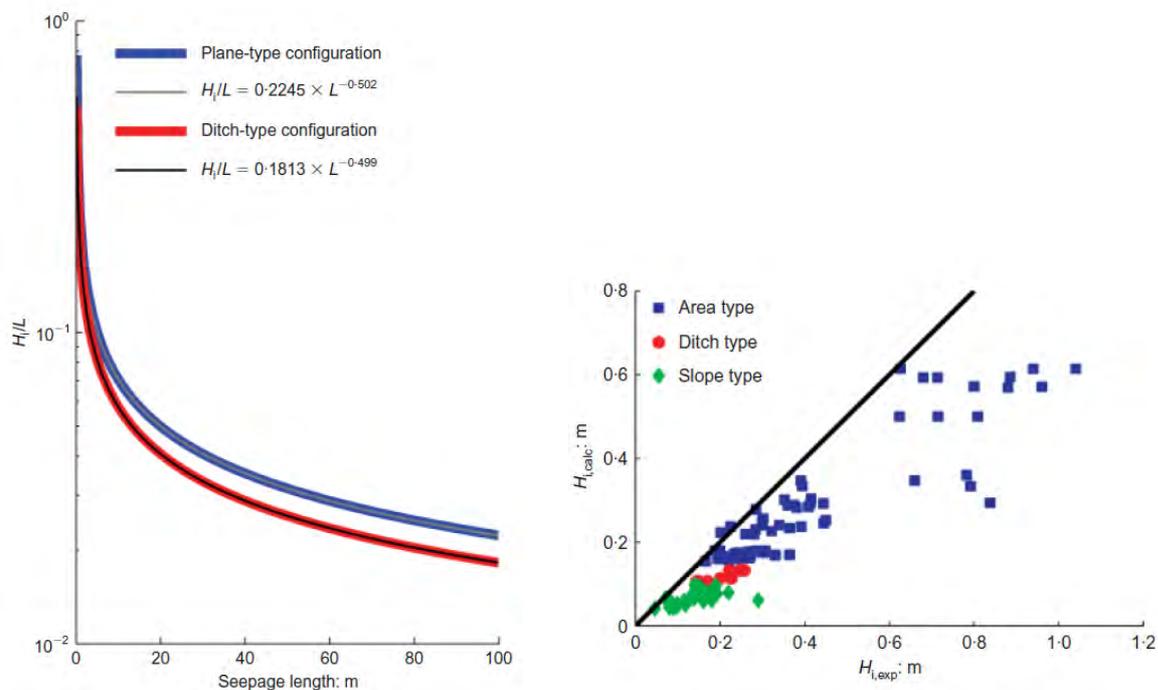
Il processo d'erosione retrogressiva dei tubi di flusso (backward erosion piping) rappresenta una seria minaccia per argini e dighe in particolar modo su terreni di fondazione costituiti da sabbie e limi. I modelli disponibili per la progettazione e le previsioni si concentrano prevalentemente sulla progressione del moto di filtrazione. Al momento non c'è nessun modello che descriva l'avvio dei tubi di flusso in situazioni in cui il flusso di uscita non è uniforme, come è il caso della maggior parte degli esperimenti di erosione retrogressiva.

Lo studio di Van Beek, Bezuijen, Sellmeijer e Barends, ha confrontato esperimenti in cui il processo d'avvio conduce direttamente alla rottura con procedimento analitico e numerico del calcolo del flusso delle acque sotterranee e dei criteri di trasporto particellare. L'obiettivo era quello di sviluppare un modello per l'insorgenza della formazione del "pipe". È emerso che il letto di sabbia deve essere fluidificato su una distanza di almeno 20 volte il diametro del grano rispetto all'estremità della struttura. Il modello proposto spiega gli effetti di scala, di dimensione del grano e la configurazione del gradiente critico.

Per la teoria, le sperimentazioni iniziali e la configurazione dei terreni, si rimanda alla trattazione completa (*Initiation of backward erosion piping in uniform sands - V.M. Van Beek, A. Bezuijen, J.B. Sellmeijer and F.B.J. Barends - Netherlands 2014*).



**Fig. 5.19** – Argine schematizzato con fondazione sabbiosa-limosa e configurazioni sperimentali di uscite differenti del tubo di flusso: (a) configurazione piana, (b) in fossato, (c) su pendio;



**Fig. 5.20** - (a Sx) Effetti di scala del gradiente d'avvio per la configurazione "piana" e "in fossato", e relativi risultati ai minimi quadrati;  
**Fig. 5.21** - (a Dx) Risultato sperimentale d'individuazione del gradiente critico;

I rapporti tra il gradiente complessivo ( $H/L$ ) e il gradiente di uscita ( $i$ ) da un lato e il gradiente d'avvio sperimentale ( $H_i/L$ ), dall'altro, sono stati utilizzati per determinare la dimensione del gruppo di particelle di sabbia che deve essere fluidificato per causare l'avvio del tubo di filtrazione. La dimensione minima del gruppo, di circa 20 volte il singolo grano, è stata calcolata per tutti gli esperimenti (osservabili nell'esposizione completa). Questo valore ottenuto empiricamente consente la predizione di un valore minimo per l'altezza d'avvio ( $H_i$ ). Utilizzando le equazioni proposte nella trattazione, il gradiente d'avvio ( $H_i/L$ ) può essere calcolato come l'altezza alla quale il gradiente di uscita ( $i$ ) è uguale al gradiente critico ( $i_c$ ) ad una distanza dall'estremità di 20 volte il diametro medio della sabbia,  $x=20 \cdot d_{50}$ .

La tabella 5.16 mostra le equazioni per le configurazioni con uscita di tipo piana e uscita in fossato. Nel caso dell'uscita in pendio, è necessaria una modellazione numerica, quindi l'equazione non è esposta. Le equazioni mostrano che la configurazione di scala (variazione di  $L$  con il rapporto  $D/L$  costante) e la granulometria influenzano il gradiente d'avvio  $H_i/L$ . In figura 5.20 è tracciata la variazione del gradiente d'avvio in funzione della lunghezza d'infiltrazione, mentre tutti gli altri parametri sono stati mantenuti costanti. È emerso che, in entrambe le configurazioni, il gradiente varia la pendenza con l'inverso della radice quadrata di  $L$  ( $H_i/L \propto 1/\sqrt{L}$ ).

Configuration	Equation
Plane-type exit	$\frac{H_i}{L} = i_c \frac{2KD}{\pi L} \frac{\sqrt{\sinh\left[\frac{\pi(2L+20d_{50})}{2D}\right] \sinh\left[\frac{\pi(20d_{50})}{2D}\right]}}{\cosh(\pi L/2D)}$ <p>in which</p> $K = \int_0^{\frac{1}{2}\pi} \frac{d\phi}{\sqrt{1-m\sin^2\phi}} \quad m = \tanh^2\left(\frac{\pi L}{2D}\right)$
Ditch-type exit	$\frac{H_i}{L} = -i_c \frac{2D}{\pi L} \sqrt{1 - \exp\left(\frac{\pi(20d_{50}-s)}{D}\right)} \sqrt{1 - \exp\left(\frac{\pi(20d_{50})}{D}\right)} \operatorname{arccosh} \sqrt{\frac{\exp\left(\frac{\pi(L+s)}{D}\right) - 1}{\exp\left(\frac{\pi s}{D}\right) - 1}}$

Tab. 5.16 – Tabella riassuntiva delle equazioni di predizione del gradiente d'avvio;

In conclusione si osserva dalla completa trattazione che l'erosione retrogressiva è governata da due processi: il tubo di flusso (pipe) d'avvio e la progressione. Poiché i meccanismi dei processi sono differenti, quale dei due determini lo stato critico che porta alla rottura dipende dalla scala e dalla configurazione. Osservazioni sperimentali dimostrano che, in alcuni esperimenti, l'altezza d'avvio dei tubi di flusso ( $H_i$ ) è uguale all'altezza critica ( $H_c$ ) alla quale il campione giunge a rottura. In altri esperimenti, dopo l'avvio del tubo di flusso, l'altezza deve essere aumentata perché il condotto erosivo prosegua verso monte. Il modello proposto individua che è il distacco di un gruppo di particelle che provoca l'avvio dell'erosione retrogressiva. A validare questo approccio, sono state descritte le relazioni tra il gradiente applicato  $H/L$  e il gradiente d'uscita "i", per calcolare le dimensioni del gruppo di particelle distaccate in ciascun esperimento. La dimensione del gruppo ottenuto sembra ricadere in uno stesso intervallo di dimensioni per esperimenti con diverse scale, configurazioni e granulometrie. Le equazioni riportate nella tabella 5.16 sono indicate per una previsione conservatrice dell'avvio del tubo di flusso.

La comprensione dei processi che governano l'avvio e la progressione è essenziale per ulteriori analisi sull'argomento. L'importanza degli effetti di scala per entrambi i meccanismi è fuori dubbio, l'effetto scala dovrà essere sempre approfondito per la progettazione di un modello sperimentale e la comprensione delle osservazioni sul campo. Le equazioni possono essere utilizzate per prevedere l'altezza d'avvio  $H_i$ , ma sono adatte solo per campioni omogenei, ed è il limite attuale di questa trattazione. L'eterogeneità influisce chiaramente sul modello di flusso locale e complica la previsione d'avvio. Tuttavia, nel settore, l'approccio potrebbe essere utile per valutare l'importanza di un fontanazzo sabbioso, che emerge in un luogo in cui il flusso è concentrato. È il caso di un foro di trivellazione impropriamente riempito e chiuso o il termine di un fossato che corre trasversalmente al rilevato; queste

situazioni rischiano di avviare il processo d'erosione retrogressiva ad un'altezza molto inferiore a quella necessaria per la progressione.

### 5.3.3. Studio sull'energia cinetica del processo erosivo

Lo studio di un differente esperimento, l'HET (Hole Erosion Test), è proposto da Benhamed e Bonelli (*Internal erosion of cohesive soils: laboratory parametric study - Nadia Benhamed and Stephane Bonelli - France 2012*). Gli autori individuano essere due le variabili d'interesse, caratterizzanti l'erodibilità del suolo, la tensione critica di taglio  $\tau_c$ , al di sopra della quale avviene il distacco delle particelle, e il coefficiente di erosione  $k_{er}$ , che permette di quantificare il tempo del fenomeno. La classica legge è espressa come:

$$\dot{m} \begin{cases} 0 & \text{if } |\tau_b| \leq \tau_c \\ k_{er}(|\tau_b| - \tau_c) & \text{if } |\tau_b| > \tau_c \end{cases}$$

in cui "m" è la massa erosa [kg/(m/s)] ,  $\tau_b$  è la tensione di taglio [Pa] e  $k_{er}$  è il coefficiente cinetico dell'erosione [s/m].

Per interpretare i test (HET) di erosione in foro, e quindi, per determinare i due parametri dell'equazione precedente, viene usato un modello numerico per il Piping, che non è esposto qui, sviluppato dall'equazione di flusso bifasico con diffusione e da un'equazione d'erosione da Bonelli et al. (2006, 2007), Brivois et al. (2007), Bonelli Brivois (2008). Questo modello è appropriato a diverse situazioni: flussi di strato limite, piping con erosione, ed è validato da un ampio insieme di dati sperimentali di prove di erosione in foro ottenute su terreni creati ad hoc e naturali.

A questo scopo è stato sviluppato un nuovo dispositivo per effettuare il test di erosione in laboratorio. È simile al dispositivo di prova d'erosione in foro progettata da Wan e Fell (2002, 2004), ma leggermente modificato in termini di metrologia e tipo di stress idraulico (flusso controllato anziché in pressione). La figura 5.22 mostra una fotografia dell'apparato. La cella cilindrica, divisa in tre parti, è trasparente per visualizzare il campione e rilevare l'avvio del processo di erosione. Il diametro è di circa 80mm di ingresso. La parte centrale è progettata per accogliere campioni ricostituiti o naturali intatti. Due manometri sono montati su entrambe le estremità della cella, a monte e a valle, per misurare le pressioni di afflusso e deflusso, e quindi, per valutare il gradiente idraulico applicato al campione di suolo.

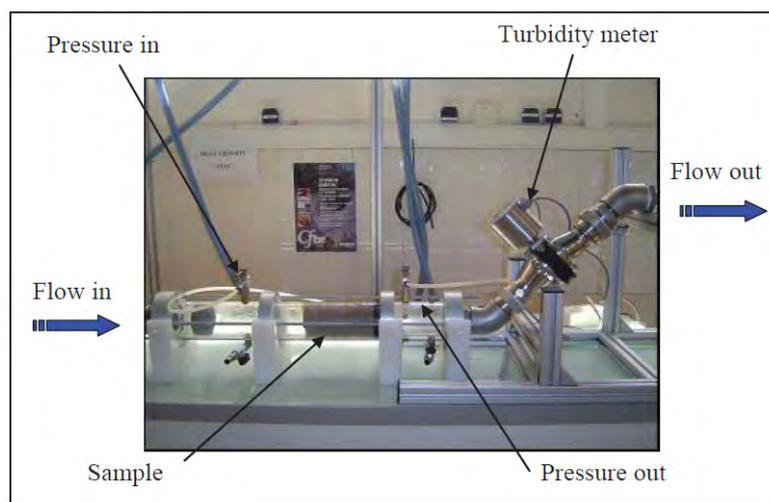


Fig. 5.22 – Strumentazione del Test d'Erosione in Foro Modificato (HET-Bonelli);

A monte il dispositivo è collegato al regolatore d'acqua e pressione in ingresso. La portata è controllata al deflusso e misurata dal flussimetro sul lato a valle del dispositivo. Un nido d'ape è installato all'interno della cellula nel suo lato a monte col fine di omogeneizzare il flusso.

Per l'analisi dei terreni dei campioni, la scelta dei tipi, la percentuale di composizione e i dettagli, si rimanda alla trattazione completa.

I campioni sono stati perforati longitudinalmente con foro di 6mm di diametro. L'obiettivo è quello di indurre l'erosione solo nel foro preformato, così da simulare l'erosione superficiale. Riempita la cella d'acqua (con attenzione alla fuoriuscita di bolle d'aria) l'esperimento prosegue inducendo e mantenendo una portata  $Q$  costante, in grado di erodere il campione. La parte di campione eroso viene quindi accumulata a valle e in seguito caratterizzata attraverso la prova di torbidità (NTU).

Le condizioni delle prove sono riportate nella Tabella 5.17., i differenti livelli di contenuto d'acqua e densità a secco sono riferiti ai valori ottenuti con il test standard Proctor.

All'inizio del test è stata applicata una portata di circa  $0,05 \text{ m}^3/\text{h}$ . Notiamo che in questa fase, non è stata misurata alcuna torbidità e il gradiente di pressione è rimasto costante. Quando la portata, e quindi la sollecitazione di taglio, è stata aumentata a  $0,550 \text{ m}^3/\text{h}$ , il processo di erosione si è verificato improvvisamente e rapidamente, ed immediatamente si è rilevato un picco di torbidità. In seguito, il diametro iniziale del foro è aumentato, portando ad una graduale riduzione del gradiente di pressione, come osservato sulla curva di pressione. Si osserva che dopo circa un'ora la pressione si è stabilizzata rimanendo pressoché costante fino al termine della prova (Fig.5.23).

Nature of soil	Tests	Massique fraction (%)		Compacted water content (%)	Compacted dry density (t/m <sup>3</sup> )
		Clay	Sand		
Proclay Kaolinite	KP100-1	100	-	15	1.50
	KP100-2	100	-	18	1.51
	KP100-3	100	-	24	1.52
	KP100-4	100	-	21	1.42
	KP100-5	100	-	21	1.52
	KP100-6	100	-	21	1.57
Proclay Kaolinite + Hostun sand HN31	KP90 SH10	90	10	21	1.59
	KP70 SH30	70	30	21	1.62
	KP50 SH50	50	50	21	1.60
	KP30 SH70	30	70	21	1.66

Tab. 5.17 - Tabella riassuntiva dei risultati dell'esperimento analizzati con metodi differenti;

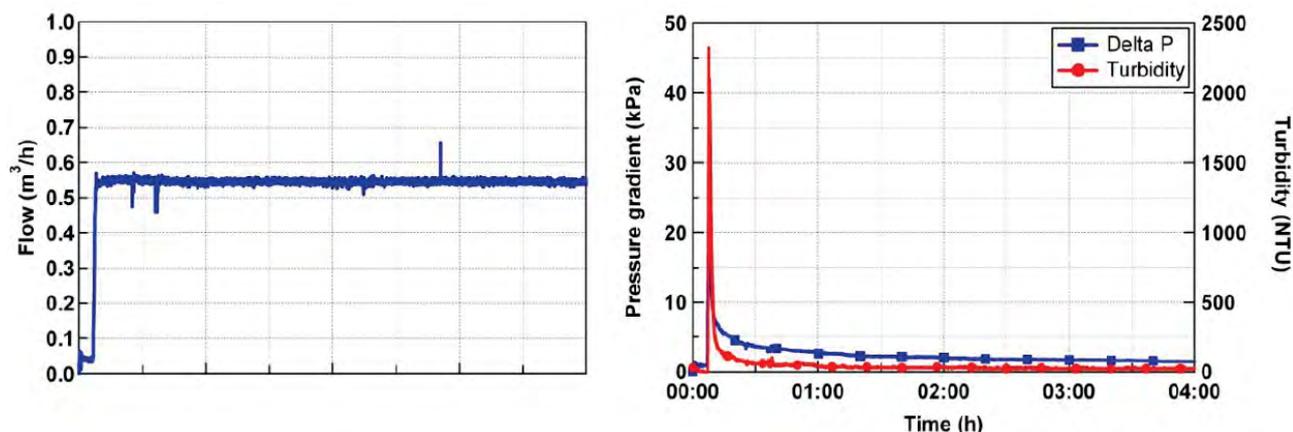


Fig. 5.23 - Grafici dell'evoluzione del test. Flusso nel tempo (a sx); Pressione e torbidità nel tempo (a dx);

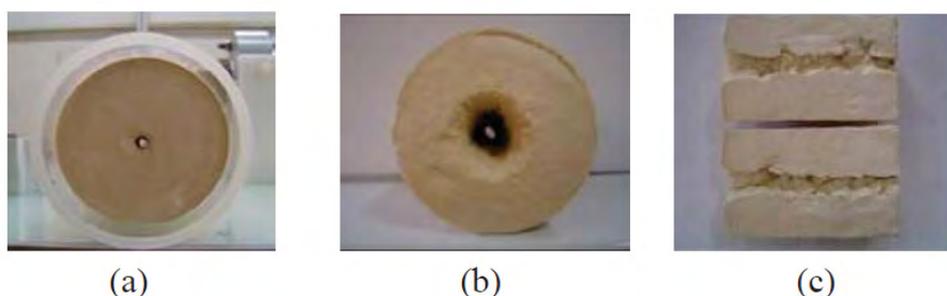


Fig. 5.24 - Esempio di provino sottoposto al test HET: (a) provino indisturbato, (b) a test ultimato, (c) taglio longitudinale a test ultimato;

Il test del foro d'erosione (HET) è una procedura di laboratorio valida e riconosciuta per la valutazione dell'erodibilità di terreni coesivi che potrebbero essere suscettibili di erosione interna, oltre che per quantificare il tasso di perdita concentrato causato dal trasporto particellare. Si riconosce dunque che il dispositivo sviluppato è valido per studiare gli effetti di alcuni parametri sulla sollecitazione di taglio critico e sul coefficiente d'erosione.

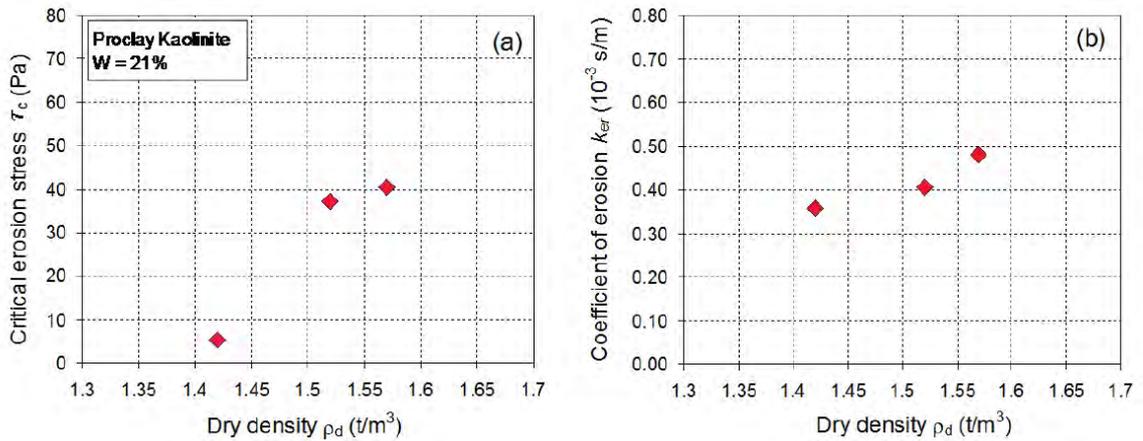


Fig. 5.25 – Influenza della densità secca sui parametri erosivi: (a) sulla tensione tangenziale critica  $\tau_c$ , (b) sul coeff. d'erosività  $K_{er}$ ;

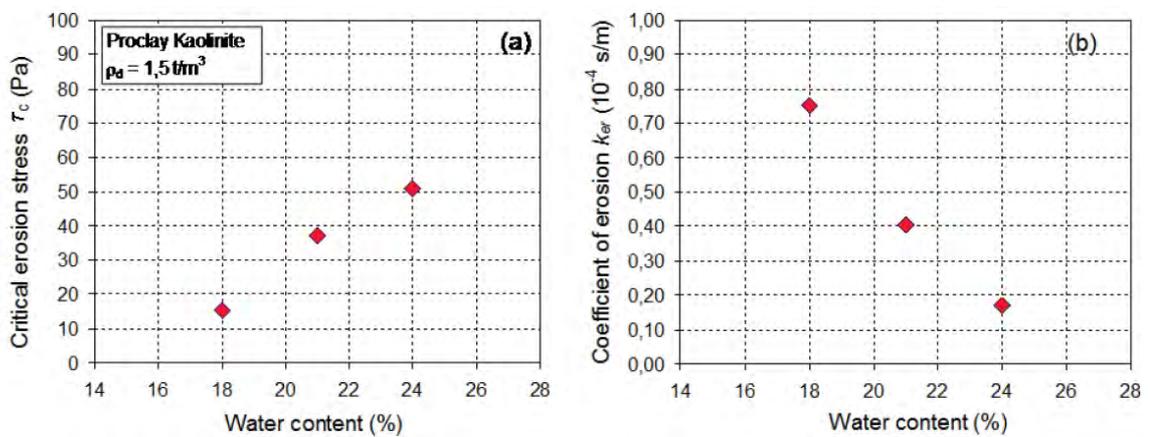


Fig. 5.26 – Influenza del contenuto d'acqua sui parametri erosivi: (a) sulla tensione tangenziale critica  $\tau_c$ , (b) sul coeff. d'erosività  $K_{er}$ ;

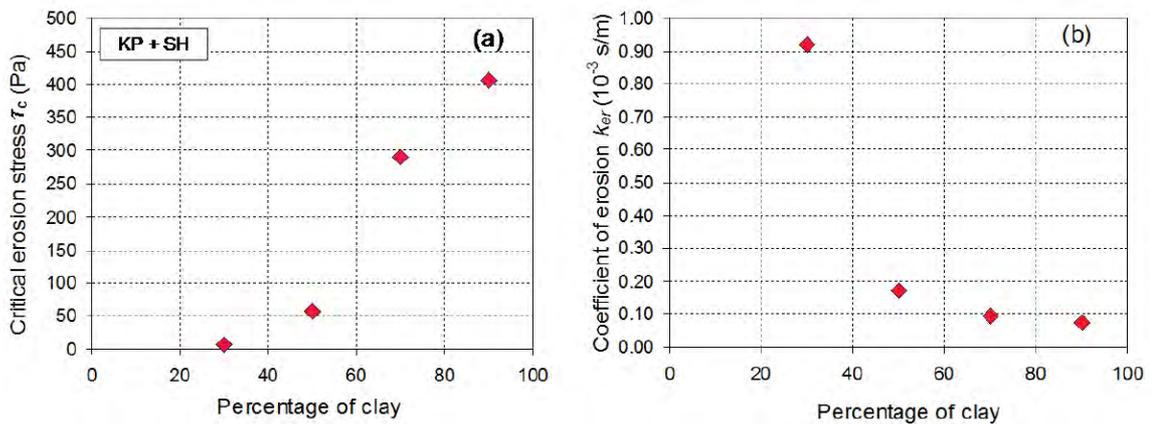


Fig. 5.27 – Influenza del contenuto d'argilla sui parametri erosivi: (a) sulla tensione tangenziale critica  $\tau_c$ , (b) sul coeff. d'erosività  $K_{er}$ ;

La figura 5.25 mostra che, in conformità con le osservazioni sperimentali convenzionali, l'aumento di densità secca del suolo ha l'effetto di aumentare la tensione tangenziale critica, più il terreno è denso, meglio resiste ai fenomeni di erosione. Per quanto riguarda il coefficiente di erosione, non sembra essere fortemente influenzato dalle variazioni

di densità e il suo valore dell'ordine di  $4 \cdot 10^{-3}$  s/m è abbastanza costante per le tre densità testate.

Secondo la figura 5.26, i risultati del test mostrano chiaramente la dipendenza della tensione tangenziale critica che aumenta con il contenuto d'acqua del terreno. Il coefficiente d'erosione in questo caso è molto sensibile, diminuendo all'aumentare del contenuto d'acqua. Pertanto, l'aumento del contenuto di acqua porta ad un netto miglioramento della resistenza del terreno contro l'erosione. Questo risultato è in accordo a quanto riportato in letteratura (Wan e Fell, 2002, 2004; Lim, 2006).

La figura 5.27 mostra esplicitamente l'influenza preponderante della frazione argillosa sulla tensione critica di taglio. Questo parametro aumenta notevolmente con l'aumentare della percentuale di argilla presente nella miscela e il suo valore passa da 6,3Pa per una percentuale del 30% di argilla a 407Pa per un terreno contenente il 90% di argilla. Quindi il terreno argilloso è molto meno vulnerabile all'erosione del terreno sabbioso. Questa tendenza è in accordo con i risultati riportati da Lim (2006), Pham (2008).

Questo studio si è concentrato su fattori importanti, vale a dire la densità secca, il contenuto di umidità, e il contenuto di argilla. I risultati sperimentali ottenuti forniscono la prova della dipendenza della tensione critica di taglio da questi fattori. Tuttavia, per un tipo di terreno, rivelano anche che il coefficiente di erosione potrebbe non essere influenzato dalla densità secca. Inoltre, i risultati suggeriscono che è molto importante prendere in considerazione il contenuto d'argilla per la valutazione dell'erodibilità del suolo.

In conclusione la prova HET è un test che si preannuncia essere d'uso frequente per la progettazione dei rilevati o per effettuare un'analisi di rischio di erosione interna.

## **6- MODELLAZIONE FEM/DEM PARTICELLARE**

In questo elaborato si è quindi voluto affiancare alla ricerca teorica/sperimentale di nuove formulazioni, che affrontano il problema della filtrazione e dell'erosione interna, una modellazione numerica tramite software.

### **6.1 - Caso esaminato - Argine soggetto a filtrazione**

Per la simulazione ci si è basati sul caso reale di un argine soggetto a filtrazione di cui si è in possesso dei dati geotecnici. In particolare si farà riferimento ad una generica sezione in Sinistra del Fiume Brenta (Fig.6.1), che negli ultimi anni è stato sottoposto a fenomeni di filtrazione di una certa importanza, quindi è stato soggetto di studi (si farà riferimento alla recente quota di piena del 2014).

Rispetto al piano campagna l'argine si innalza di circa 8,3m, mentre a lato fiume di circa 15,2m rispetto al fondo dell'alveo fluviale. La stratigrafia dell'argine viene ricavata da un recente sondaggio (S1) effettuato alla corona dello stesso rilevato che raggiunge la profondità di circa 22m e da sondaggi storici che ci permettono di conoscere la stratigrafia fino a piano campagna. Dall'osservazione della carota di sondaggio si possono individuare tre strati predominanti del sottosuolo: - Il corpo centrale del rilevato (spessore di circa 11m dalla corona); - lo strato intermedio (spessore di circa 5m); - la fondazione più profonda dell'argine e dell'alveo. La gerarchia delle permeabilità è immediata, lo strato debole è quello intermedio, poiché il corpo superiore del rilevato e la fondazione hanno una permeabilità di circa 3 ordini di grandezza in meno. Ciò permetterà di semplificare, senza allontanarci troppo dal caso reale, lo schema delle stratificazioni nel modello caricato nel software, così da poter imporre gli strati estremi quali impermeabili e non soggetti a filtrazione, che invece si concentrerà nello strato di mezzo. Ciò permette di alleggerire notevolmente la mesh da generare e il conseguente numero di calcoli della simulazione, senza perdere veridicità della simulazione.

Come si nota dalla sezione schematizzata (Fig.6.1) lo strato intermedio, che sarà oggetto di studio, presenta 2 notevoli debolezze: - la prima è che lo strato è a diretto contatto con la parete arginale lato fiume, quindi si ha una veloce variazione di falda rispetto alle variazioni dell'altezza di pelo libero del fiume; - la seconda è che questo stesso strato debole, a circa 4m dalla base del rilevato lato campagna, risale direttamente in superficie, individuando così una immediata via preferenziale al moto di filtrazione ed al possibile instaurarsi di un tubo di flusso.



Lo strato intermedio in esame è quindi stato sottoposto a prove di laboratorio di cui abbiamo il risultato della curva granulometrica caratteristica (Fig.6.2).

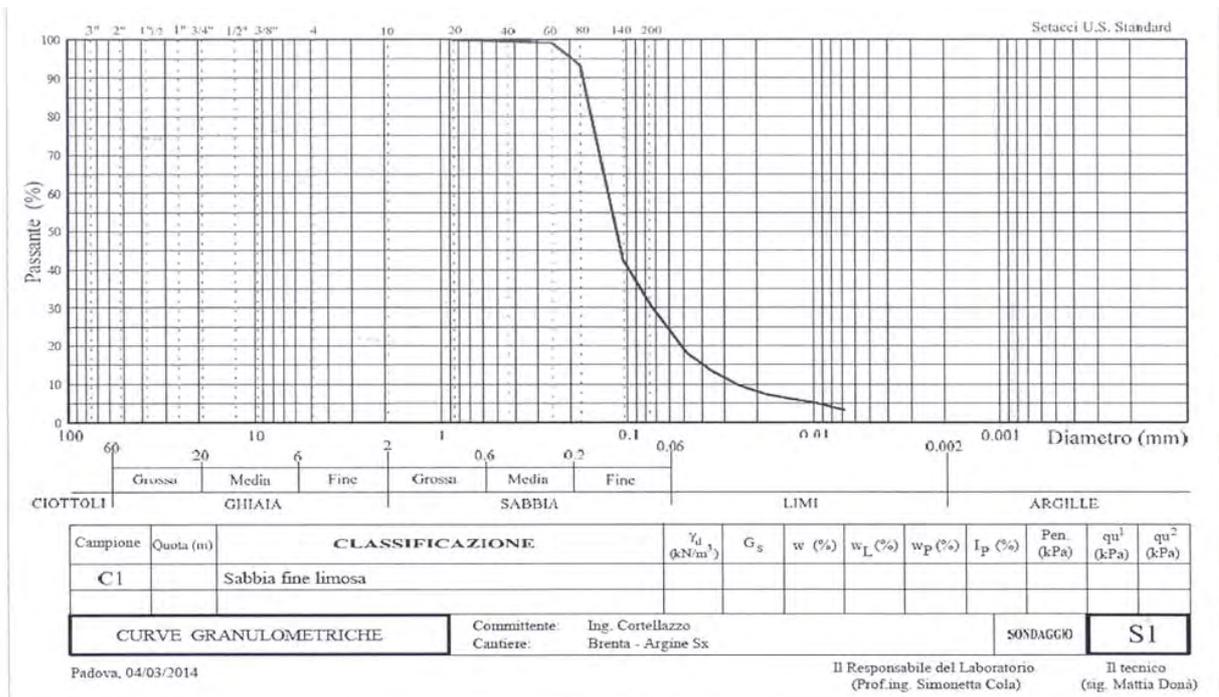


Fig. 6.2 - Curva Granulometrica ricavata dal sondaggio S1, effettuato dal coronamento dell'argine per una profondità di 11,50m;

Dall'analisi della curva si può notare come non si abbia a che fare con un terreno ottimamente graduato nelle dimensioni delle particelle, difatti si ha un largo intervallo di dimensioni dei grani, ma la maggior parte del terreno si concentra nella metà inferiore, delle particelle fini, rendendo la curva tendenzialmente piatta ai passanti minori. La classificazione inquadra il terreno come una "sabbia fine limosa", e l'osservazione della granulometria ci permette di osservare che il terreno sarà orientato a subire fenomeni di filtrazione con possibilità di trasporto particellare, in particolare se i grani di maggior dimensione riescono a mantenere il contatto tra loro, creeranno uno scheletro solido di sostegno che instaurerà un fenomeno di Suffusion, mentre se sarà predominante la matrice fine, in cui fluttuano le particelle più grosse, si avrà il fenomeno più gravoso della Suffusion.

La caratterizzazione della stratificazione oggetto dello studio si è così rilevata:

- Terreno: Sabbia Fine Limosa;
- Coeff. di permeabilità:  $K = 5,5 \cdot 10^{-5}$  m/s;
- Porosità:  $n = 0,35$ ;
- Diametro medio delle particelle:  $D_{50} = 0,35$ mm;

## 6.2 - Il Software GiD - Kratos (Edge-based Level-set)

Con le conoscenze acquisite anche dai capitoli precedenti, risulta evidente quanto siano importanti le caratteristiche e le relazioni tra le particelle di terreno. Questo aspetto ha quindi escluso i programmi che effettuano “semplicemente” Metodi agli Elementi Finiti (FEM) o Metodi agli Elementi Discreti (DEM), poiché il loro campo limite è quello delle deformazioni, mentre il fenomeno del trasporto particellare richiede la continuazione del calcolo anche in seguito alla deformazione, oltre la rottura del materiale. Questo è un filtro di selezione molto pesante, che ha ridotto la scelta a pochi programmi adatti a quest’uso. La scelta è ricaduta sul Software Kratos prodotto dalla CIMNE (International Center for Numerical Methods in Engineering), Software House che ha collaborato nel progetto.



KRATOS - Kratos è un’architettura (framework) per la costruzione di programmi multi-disciplinari DEM.

(Per approfondimenti si rimanda ai siti:

[www.cimne.com/kratos/default.asp](http://www.cimne.com/kratos/default.asp) e [www.kratos-wiki.cimne.upc.edu](http://www.kratos-wiki.cimne.upc.edu)).

Esso fornisce diversi strumenti per un’implementazione di applicazioni FEM/DEM e una piattaforma comune fornendo perciò un’ottima interazione tra di loro. Il programma si basa su un parallelismo tra il linguaggio di scrittura C++ e il linguaggio di calcolo Python. Per definire la struttura principale di Kratos è stato scelto il linguaggio Python, che fornisce una notevole flessibilità e velocità di calcolo.

Le capacità del programma si espandono ai campi:

- CSD: Analisi 2D e 3D statica e dinamica, lineare e non lineare. Sono implementati vari modelli costitutivi (elasticità, plasticità, danno, frattura, ...). È inserita una biblioteca di dati richiamabili (travi, solidi, membrane, ecc)
- CFD: Analisi 2D e 3D fluido-dinamica. Accoppiamento di fluidi e strutture. Sono implementate le leggi di Navier-Stokes, Lagrange, formulazioni Euleriane e implementazioni Edge-Based. Sono considerabili flussi incomprimibili o comprimibili, analisi transitorie flussi laminari e turbolenti. Sono adottate varie tecniche di stabilizzazione (OSS, ASG, FIC, SUPG, ...).
- Problemi termici: 2D e 3D di conduzione, convezione e irraggiamento.
- Metodi Particellari: Analisi PFEM 2D e 3D. Soluzione di superfici libere, flussi, FSI e problemi di erosione. Accoppiato con Metodo agli Elementi Discreti (DEM). Generazione di mesh di varia geometria: triangolare/tetraedrica e sferica.

Con tale programma è possibile effettuare simulazioni del regime di moto di filtrazione dinamico e non solo quello stazionario (Fig.6.3 - Fig.6.4), in condizioni di incipiente collasso del materiale.

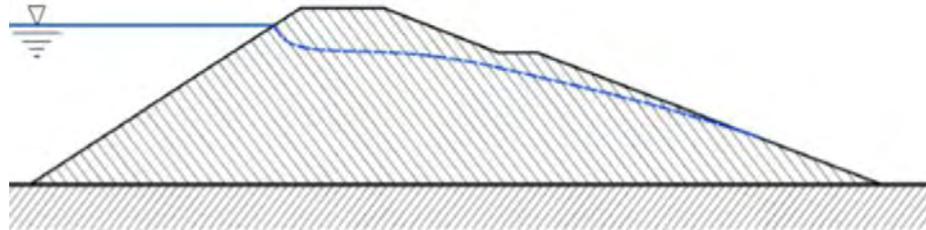


Fig. 6.3 - Esempio di linea della superficie libera del moto di filtrazione, in condizione stazionaria;

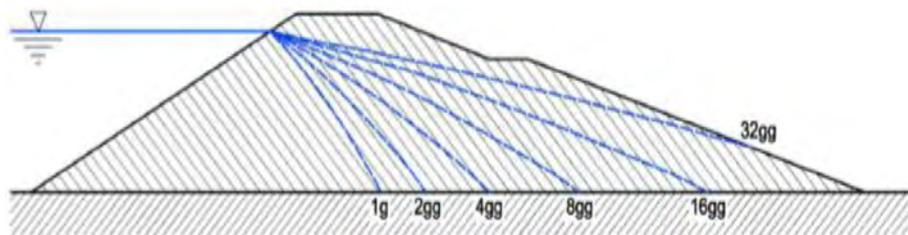
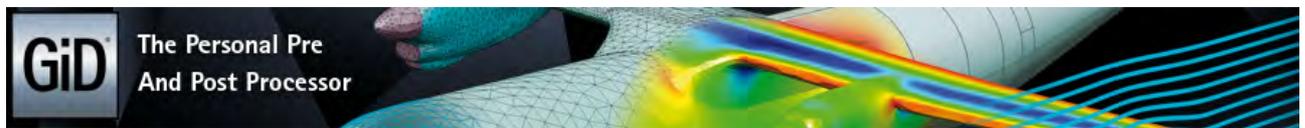


Fig. 6.4 - Esempio di linea della superficie libera del moto di filtrazione dinamico, in condizione transitoria;

Per l'impiego del programma Kratos è stato necessario l'utilizzo anche del programma GID



GID è un pre/post-processore, che affiancato ai programmi di risoluzione numerica "Problem Types" interfacciati ad esso, è capace di eseguire simulazioni numeriche del campo dell'Ingegneria. Insieme ai Problem types (selezionabili e accoppiabili in funzione dell'uso) il software è quindi stato progettato per essere davvero completo e coprire l'intera analisi di un progetto, (ciò elimina tutti i problemi d'interfacciamento nell'unione di risultati parziali ottenuti da programmi differenti). Quindi in grado di modellare la geometria, di definire e analizzare i parametri, di effettuare simulazioni numeriche (con scelta delle leggi costitutive selezionate per il singolo studio), di accettare risultati di altri programmi e di visualizzare i risultati numerici ottenuti. Sono perciò di fondamentale importanza i programmi (Problem Types) di risoluzione numerica che sono in evoluzione ed in continuo aggiornamento.

Nel caso in esame i Problem Types considerati sono: - Kratos (MultyPhisics); - Edge-based Level-set. (Si rimanda al sito per approfondimenti: [www.gid.cimne.upc.es](http://www.gid.cimne.upc.es))

## **6.2.1 - Studio sulla modellazione del componente fluido**

Si vuole qui approfondire brevemente lo studio della simulazione del flusso a superficie libera in presenza di un mezzo di porosità variabile che verrà gestito dal Problem Types “Edge-Based Level-Set”.

Per la completa trattazione si faccia riferimento alla tesi di Dottorato di Ricerca “A coupled Eulerian-PFEM model for the simulation of overtopping in rockfill dams. - Dott.ssa Antonia Larese De Tetto (2013)”. Come si può notare dal titolo, lo studio di questo programma, che gestisce l’interazione fluido-mezzo poroso, parte con l’intento di simulare la filtrazione attraverso una diga in materiale sciolto grossolano. Ciò ha spinto l’evoluzione del programma verso un approccio completo sui moti del fluido, andando quindi a comprendere anche i moti turbolenti (gestiti dalle formulazioni di Navier-Stokes). Ciò rende il programma completo, ma renderà il calcolo pesante soprattutto calandolo nell’analisi di una filtrazione in un corpo arginale, il cui mezzo poroso è molto meno permeabile di una scogliera, 5 ordini di grandezza in meno, quindi estremizzando il campo d’uso dello stesso programma.

La scelta di basare il programma su un metodo a maglia fissa comporta la necessità di tracciare l’evoluzione della superficie libera del flusso, che verrà risolta dalla tecnica “Level-Set”. Tradizionalmente, nelle analisi FEM, l’acqua viene considerata come un carico stazionario, ma è proprio la possibilità di seguire la rapida transizione del livello dell’acqua che permette di identificare il meccanismo di rottura del mezzo poroso. Nel caso studio della trattazione della Dott.ssa Larese De Tetto, il problema della saturazione dei pori non è stato preso in esame a causa della grande dimensione del materiale granulare della scogliera, verrà invece considerato nell’analisi trattata da questa tesi.

### **6.2.1.1 - Legge di Resistenza per il Fluido**

Secondo gli studi tradizionali, ad un micro-livello il flusso tra le rocce è assimilabile al fluire in tubi di flusso. Questa analogia è stata utilizzato per la derivazione della legge di resistenza implementata nel programma. La legge di Darcy però non è applicabile a questo problema. Ad indicare lo sviluppo da seguire è stata la definizione di un dominio di controllo a variabili spaziali (come per esempio la porosità, definendo la presenza di un materiale granulare), ciò ha indotto l’autore a scegliere un approccio, a rete fissa, Euleriano. Questa scelta comporta la necessità di scegliere una tecnica Level-Set per tracciare l’evoluzione della superficie libera del flusso.

Il flusso in mezzi porosi è tradizionalmente studiato utilizzando la relazione empirica che Darcy ha ottenuto studiando il flusso di acqua attraverso una colonna riempita di sabbia scoprendo che la caduta di gradiente idraulico ( $i$ ) e la velocità dell'acqua all'interno del mezzo poroso ( $u$ ), sono linearmente correlati. Questa osservazione porta alla formulazione della ben nota legge di Darcy, che misura il gradiente idraulico  $i$  [Pa/m]:

$$i = \frac{\mu}{k} \cdot u$$

dove  $\mu$  è la *viscosità dinamica dell'acqua* e  $k$  è la *permeabilità intrinseca* del mezzo poroso che si calcola come:

$$k = \frac{n^3 \cdot D_p^2}{5(1 - n)^2 \cdot \theta}$$

Dove  $D_p$  è il diametro equivalente del mezzo poroso (solitamente individuato dalla media,  $D_{50}$ ),  $\theta$  è il coefficiente di forma delle particelle (generalmente  $\theta=30$ ).

Un'altra forma in cui si presenta la Legge di Darcy è (qui  $i$  rappresenta la perdita di carico per unità di lunghezza ed è adimensionale):

$$i = \frac{1}{K} \cdot u$$

in cui  $K$  è il coefficiente di permeabilità [m/s], parametro utilizzato più di frequente nel campo geotecnico.

Si ricorda che la formulazione di Darcy è stata derivata da un esperimento con flusso unidirezionale in sabbia con basso numero di Reynolds (indice della turbolenza del flusso).

Al contrario nel caso di flusso attraverso dighe in materiale grossolano si è osservato che le velocità del fluido non sono correlate linearmente alla caduta di pressione. Infatti sono numerosi gli studi che esaminano il campo d'uso limite della Legge di Darcy e ricercando una legge complementare ad essa. (Si menziona uno studio che analizza una possibile estensione della legge di Darcy, sperimentandone il campo d'uso limite e verificando fino a che livello la Legge di Darcy commette errori accettabili, "*An extension of Darcy's law to non-Stokes flow in porous media.*" - H.Teng and T.S.Zhao - 1999).

Nello studio della Dott.ssa Larese De Tetto è presente una panoramica delle leggi di resistenza che si sono susseguite negli anni. Per quanto riguarda il modello che verrà individuato adatto ad essere utilizzato in questo programma, si aggiungo due brevi considerazioni:

- L'obiettivo del modello è quello di sviluppare uno strumento per simulare il flusso attraverso il corpo grossolano del rilevato e all'esterno dello stesso (a superficie libera),

quindi un requisito essenziale per la legge di resistenza è che dove andare automaticamente a zero quando  $n = 1$ ;

- La forma quadratica delle leggi di resistenza crea meno problemi numerici di implementazione rispetto ad una esponenziale;

Detto ciò è stata scelta la legge di resistenza non-lineare di Ergun:

$$i = E_1 \cdot u + E_2 \cdot u^2$$

in cui i coefficienti  $E_1$  ed  $E_2$  sono:

$$E_1 = 150 \cdot \frac{(1 - n)^2}{n^3} \cdot \frac{\mu}{D_p^2}$$

$$E_2 = 1,75 \cdot \frac{(1 - n)}{n^3} \cdot \frac{\rho}{D_p}$$

Definendo  $\theta=30$  la permeabilità  $k$  può essere calcolata in funzione della porosità  $n$  e dal diametro caratteristico  $D_p$  :

$$k = \frac{n^3 \cdot D_p^2}{150(1 - n)^2}$$

Da cui la forma finale della Legge di Resistenza, adottata nel Problem Types Edge-based level-set, è:

$$i = \frac{\mu}{k} \cdot u + \frac{1,75}{\sqrt{150} \sqrt{k} \cdot n^{3/2}} \cdot \rho \cdot u^2$$

Si fa notare che la parte lineare dell'equazione è equivalente alla legge di Darcy.

### 6.2.1.2 - Tracciamento della superficie libera

La scelta di basare il programma su un metodo a maglia fissa comporta la necessità di tracciare l'evoluzione della superficie libera del flusso, che viene risolta dalla tecnica "Level-Set" basata su un dominio di controllo a variabili spaziali, quale la porosità che definisce la presenza di un materiale granulare.

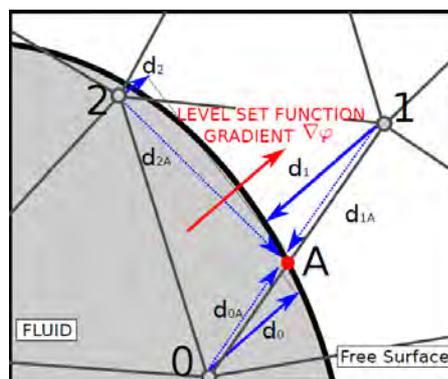


Fig. 6.5 - Esempio grafico dell'individuazione della superficie libera;

Per la trattazione completa della tecnica e dell'algoritmo utilizzato, si faccia riferimento al testo redatto della Dott.ssa Larese De Tetto. Qui si vuole porre in evidenza (Fig.6.5) come la tecnica si basa sul continuo calcolo della distanza da ogni singolo nodo della mesh, dalla superficie libera del fluido.

Difatti il parametro caratteristico che all'interno del programma permetterà di imporre la condizione di spazio saturo, sarà quello di porre la distanza negativa (Distance = -1).

### 6.2.2 - Accoppiamento Fluido - Trasporto Particellare

Lo studio di un fenomeno di sormonto di un rilevato di contenimento porta a considerare la rottura dovuta al trasporto particellare causato dallo scorrimento dell'acqua ed evidenzia le capacità del programma. Per fare questo si è costruito il modello fluido-strutturale di analisi e di interazione, che accoppia il risolutore del fluido Euleriano a quello strutturale Lagrangiano (riferimento all'articolo "Simulation of the beginning of failure in rockfill dams caused by Overtopping" - A.Larese, R.Rossi & E.Onate - 2014).

Un esempio (modellato fisicamente e numericamente, verificando la corrispondenza dei risultati) viene presentato per verificare il buon esito dell'accoppiamento dei modelli numerici.

Il caso studiato tratta una diga, in materiale sciolto, di contenimento ad un serbatoio controllato. La sezione della diga, Fig.6.6, evidenzia che il cuore del rilevato è costituito da un "taglione" di argilla compattata che costituisce un vero e proprio muro impermeabile confrontato alla permeabilità del materiale granulare di cui è composto il resto della diga.

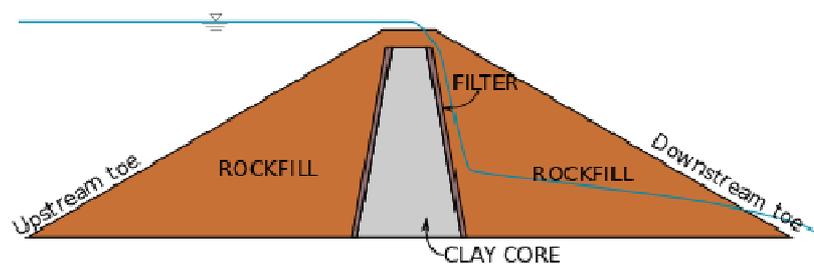


Fig. 6.6 - Esempio di diga in materiale sciolto. Cuore in argilla compattata;

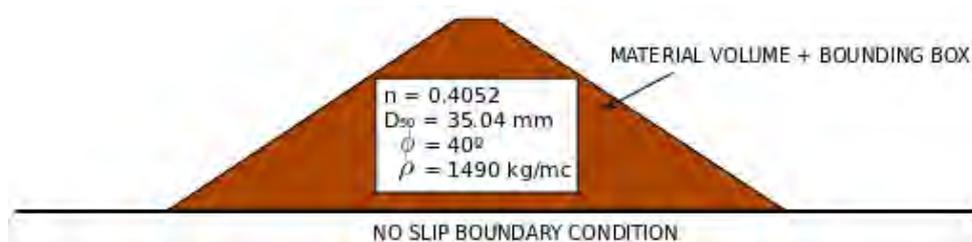
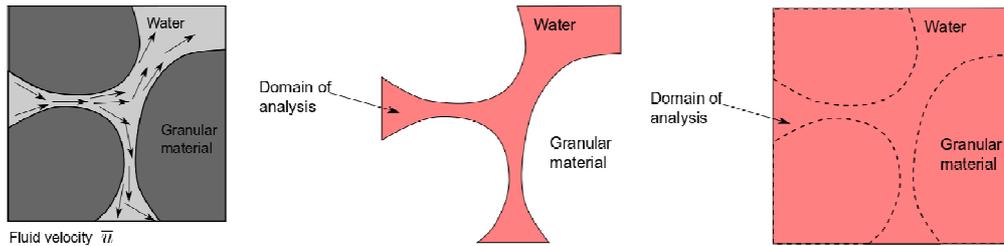


Fig. 6.7 - Parametri del modello simulato;



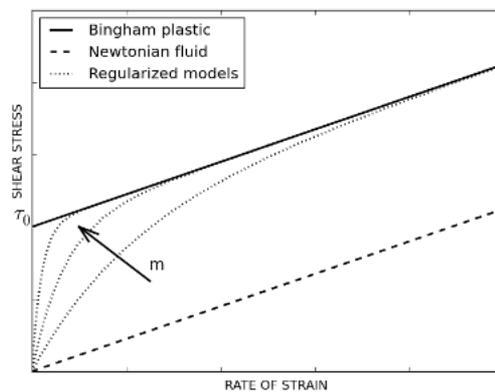
**Fig. 6.7** – A Sx, particolare del flusso in mezzo ai grani.

In mezzo, il Dominio del fluido è interstiziale. A Dx, il Dominio del fluido è completo;

Il modello accoppiato si compone di due parti (Fig.6.9 - Fig.6.10):

- Il Modello Euleriano fluido. Considera solo il fluido e i parametri inerenti. Le informazioni riguardanti il terreno (come la porosità) vengono inseriti nel calcolo, dal modello PFEM.
- Il Modello Strutturale PFEM. Il modello strutturale Lagrangiano. Ciò implica la modellazione del solo dominio materiale (cioè la forma iniziale della diga e le pareti se presenti). È necessaria la definizione di un rettangolo di selezione che imposta il dominio di calcolo massimo (Se un nodo esce dal rettangolo di selezione non viene più calcolato e viene eliminato).

Il codice di calcolo CFD può essere accoppiato con qualsiasi codice strutturale per il calcolo della risposta deformativa. Si può quindi considerare un materiale inizialmente rigido, che raggiunge la tensione di snervamento (nessuna deformazione recuperabile, nessun comportamento elastico) e superata scorre come un fluido, così da ottenere in simulazione le grandi deformazioni dovute alla rottura del materiale. Ciò è permesso dall'uso di un modello costitutivo Non-Newtoniano. Il "Particle Finite Element Method" (PFEM) viene impiegato per seguire in maniera naturale le grandi deformazioni del materiale.



**Fig. 6.8** – Tensione di snervamento del materiale;

Il materiale comincerà a scorrere quando viene raggiunta la tensione di snervamento, le grandi deformazioni sono trattate secondo il modello dei Criteri di Rottura di Mohr - Coulomb (Fig.6.8):

$$\tau_0 = \sigma' \cdot \tan \Phi$$



Fig. 6.9 - A Sx, Mesh del Dominio Fluido Euleriano - A Dx, Mesh del Dominio Strutturale Lagrangiano;

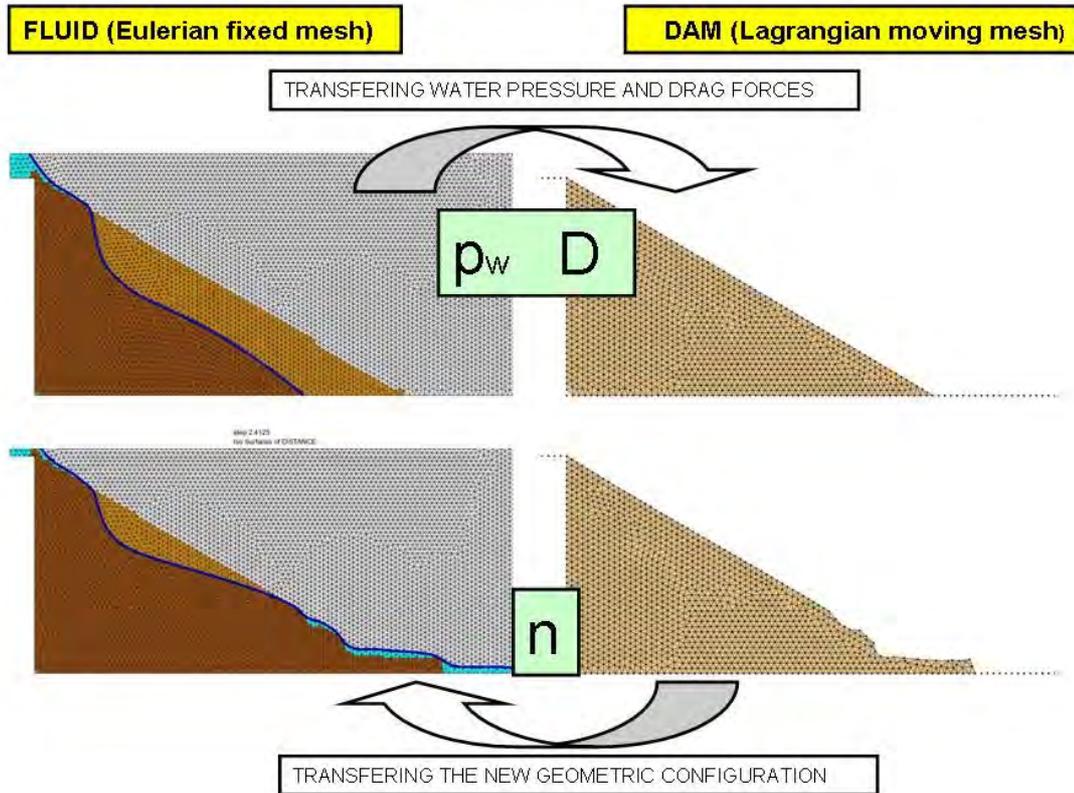


Fig. 6.10 - Schema dell'accoppiamento dei risolutori, fluido e strutturale;

Un'osservazione preliminare sull'interpretazione visiva dei dati riguarda la lunghezza denominata "B", individuata al distacco delle particelle, che è definita come la proiezione orizzontale della posizione delle particelle che si sono mosse. Questo movimento non è quantificato. Per semplicità nel presente lavoro è stato impostato che una particella è da considerarsi "spostata" se il suo spostamento totale è superiore alla dimensione media del materiale granulare, in questo caso 3,0cm.

La simulazione evidenzia 3 crolli in sequenza che vanno ad interessare il pendio del rilevato soggetto al flusso del fluido che ha sormontato il rilevato, l'ultimo crollo interessa anche la corona del rilevato (Fig.6.11) (I risultati comprendono anche i video della simulazione dinamica).

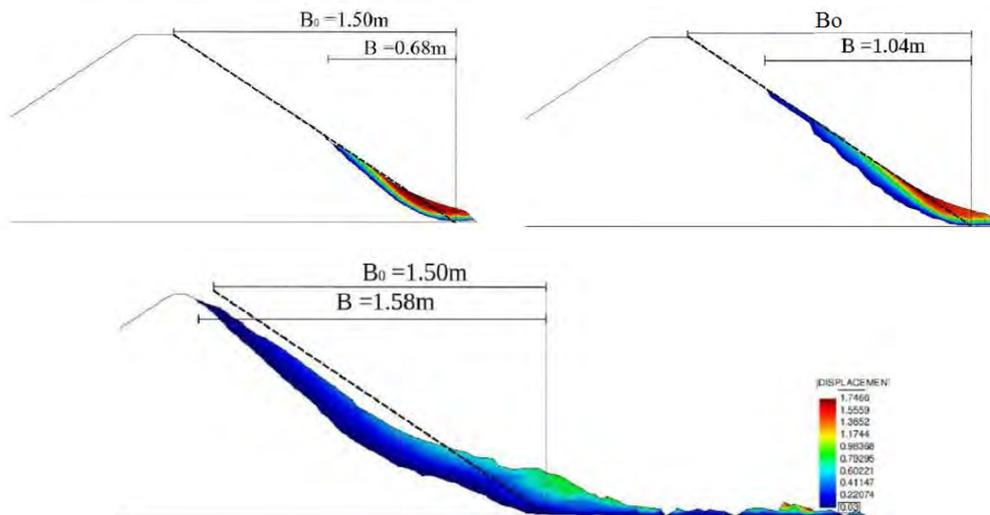


Fig. 6.11 - Sequenza dei 3 crolli sequenziali;

## CONSIDERAZIONI

Il principale risultato del presente lavoro è la verifica del funzionamento di un codice accoppiato in grado di simulare il flusso di una superficie libera, al di sopra e dentro la stratificazione, da cui scaturisce la deformazione della struttura del rilevato per trasporto particellare. Il modello è concepito per rappresentare i problemi di filtrazione che cadono al di fuori del campo di validità della legge di Darcy, così da verificare il funzionamento della legge di Ergun implementata. Si osserva che la simulazione è inerente al campo specifico dei terreni granulari ( $D_{50}=35\text{mm}$ ), il prossimo campo di valutazione sarà il considerare un argine fluviale, quindi si dovranno trattare terreni limo sabbiosi. I risultati del modello vengono convalidati dai risultati di una campagna sperimentale su dighe di piccole dimensioni (trattazione completa nell'articolo già menzionato di A.Larese R.Rossi e E.Onate), dimostrando che l'algoritmo riproduce propriamente sia il fluido che il problema accoppiato.

### 6.3 - Simulazione di filtrazione in un argine

La simulazione di un argine fluviale costituisce un banco di prova nuovo per le capacità del programma in uso. Un argine fluviale nasce assieme allo sviluppo del fiume di cui ne contiene le acque, perciò non sono rilevati di recente costruzione, ma sono stati adattati nel tempo in funzione delle necessità. Si possono quindi riscontrare opere di manutenzione quali sovralti o allargamenti per banche, mentre opere quali la costruzione di un diaframma centrale (jet-grouting, palancole, ...) o di un nucleo in terreno argilloso collegato agli strati di fondazione, possono essere solo opere di manutenzione locale. Perciò l'elemento distintivo dei rilevati arginali è la notevole varietà di stratificazioni del terreno, che sarà comandata dalla gerarchia delle permeabilità (ed altri parametri) dello stesso. Il tipo di terreno da cui è costituito, la dimensione dei grani (5 ordini di grandezza in meno), la porosità, la permeabilità, ma anche la lunghezza dell'opera che deve affiancare il fiume per centinaia di km e quindi la sua costruzione è di entità smisurata, sono caratteristiche fondamentali e molto diverse da un rilevato di contenimento a scogliera di un serbatoio.

#### 6.3.1 - Costruzione del modello

Si vuole riassumere brevemente i passaggi caratteristici della costruzione del modello 2D in GID con i Problem Types *Kratos* ed *Edge-based Level-set* attivi.

La geometria del modello da studiare è inseribile tramite una comoda importazione da file .cad, ma è da notare quanto il programma sia giustamente sensibile alla "pulizia" della geometria. Ogni elemento geometrico farà parte del modello, e per esempio la svista di una semplice sovrapposizione di 2 segmenti (o la non perfetta chiusura di una superficie), può far sorgere delle problematiche nel momento in cui si assegnano le condizioni al contorno. Il software dà anche la possibilità di disegnare direttamente la geometria tramite l'inserimento dei punti singolarmente e la conseguente perfetta unione ai nodi tramite linee e piani. È risultato comodo inserire per punti, direttamente all'interno del GID la geometria dell'argine considerato e descritto nel capitolo 6.1.

Si riporta in Fig.6.12 la schematizzazione della sezione arginale in GID.

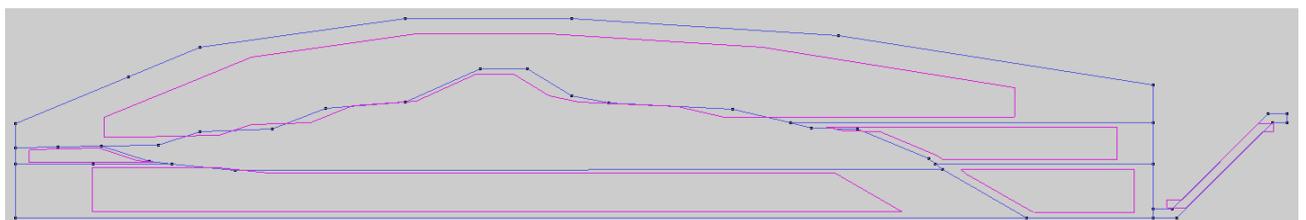


Fig. 6.12 - Schematizzazione della sezione arginale in GID;

Si nota che la geometria del rilevato è racchiusa in una figura simil-trapezoidale, la cui forma è stata scelta per limitare la superficie di discretizzazione, e quindi fungerà da dominio della simulazione. Ogni elemento geometrico sarà considerato parte della mesh, le linee (in blu) saranno dei contorni alla mesh e le superfici (disegnate dal programma in fucsia interne ai contorni e in prospettiva per facilitarne l'individuazione) richiederanno l'inserimento dei parametri che la descrivono.

Si può notare nell'estrema destra dell'immagine un condotto, che avrà il compito di far fluire all'interno del modello l'acqua necessaria a raggiungere il livello della quota di piena. Dopo approfonditi studi si è riscontrato che tale forma del condotto è la più adatta: porre l'inlet direttamente sul fondo dell'alveo creava un notevole moto ondoso che si ripercuoteva fino alla superficie libera, il condotto siffatto accompagna il flusso all'interno dell'alveo creando ridotti moti vorticosi, l'assenza di curve secche evita la comparsa di picchi di pressione che possono interrompere il calcolo, l'altezza dell'inlet è richiesta dal fatto che una volta interrotto il flusso d'entrata (fine della fase di crescita della piena, inizio della fase di stazionarietà della quota di piena) il segmento con la condizione al contorno di inlet (fixed velocity) perde la sua caratteristica di immettere del fluido, per cui se è sotto al livello del pelo libero si tramuterebbe in un foro d'uscita, ciò si è evitato innalzando l'inlet al livello della quota di piena e fungendo anche da limite per l'altezza d'acqua.



Fig. 6.13 – Schematizzazione della sezione arginale in GID con i layers identificativi attivati;

In Fig.6.13 si può osservare il modello con i Layers attivati, che identificano visivamente il carattere della geometria. La colorazione marron scuro identifica il terreno considerato impermeabile, il marron intermedio il terreno permeabile saturo al livello di magra del fiume, il marron chiaro corrisponde alla stratificazione permeabile non satura, il cui spessore è di circa 2m. A lato alveo si possono osservare due colorazioni di azzurro, quella inferiore corrisponde alla quota di magra del fiume Brenta, che assieme allo strato superiore raggiunge la quota di piena raggiunta nel 2014.

Il passaggio successivo è quello di indicare al programma i diversi domini caratteristici. In Fig.6.14 è evidenziato il Dominio dell'elemento fluido. Si nota la semplificazione, già

annunciata nel capitolo 6.1, di considerare il corpo centrale del rilevato completamente impermeabile, così da alleggerire notevolmente la generazione della mesh e il conseguente calcolo.

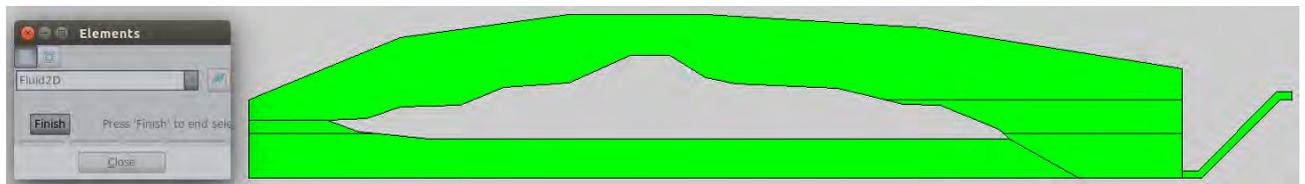


Fig. 6.14 - Dominio dell'elemento fluido;

In Fig.6.15 si osserva la condizione al contorno nel programma denominata "slip condition" che corrisponde all'individuazione delle linee col comportamento di un muro.

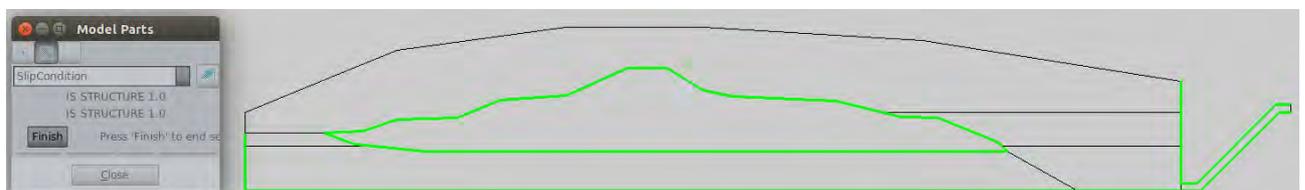


Fig. 6.15 - Condizione al contorno: slip condition;

La Fig.6.16 è complementare alla precedente, difatti si individuano le linee di contorno identificate come "fixed pressure", a cui si è associata valore di pressione 0, che vuole simulare la condizione di pressione atmosferica, oltre che essere linee da cui può fuoriuscire l'elemento fluido (outlet) (fuori da questo contorno, Dominio, non avviene calcolo).

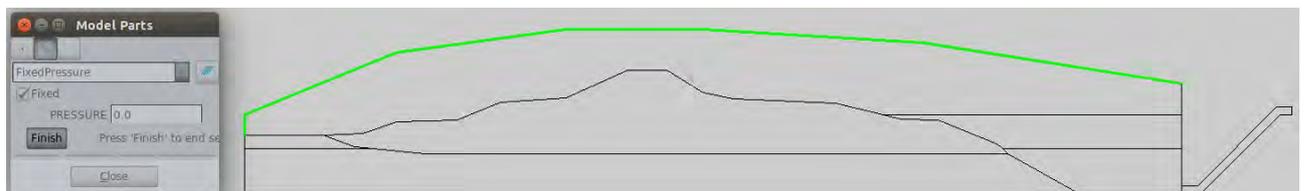


Fig. 6.16 - Condizione al contorno: fixed pressure;

L'ultima linea del contorno del Dominio è identificata dall'imposizione di una "fixed velocity" del flusso d'acqua (inlet), in Fig.6.17 si trova sull'estremità del condotto del flusso.

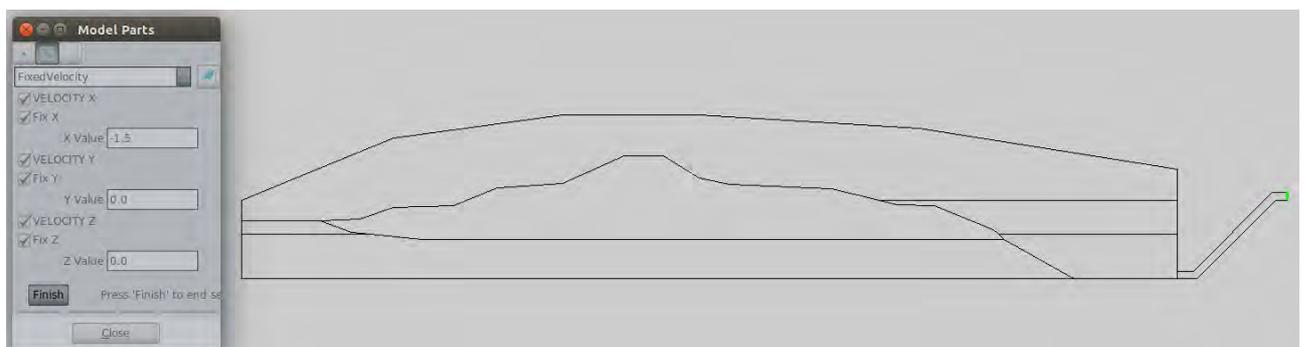


Fig. 6.17 - Condizione al contorno: fixed velocity;

Il valore attribuito all'inlet di altezza unitaria è di 1,5m/s (in GID si fa sempre riferimento alle unità di misura del Sistema Internazionale), valore esagerato rispetto alla realtà per permettere di effettuare l'intera simulazione in tempi ragionevoli (il tempo di calcolo delle simulazioni, anche le più semplificate, è sempre dell'ordine della decina di ore, naturalmente dipendente dalla potenza del calcolatore a disposizione).

Ciò che ci permette di rapportarci al caso reale è il mantenimento della proporzione del tempo di riempimento della superficie d'alveo del modello e il tempo indicato dall'idrogramma di piena, Tab.6.1.

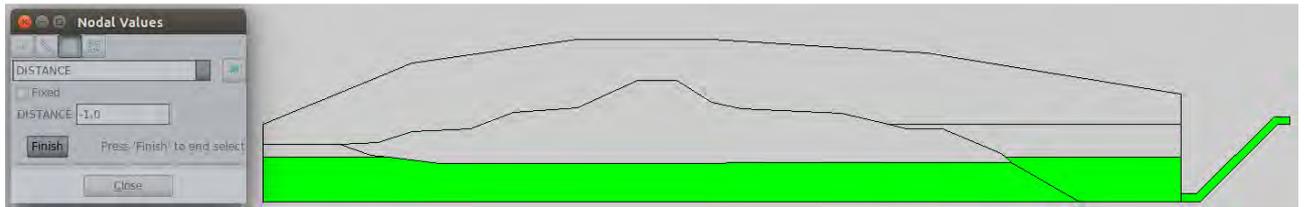
<b>Step temporali di crescita</b>	<b>Livello idrico [m s.l.m.m.]</b>	
Livello minimo	1,64	
4 ore	2,64	
8 ore	3,64	
12 ore	4,64	
16 ore	5,64	
20 ore	6,64	Quota piena 2014 (10,023m dal fondo alveo)
24 ore	7,64	
28 ore	8,64	
32 ore	9,64	
36 ore	10,64	
40 ore	11,53	Quota piena 1966 (15,623m dal fondo alveo)

Tab. 6.1 - Idrogramma di piena costruito per il Fiume Brenta;

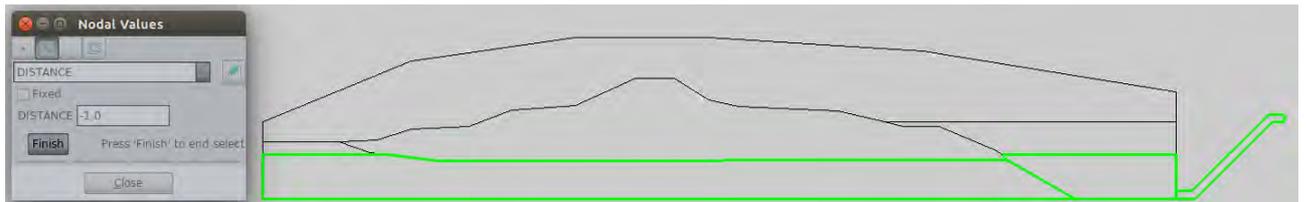
Non conoscendo il reale andamento dei livelli idrometrici nel tempo, la fase di crescita è stata suddivisa in step temporali costanti e assunta pari a 40ore. Il livello idrico alla 40^ ora indica la quota di piena del 1966, mentre si è ricavato il livello della quota di piena del 2014 che si attesta circa alla 20^ora. Inoltre in relazione alle superfici d'alveo, che si sono disegnate, si è applicata una semplice relazione lineare tra la velocità del flusso d'entrata e il tempo in cui la superficie deve riempirsi.

$$\frac{\text{Area [m}^2\text{]}}{\text{tempo reale piena [s]}} = v \text{ [m/s]} \cdot \text{segmento inlet (posto unitario)[m]}$$

Proseguendo nell'attribuzione dei dati al modello, si devono imporre le condizioni iniziali del fluido. In Fig.6.18 si evidenziano le superfici in cui è presente l'acqua allo stato iniziale della simulazione, sono selezionate sia la superficie d'acqua corrispondente al livello di magra, sia il terreno corrispondente che in questa maniera viene reso saturo.



**Fig. 6.18** – Condizione di presenza del fluido allo stato iniziale, sulle superfici;



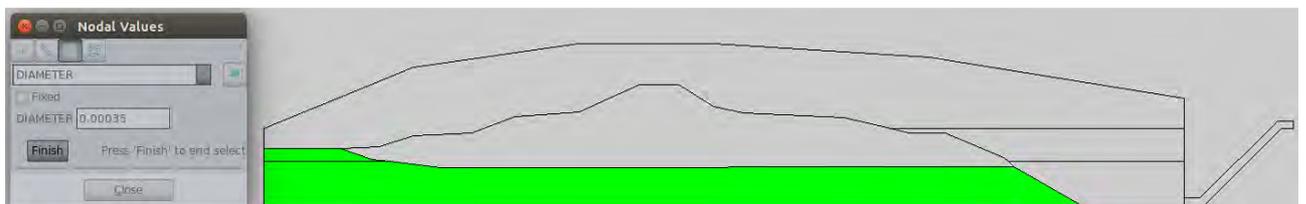
**Fig. 6.19** – Condizione di presenza del fluido allo stato iniziale, sulle linee;

Bisogna imporre lo stato di presenza del fluido sia alle superfici che alle linee (Fig.6.19) appartenenti al modello che saranno a diretto contatto con l'acqua. Come già analizzato nel capitolo 6.2.1.2 la condizione del fluido si impone fornendo una "distanza" dalla superficie libera, imporla uguale a -1 significa considerare la parte sommersa o a diretto contatto. Si osserva che lo stato di Suzione è considerabile come una variazione di permeabilità di strati.

Si passa ora a considerare i parametri strettamente geotecnici inerenti al terreno, si impongono quindi alle superfici interessate la porosità  $n=0,35$  e il diametro dei grani medio  $D_{50}=0,35\text{mm}$  (Fig.6.20 - Fig.6.21).



**Fig. 6.20** – Imposizione della porosità,  $n$ , al terreno;



**Fig. 6.21** – Imposizione del Diametro dei grani medio,  $D_{50}$ , al terreno;

Infine si analizzano i “Problem Parameters” che sono i parametri che fissano i criteri di calcolo del programma (Fig.6.22) (per la comprensione dettagliata si rimanda al tutorial “How to run an example with a specific problem type - Free surface problems in Eulerian framework” scaricabile dal sito [www.kratos-wiki.cimne.upc.edu](http://www.kratos-wiki.cimne.upc.edu)).

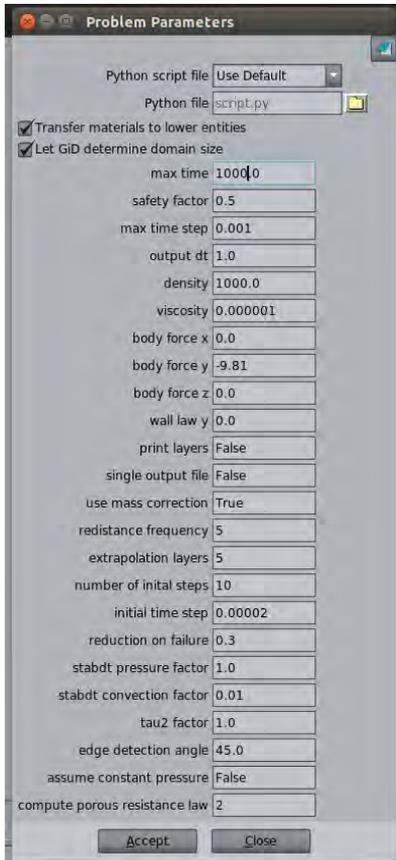


Fig. 6.22 - Parametri di impostazione della fase di calcolo;

Si vuole porre attenzione all’ultima riga dei “Problem Parameters” (Fig.6.22) che dice: <compute porous resistance law>, si può dunque scegliere il metodo di inserimento della Legge di Resistenza, tra 2 possibilità.

- Imporre che venga seguito il metodo di inserimento 1, farà sì che il codice calcoli automaticamente, dai dati già inseriti, il gradiente idraulico dalla Legge di Ergun:

$$i = \frac{\mu}{k} \cdot u + \frac{1,75}{\sqrt{150}} \frac{\rho}{\sqrt{k} \cdot n^{3/2}} \cdot u^2$$

- Imporre che venga seguito il metodo di inserimento 2, permette all’utente di imporre delle personalizzazioni alla legge di resistenza.

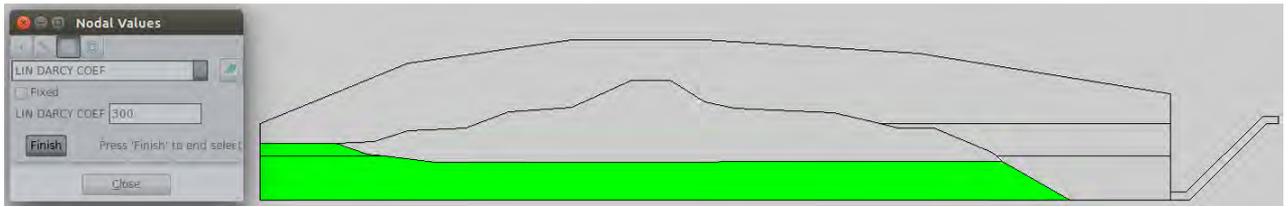
La legge viene dunque considerata allo stato generale:

$$i = A \cdot u + B \cdot u^2$$

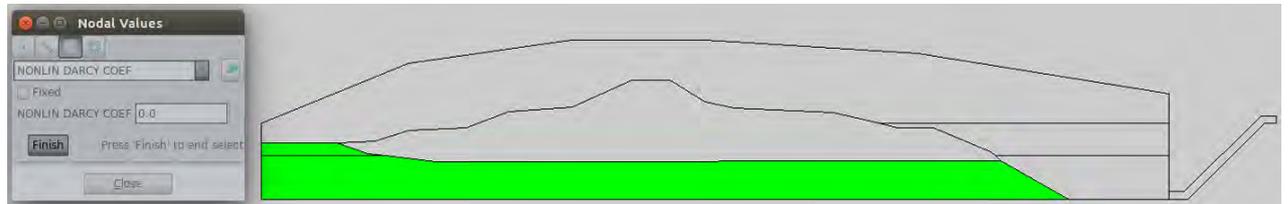
In questa formulazione “i” è un gradiente di pressione [Pa/m]. “A” [Pa·s/m<sup>2</sup>] è il parametro moltiplicatore del termine lineare della velocità “u” nella Legge di Ergun, che diviso per la densità del fluido, ρ (per l’acqua ρ=1000[kg/m<sup>3</sup>]), ci fornirà il *coefficiente lineare di Darcy* “A<sub>K</sub>” che sarà il valore da inserire direttamente nel programma, come in seguito vedremo.

Allo stesso modo “B” [Pa·s<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>] è il parametro moltiplicatore del termine quadratico della velocità “u<sup>2</sup>” nella Legge di Ergun, che diviso per la densità del fluido, ρ (per l’acqua ρ=1000[kg/m<sup>3</sup>]), ci fornirà il *coefficiente non-lineare di Darcy* “B<sub>K</sub>” che sarà il valore da inserire direttamente nel programma.

L’utente può quindi inserire a mano i valori di A<sub>K</sub> e B<sub>K</sub> (Fig.6.23 - 6.24).



**Fig. 6.23** - Attribuzione del valore di  $A_K$ ;

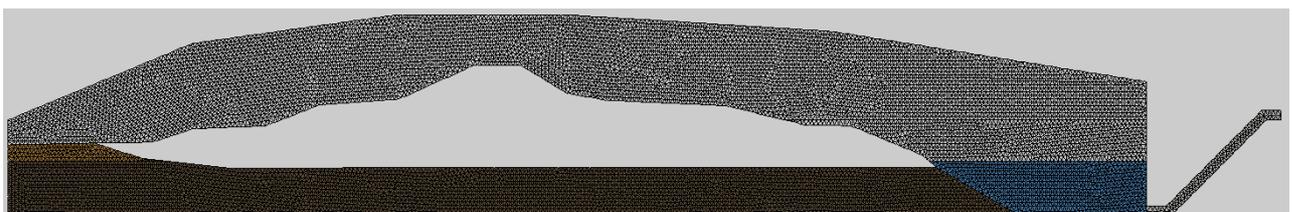


**Fig. 6.24** - Attribuzione del valore di  $B_K$ ;

Si osserva che nel nostro caso ci sarà comodo imporre il coefficiente  $B_K=0,0$  poiché stiamo studiando un moto di filtrazione in terreno coesivo perciò ci è sufficiente lavorare con la Legge di Darcy, che come si nota nel cap.6.2.1.1, è equivalente al solo primo termine della Legge di Ergun. In questa maniera escludiamo i calcoli inerenti al moto turbolento e ne guadagneremo in velocità di calcolo.

Basandosi sui dati reali del terreno sottoposto al moto di filtrazione risulta che si deve imporre un  $A_K=1500$  [1/s]. Qui sorgono i problemi e si riconoscono i limiti attuali del software, poiché con tale dato il programma va in crash. Che questo fosse il problema è stato individuato dopo un estenuante lavoro di ricerca. Una volta individuato, si è ricercato il limite entro il quale il programma porta il calcolo a termine e si è individuato il valore di  $A_K=300$  [1/s]. Operando un procedimento inverso si è ricavato il terreno di riferimento a questo valore. Imponendo il mantenimento del  $D_{50}=0,00035m$ , si è ricavata una porosità  $n=0,69$  e un indice dei vuoti  $e=2,226$ . Da questi parametri si può indicare che la modellazione ha simulato la filtrazione attraverso un Sabbia sciolta di dimensioni medio/fini. Perciò si rimane comunque all'interno del campo di variabilità di possibili stratificazioni arginali.

Infine si è discretizzato il modello generando la mesh, visibile in Fig.6.25.



**Fig. 6.25** - Rappresentazione della mesh, sovrapposta ai layers identificativi;

### 6.3.1.1 - Modifiche al File “script” di calcolo in Python

La modellazione effettuata ha l’obiettivo di simulare il moto di filtrazione nell’argine del Brenta, partendo dallo stato iniziale di magra, proseguendo con la fase di crescita della piena e una volta raggiunta la quota di piena studiata (quella del 2014), mantenendo lo stato di piena fino ad osservare la fuoriuscita della superficie di filtrazione libera al livello del piano campagna.

Ciò che va a regolare l’alternanza delle fasi è la regolazione del flusso (inlet) d’acqua in entrata.

Per ottenere ciò si è andati a modificare il file “script.py” così da ottenere la possibilità di interrompere o ridurre il flusso in entrata, indicando il tempo (in secondi di simulazione) e le coordinate dell’inlet nel modello.

Nella stessa maniera è possibile anche considerare direttamente l’idrogramma di piena da rispettare, inserendo una tabella indicante la variazione del flusso in relazione al tempo.

Si riporta il file “script\_modificato.py” con evidenziata la nuova parte introdotta.

```
from __future__ import print_function, absolute_import, division #makes KratosMultiphysics backward compatible with python 2.6 and 2.7
import problem_settings

#
# setting the domain size for the problem to be solved
domain_size = problem_settings.domain_size
#
# ATTENTION: here the order is important

# including kratos path
import sys
sys.path.append(problem_settings.kratos_path)

# importing Kratos main library
from KratosMultiphysics import *

# from now on the order is not anymore crucial
#
from KratosMultiphysics.IncompressibleFluidApplication import *
from KratosMultiphysics.MeshingApplication import *

# defining a model part for the fluid and one for the structure
fluid_model_part = ModelPart("FluidPart")

# importing the solvers needed
import edgebased_levelset_solver
edgebased_levelset_solver.AddVariables(fluid_model_part)
fluid_model_part.AddNodalSolutionStepVariable(IS_STRUCTURE)

# introducing input file name
input_file_name = problem_settings.problem_name

# reading the fluid part
gid_mode = GiDPostMode.GiD_PostBinary
multifile = MultiFileFlag.MultipleFiles
deformed_mesh_flag = WriteDeformedMeshFlag.WriteUndeformed
write_conditions = WriteConditionsFlag.WriteConditions

# selecting output format
if(problem_settings.print_layers == True):
    gid_io = EdgebasedGidIO(input_file_name, gid_mode, multifile, deformed_mesh_flag, write_conditions)
else:
    gid_io = GidIO(input_file_name, gid_mode, multifile, deformed_mesh_flag, write_conditions)

model_part_io_fluid = ModelPartIO(input_file_name)
model_part_io_fluid.ReadModelPart(fluid_model_part)

# setting up the buffer size: SHOULD BE DONE AFTER READING!!!
fluid_model_part.SetBufferSize(2)

# adding dofs
```

```

edgebased_levelset_solver.AddDofs(fluid_model_part)

# we assume here that all of the internal nodes are marked with a negative distance
# set the distance of all of the internal nodes to a small value
small_value = 0.0001
n_active = 0
for node in fluid_model_part.Nodes:
    dist = node.GetSolutionStepValue(DISTANCE)
    if(dist < 0.0):
        n_active = n_active + 1
        node.SetSolutionStepValue(DISTANCE, 0, -small_value)
    else:
        node.SetSolutionStepValue(DISTANCE, 0, small_value)

if(n_active == 0):
    raise "ERROR. At least one node has to be initialized with a distance lesser than 0"

# make sure that the porosity is not zero on any node (set by default to fluid only)
for node in fluid_model_part.Nodes:
    if(node.GetSolutionStepValue(POROSITY) == 0.0):
        node.SetSolutionStepValue(POROSITY, 0, 1.0)
    if(node.GetSolutionStepValue(DIAMETER) == 0.0):
        node.SetSolutionStepValue(DIAMETER, 0, 1.0)

# constructing the solver
body_force = Vector(3)
body_force[0] = problem_settings.body_force_x
body_force[1] = problem_settings.body_force_y
body_force[2] = problem_settings.body_force_z
if(body_force[0] == 0.0 and body_force[1] == 0.0 and body_force[2] == 0.0):
    raise "ERROR. Body Force cannot be a ZERO VECTOR"

viscosity = problem_settings.viscosity
density = problem_settings.density
fluid_solver = edgebased_levelset_solver.EdgeBasedLevelSetSolver(fluid_model_part, domain_size, body_force, viscosity, density)
fluid_solver.redistance_frequency = problem_settings.redistance_frequency
fluid_solver.extrapolation_layers = int(problem_settings.extrapolation_layers)
fluid_solver.stabdt_pressure_factor = problem_settings.stabdt_pressure_factor
fluid_solver.stabdt_convection_factor = problem_settings.stabdt_convection_factor
fluid_solver.use_mass_correction = problem_settings.use_mass_correction
fluid_solver.tau2_factor = problem_settings.tau2_factor
fluid_solver.edge_detection_angle = problem_settings.edge_detection_angle
fluid_solver.assume_constant_pressure = problem_settings.assume_constant_pressure
fluid_solver.compute_porous_resistance_law = int(problem_settings.compute_porous_resistance_law) # 0 = None; 1 = Ergun; 2 = Custom;
# print "compute_porous_resistance_law ", fluid_solver.compute_porous_resistance_law
# using MKLPardisoSolver ----> it has to be compiled in kratos!!
fluid_solver.pressure_linear_solver = MKLPardisoSolver()

fluid_solver.Initialize()

if(problem_settings.wall_law_y > 1e-10):
    fluid_solver.fluid_solver.ActivateWallResistance(problem_settings.wall_law_y)
#
print("fluid solver created")

# settings to be changed
max_Dt = problem_settings.max_time_step
initial_Dt = 0.001 * max_Dt
final_time = problem_settings.max_time
output_dt = problem_settings.output_dt
safety_factor = problem_settings.safety_factor

number_of_initial_steps = problem_settings.number_of_initial_steps
initial_time_step = problem_settings.initial_time_step
out = 0

original_max_dt = max_Dt

# mesh to be printed
if(problem_settings.single_output_file == True):
    mesh_name = 0.0
    gid_io.InitializeMesh(mesh_name)
    gid_io.WriteMesh(fluid_model_part.GetMesh())
    gid_io.FinalizeMesh()
    gid_io.Flush()

    gid_io.InitializeResults(mesh_name, (fluid_model_part).GetMesh())

max_safety_factor = safety_factor

time = 0.0
step = 0
next_output_time = output_dt

#Giuseppe SET THE INITIAL TIME OF REDUCTION OF DISCHARGE:
stop_inlet_time = 90.0
while(time < final_time):

    if(step < number_of_initial_steps):
        max_Dt = initial_time_step
    else:
        max_Dt = original_max_dt
    # progressively increment the safety factor

```

```

# in the steps that follow a reduction of it
safety_factor = safety_factor * 1.2
if(safety_factor > max_safety_factor):
    safety_factor = max_safety_factor

Dt = fluid_solver.EstimateTimeStep(safety_factor, max_Dt)

time = time + Dt
fluid_model_part.CloneTimeStep(time)

print("***** CURRENT TIME = ", time)

if(step >= 3):
    #Giuseppe stop inlet when time > stop_inlet_time
    if(time >= stop_inlet_time):
        for node in fluid_model_part.Nodes:
            if (node.X > -117.1):
                vel_x = 0.0#0.5 * node.GetSolutionStepValue(VELOCITY_X)
                node.SetSolutionStepValue(VELOCITY_X, 0, vel_x)

fluid_solver.Solve()

check_dt = fluid_solver.EstimateTimeStep(0.95, max_Dt)

if(check_dt < Dt):
    print("*****")
    print("    *** REDUCING THE TIME STEP ***")
    print("*****")
    # we found a velocity too large! we need to reduce the time step
    fluid_solver.ReduceTimeStep(fluid_model_part, time) # this is to set the database to the value at the beginning of the step

    safety_factor *= problem_settings.reduction_on_failure
    reduced_dt = fluid_solver.EstimateTimeStep(safety_factor, max_Dt)

    print("time before reduction= ", time)
    time = time - Dt + reduced_dt
    print("reduced time = ", time)
    print("Dt = ", Dt)
    print("reduced_dt = ", reduced_dt)

    fluid_solver.ReduceTimeStep(fluid_model_part, time) # this is to set the database to the value at the beginning of the step
    fluid_solver.Solve()

if(time >= next_output_time):
    if(problem_settings.single_output_file == False):
        # writing mesh
        gid_io.InitializeMesh(time)
        gid_io.WriteMesh((fluid_model_part).GetMesh())
        gid_io.FinalizeMesh()
        gid_io.InitializeResults(time, (fluid_model_part).GetMesh())

        gid_io.WriteNodalResults(PRESSURE, fluid_model_part.Nodes, time, 0)
        gid_io.WriteNodalResults(POROSITY, fluid_model_part.Nodes, time, 0)
        gid_io.WriteNodalResults(VELOCITY, fluid_model_part.Nodes, time, 0)
        gid_io.WriteNodalResults(DISTANCE, fluid_model_part.Nodes, time, 0)
        gid_io.WriteNodalResults(PRESS_PROJ, fluid_model_part.Nodes, time, 0)
        gid_io.WriteNodalResults(LIN_DARCY_COEF, fluid_model_part.Nodes, time, 0)
        gid_io.WriteNodalResults(NONLIN_DARCY_COEF, fluid_model_part.Nodes, time, 0)
        gid_io.Flush()

    if(problem_settings.single_output_file == False):
        gid_io.FinalizeResults()

    next_output_time = time + output_dt

    out = 0

    out = out + 1
    step = step + 1

if(problem_settings.single_output_file == True):
    gid_io.FinalizeResults()

###

```

Fatto tutto ciò si può procedere con il calcolo della simulazione. È possibile visionare lo stato di avanzamento della scrittura del file di Output selezionando “View process info”.

### 6.3.2 - Risultati della simulazione

Ottenuti i calcoli risultati dalla simulazione, si può passare alle analisi Post-Process rimanendo sempre all'interno del software GID.

Seguono quindi i fermo immagine più caratteristici delle analisi riguardanti: - la linea di filtrazione a superficie libera; - la pressione puntuale interna al terreno; - la velocità puntuale del moto di filtrazione.

- VISUALIZZAZIONE DELLA LINEA DI FILTRAZIONE:

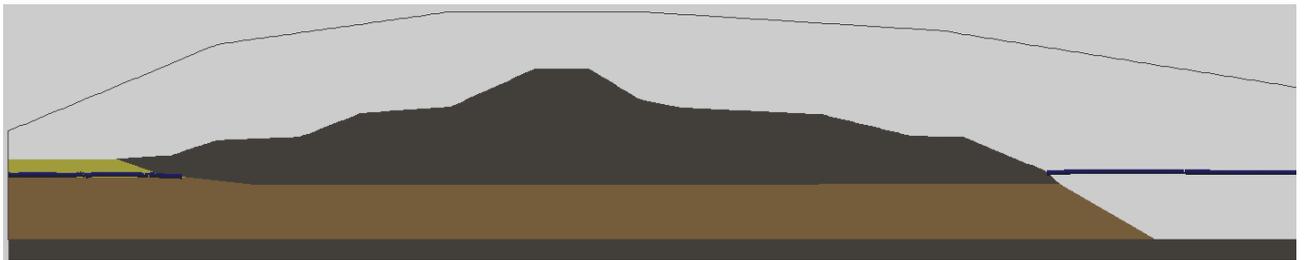


Fig. 6.26 - Rappresentazione della linea di filtrazione allo stato di quota di magra in alveo;

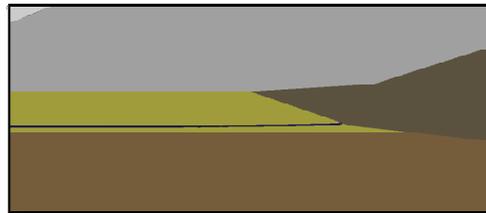
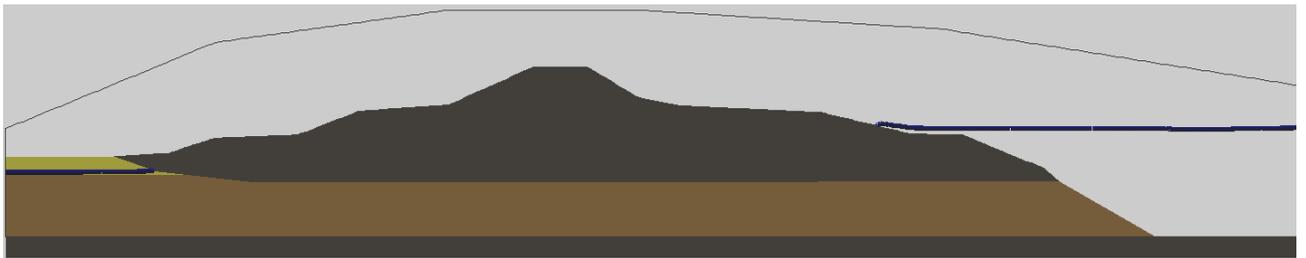


Fig. 6.27 - Linea di filtrazione al raggiungimento della quota di piena del 2014 e relativo ingrandimento lato campagna;

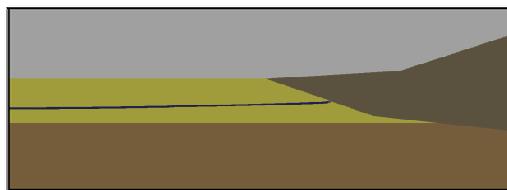
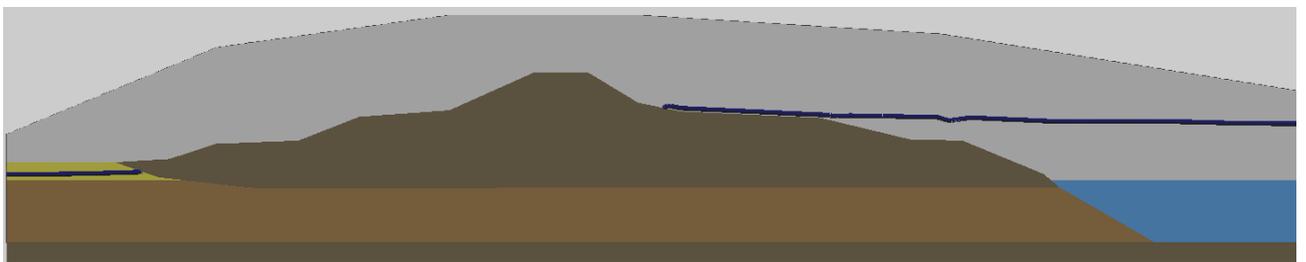
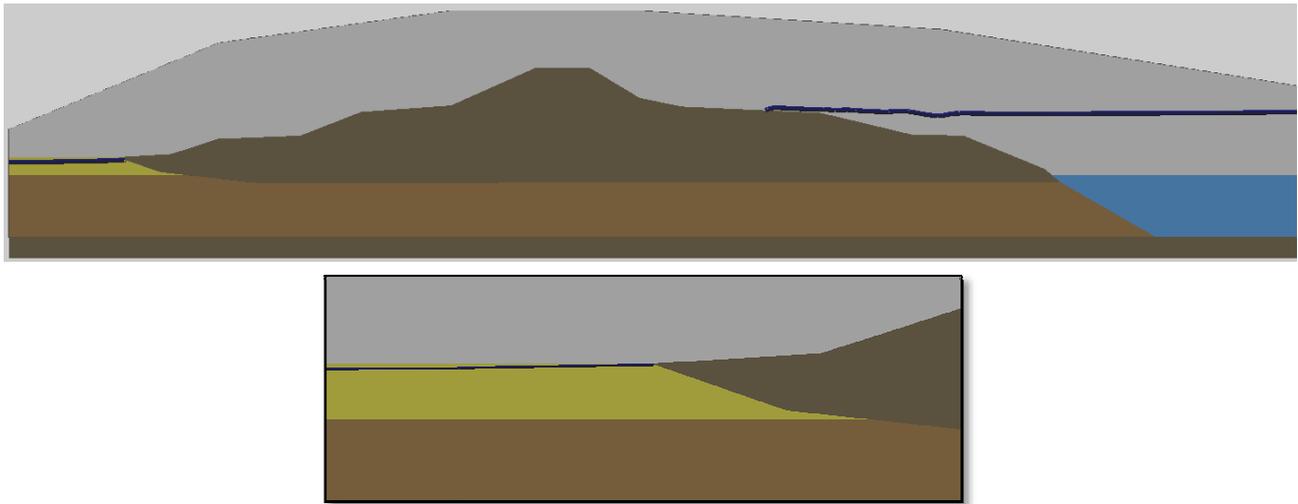
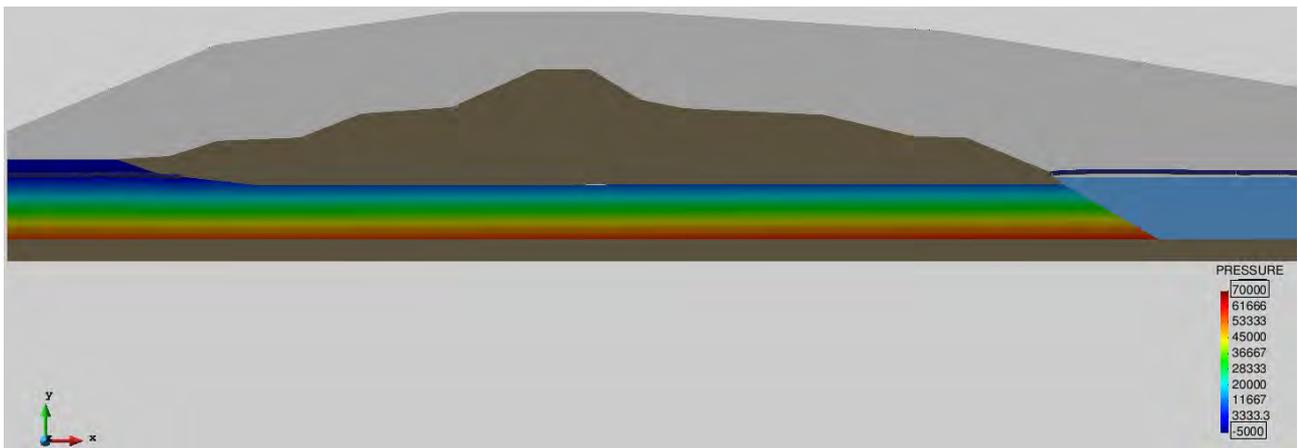


Fig. 6.28 - Linea di filtrazione in crescita per il mantenimento della quota di piena e relativo ingrandimento lato campagna;

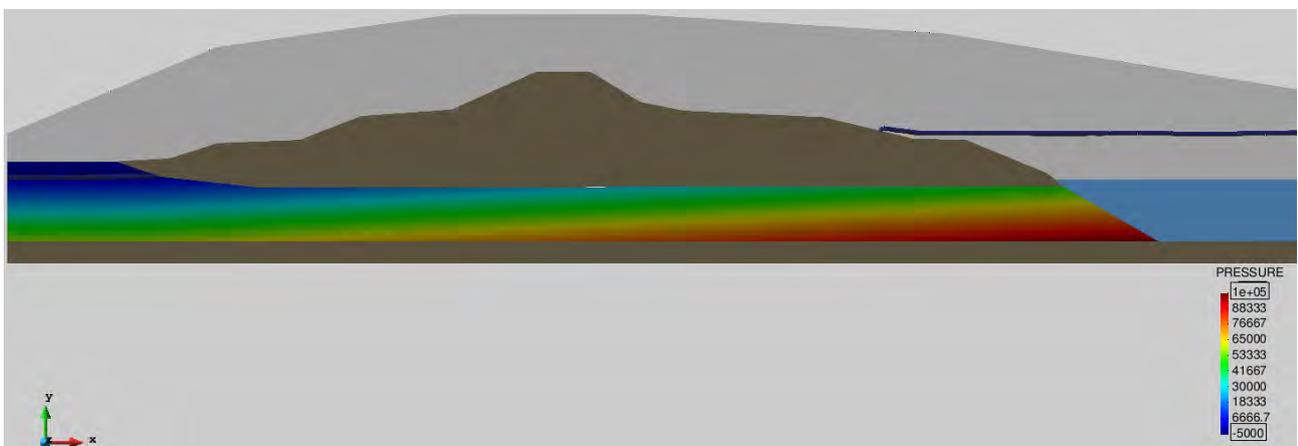


**Fig. 6.29** – Linea di filtrazione fuoriuscita a livello campagna in seguito al mantenimento della quota di piena e relativo ingrandimento lato campagna;

**- VISUALIZZAZIONE DELLE PRESSIONI:**



**Fig. 6.30** – Rappresentazione delle pressioni allo stato di quota di magra in alveo;



**Fig. 6.31** – Rappresentazione delle pressioni al raggiungimento della quota di piena del 2014;

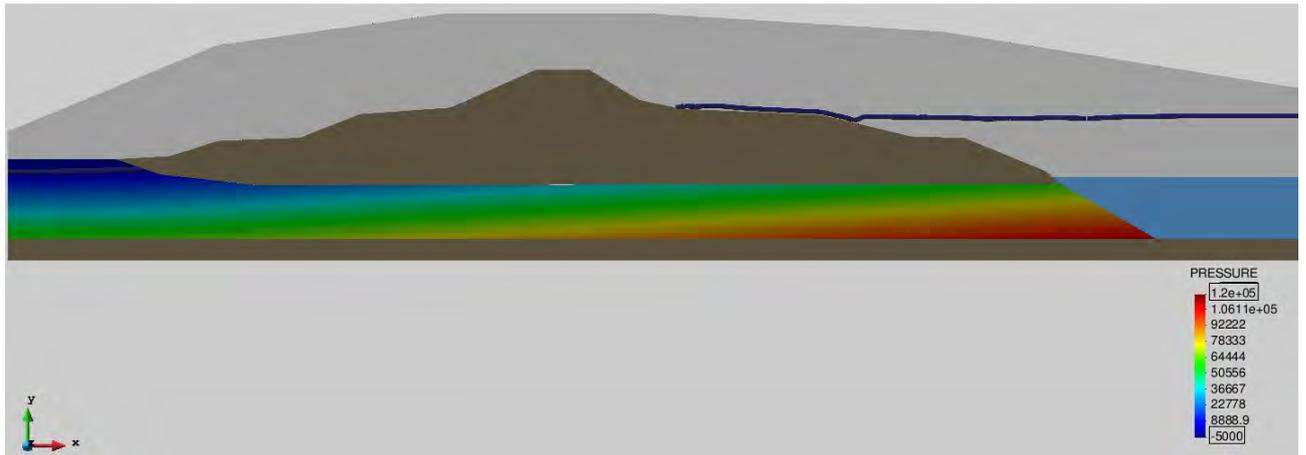


Fig. 6.32 – Rappresentazione delle pressioni in stato avanzato del mantenimento della quota di piena;

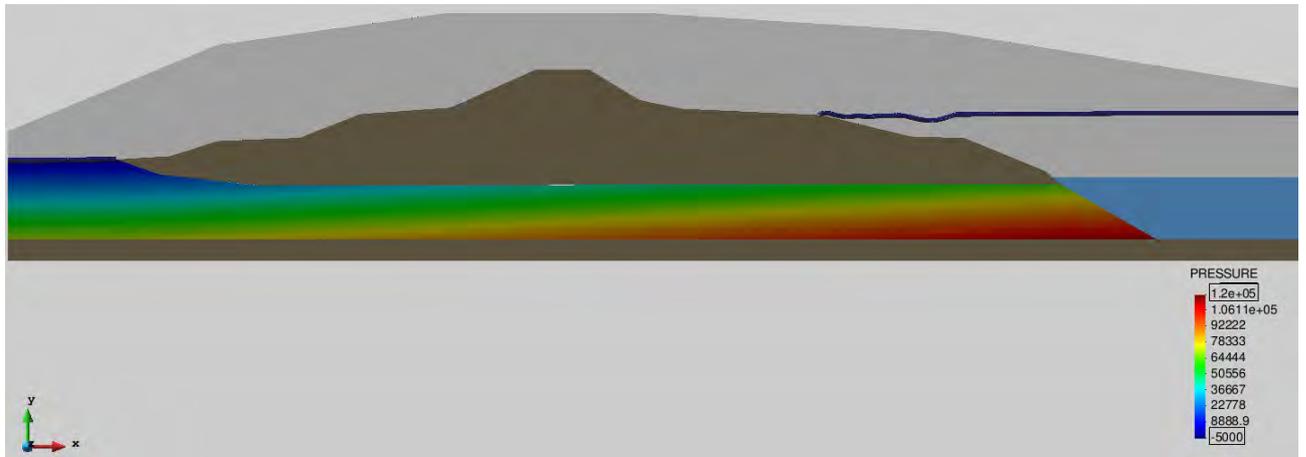


Fig. 6.33 – Stato delle pressioni alla fuoriuscita a livello campagna della filtrazione in seguito al mantenimento della quota di piena;

- VISUALIZZAZIONE DELLE VELOCITA':

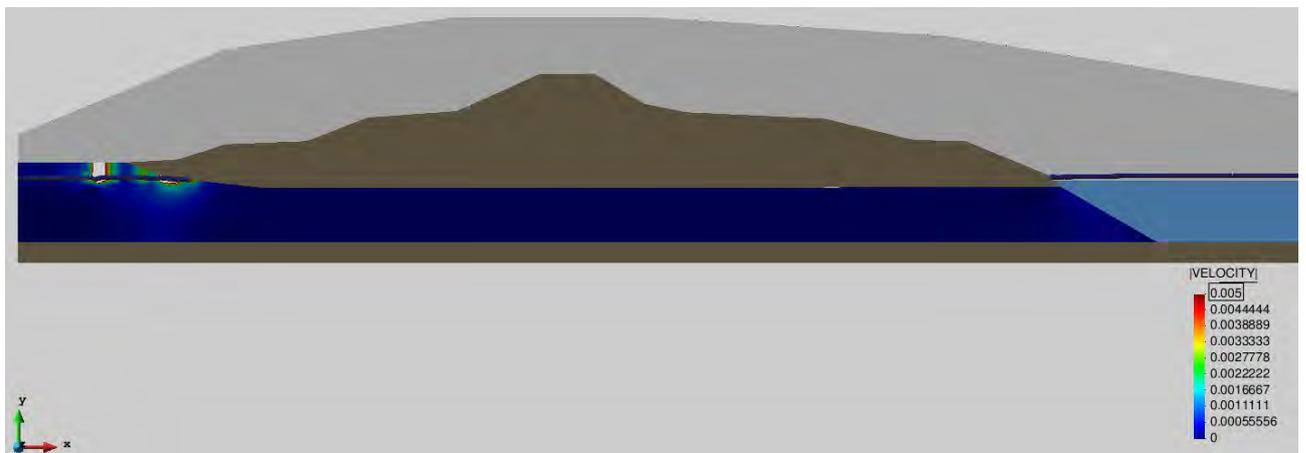


Fig. 6.34 – Rappresentazione delle velocità allo stato di quota di magra in alveo;

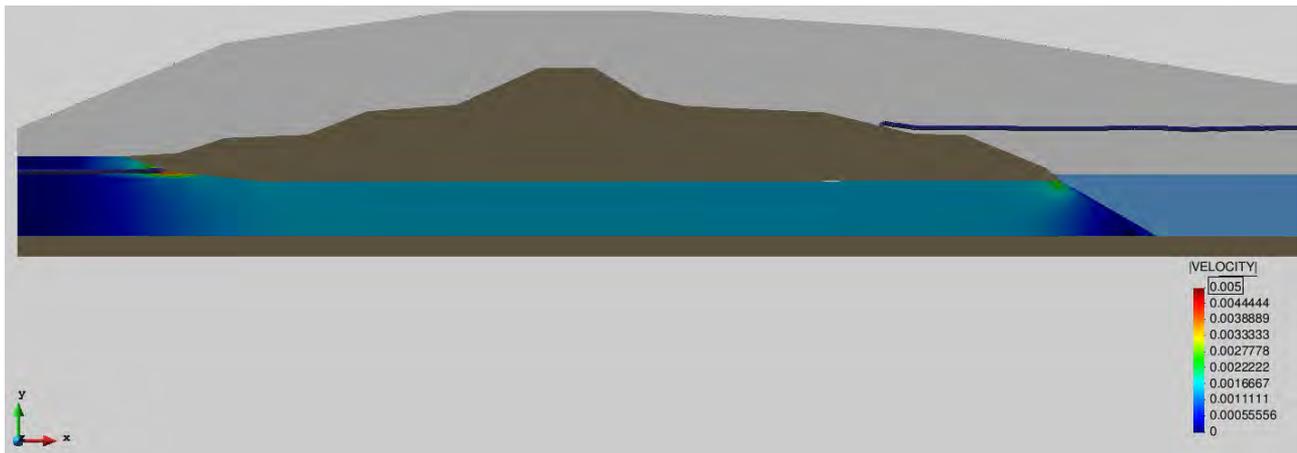


Fig. 6.35 – Rappresentazione delle velocità al raggiungimento della quota di piena del 2014 e relativo ingrandimento a lato campagna;

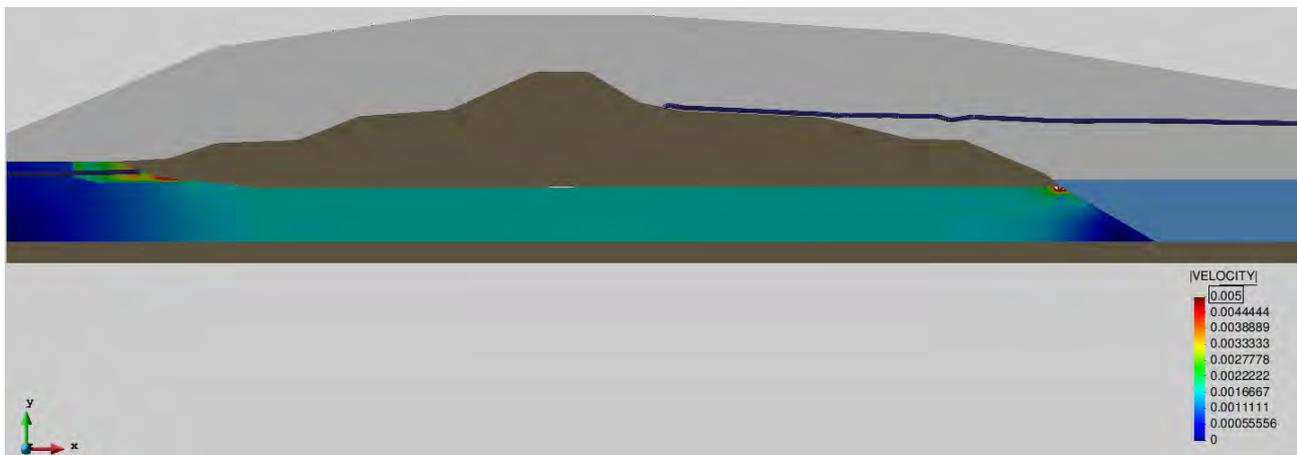


Fig. 6.36 – Rappresentazione delle velocità in stato avanzato del mantenimento quota di piena e relativo ingrandimento a lato campagna;

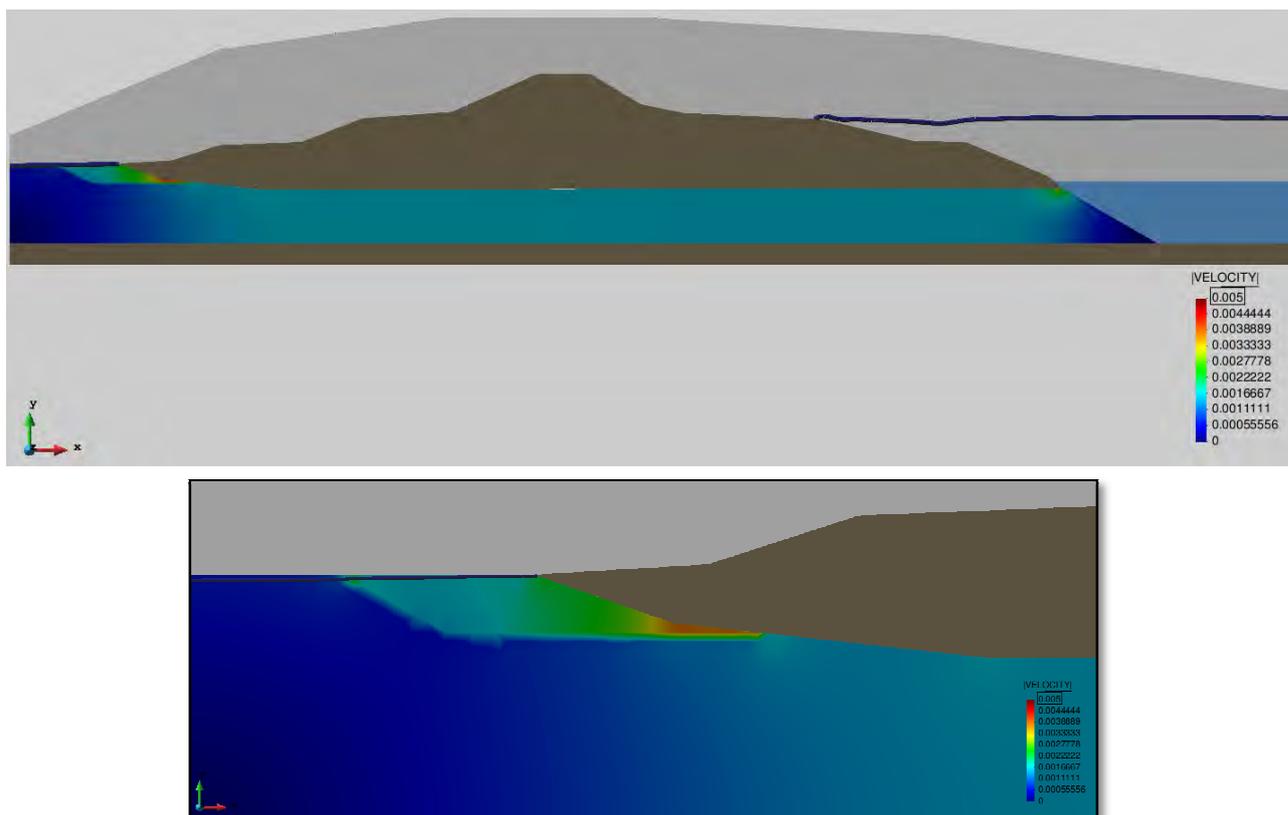


Fig. 6.37 – Stato delle velocità alla fuoriuscita a livello campagna della filtrazione in seguito al mantenimento della quota di piena e relativo ingrandimento a lato campagna;

### OSSERVAZIONI ALLE ANALISI POST-PROCESS:

Le analisi che si possono effettuare nella sezione post-process del programma GID sono numerose, dettagliate e definibili dall'utente.

I fermo immagine riportati nelle pagine precedenti (da Fig.6.26 a Fig.6.37) descrivono esaurientemente il fenomeno di filtrazione simulato, per quanto riguarda la linea a superficie libera della filtrazione, le pressioni e le velocità. Per tutte le casistiche sono riportate le condizioni nei momenti più caratteristici del fenomeno: lo stato iniziale a livello di magra, lo stato di raggiungimento della quota di piena del 2014, uno stato avanzato del mantenimento della quota di piena e lo stato finale raggiunto alla fuoriuscita del moto di filtrazione a quota campagna.

Il passo successivo dell'analisi sarà quello di accoppiare l'analisi fluida al trasporto particellare, poiché dai risultati qui ottenuti non si riesce a capire se si assisterà a fenomeni di Piping/Suffusion/Suffosion, la filtrazione potrebbe avvenire lentamente senza trasporto particellare, oppure provocando uno dei gravosi fenomeni nominati. Sicuramente, come la teoria preannuncia, il moto di filtrazione si attesterà sul percorso preferibile per il moto del fluido nel mezzo poroso, ricadendo qui in uno stato omogeneo, sarà preferito il tratto più

breve, che si assesterà nella parte superiore del terreno permeabile e si riscontra essere perseguito nella simulazione. Difatti si osserva che la linea di filtrazione curva, innalzandosi, in corrispondenza del probabile tubo di flusso che si attesta sul percorso più breve, inoltre sarà proprio in corrispondenza di questa zona che la linea di filtrazione raggiungerà la quota di campagna. Il fatto è osservabile anche dallo stato delle velocità, le quali si concentrano anch'esse sul percorso del probabile tubo di flusso; si notano alcune "macchie di alte velocità" indicanti piccoli errori numerici in corrispondenza della superficie di filtrazione ma che si assestano velocemente.

Il fatto di poter osservare il fenomeno dinamico variabile con il tempo è una capacità del programma molto innovativa, che permette valutazioni di stabilità dell'argine relative al tempo. Relativamente alla proporzione temporale legata all'idrogramma di piena, descritta nel cap.6.3.1, la simulazione dà il risultato che il tubo di flusso della filtrazione fuoriesce a quota campagna dopo 6 giorni e 5 ore di mantenimento della quota di piena del 2014. Questo è un dato ragionevole. Si osserva che la quota raggiunta nel 2014 è minore di ben 5m rispetto a quella raggiunta nella piena eccezionale del 1966 (che rasentava la corona dell'argine). Una simulazione con la quota del 1966 sicuramente darebbe risultati dalle minori tempistiche del moto di filtrazione e quindi dalle maggiori velocità di filtrazione, che indurrebbero quindi anche ad un maggior trasporto particellare.

In conclusione si osserva che le capacità e le potenzialità del programma sono notevoli. Il software è in continuo sviluppo e si fa notare che per quanto riguarda le analisi geotecniche richiede un approfondito studio per estendere i limiti di convergenza dell'analisi, legati probabilmente alla permeabilità del terreno.

L'analisi proposta in questa tesi ha un carattere completamente pionieristico nell'uso del programma GID-Kratos (e relativi Problem-Types) nel campo geotecnico, è dunque stato necessario un lavoro certosino di avanzamento delle analisi, confrontandosi con diverse problematiche poi risolte, ma è appagante il risultato ottenuto.

## 7- CONCLUSIONI

Le cronache degli ultimi anni riportano sempre più spesso notizie riguardanti fenomeni pluviometrici di entità superiore all'usuale, che hanno determinato evidenti situazioni di sofferenza idraulica e situazioni di dissesto geotecnico in tutto il territorio Italiano. Rotte arginali, allagamenti e dissesti, fanno comprendere la vastità e la gravità della situazione.

I danni conseguenti a situazioni di questo tipo derivano da un ormai insufficiente sistema di difesa per un territorio che, dalla realizzazione degli argini ad oggi, ha seguito una sostanziale evoluzione, dal punto di vista degli insediamenti urbani e commerciali, come la presenza di attività agricole nelle aree golenali.

Da ciò è emerso che, probabilmente, la geometria, la composizione granulometrica e più in generale la struttura dei corpi arginali non garantiscono adeguati margini di sicurezza.

C'è inoltre da considerare il fatto che gli argini, classificati come opera di seconda categoria idraulica, hanno subito pochi interventi, se non quelli necessari per il loro ripristino in seguito ad eventi disastrosi, dando, invece, minor importanza all'aspetto manutentivo e di prevenzione dei rischi.

L'analisi teorica e sperimentale svolta in questo elaborato è resa possibile grazie all'esecuzione di un insieme di ricerche conoscitive volte ad acquisire ed approfondire gli elementi necessari ad una corretta caratterizzazione degli argini e delle analisi.

Si sono dunque approfondite le problematiche riguardanti la condizione di parziale saturazione, rappresentativa di questa tipologia di strutture, poiché si tratta di una situazione intermedia tra quelle teoriche, satura e asciutta, approfondite in letteratura. Il comportamento meccanico del terreno insaturo è infatti governato da due variabili tensionali indipendenti, la tensione netta ( $\sigma - u_a$ ) e la suzione di matrice ( $u_a - u_w$ ). Quest'ultimo parametro e di fondamentale importanza per procedere ad uno studio dettagliato del terreno arginale e quindi alla conseguente modellazione geotecnica del rilevato. La determinazione di questo parametro e la costruzione delle curve caratteristiche suolo-acqua (SWCC), che rappresentano il rapporto tra il contenuto d'acqua e la suzione di matrice del suolo, saranno indispensabili per realizzare un modello della struttura che rappresenti il caso reale.

Si è dunque esposta una trattazione completa dei fenomeni di filtrazione all'interno dei corpi arginali, per fornire una trattazione esauriente sull'argomento. L'instaurarsi di un regime di filtrazione all'interno di un rilevato arginale determina, spesso, dissesti di carattere strutturale: formazione di canali d'acqua (*piping*), sifonamento (*heaving, roofing*), instabilità del rilevato (*slope instability*). Inoltre i fenomeni di filtrazione possono unirsi, aggravando la

situazione, alla diffusa problematica riguardante la presenza negli argini di alterazioni provocate dall'attività scavatoria degli animali selvatici (sia dal lato fiume che dal lato campagna), da cunicoli formatisi con l'apparato radicale vegetale oltre che da dissesti arginali interni, anche causati da moti di filtrazione che hanno, in precedenza, parzialmente interessato il corpo arginale.

Tutto ciò ha creato le basi per una approfondita ricerca volta ad analizzare il fenomeno dell'erosione interna. Tale processo è generalmente suddiviso in quattro fasi: - inizio dell'erosione; - continuazione dell'erosione; - progressione dell'erosione; - apertura di una breccia. Particolare attenzione si è posta nell'analisi dello stato di avvio dell'erosione e si è individuato che il fenomeno è dominato dalla concomitanza sfavorevole di tre fattori: - suscettibilità del materiale; - condizioni di tensione; - carico idraulico; soffermandosi in modo più approfondito sugli effetti delle proprietà del terreno.

Lo studio e la ricerca dei più attuali elaborati scientifici a livello Mondiale, ha portato ad individuare due fondamentali categorie d'approccio descritte nell'elaborato per la valutazione della stabilità del rilevato a tali fenomeni: - Approccio 1: Statistico/Probabilistico; - Approccio 2: Analisi Teorica/Sperimentale.

L'Approccio 1, sviluppato dalla scuola di pensiero Americana, fa riferimento alle stime ricavate dalla storia dei rilevati in gestione all'organo di bonifica degli USA e stabilisce un procedimento statistico/probabilistico per l'analisi del problema, fornendo dei criteri per la determinazione della stima della probabilità d'avvio dell'erosione interna. L'ottima base statistica, ben sviluppata e dettagliata, permette di sviluppare una serie di considerazioni utili ai professionisti che dovranno lavorare sull'opera. Le condizioni del sito devono però essere sempre considerate predominanti al fine di determinare se ci sono caratteristiche, condizioni o comportamenti presenti in un determinato luogo che influenzeranno il potenziale avvio dell'erosione.

L'Approccio 2 viene considerato in via generale come la raccolta degli sviluppi teorico-sperimentali volti ad individuare una soluzione che spieghi il fenomeno ed è fondamentalmente perseguito da autori Europei e Giapponesi. Viene svolto un approfondito studio del potenziale di instabilità interna dei terreni, tramite indagini sperimentali che hanno l'obiettivo di individuare le caratteristiche che rendono un terreno suscettibile a fenomeni di Suffusion/Suffosion, i quali sono catalogabili come internamente instabili.

Attenta valutazione viene poi effettuata sul processo d'erosione retrogressiva nei tubi di flusso (backward erosion piping), che rappresenta una seria minaccia per argini e dighe, in

particolare modo su terreni di fondazione costituiti da sabbie e limi e soprattutto in presenza di cavità pre-esistenti nell'argine. Vengono quindi redatte delle precise equazioni di predizione del gradiente di avvio di un tubo di flusso, basandosi anche sui risultati sulla prova sperimentale HET (Hole Erosion Test), che esamina gli effetti dell'energia cinetica del processo erosivo.

Infine in questo elaborato si è voluto affiancare alla ricerca teorica/sperimentale di nuove formulazioni, una modellazione numerica tramite software innovativo, GID-Kratos (CIMNE software house) basato su analisi FEM/DEM Particellari.

Per la simulazione ci si è basati sul caso reale di un argine soggetto a filtrazione di cui si è in possesso dei dati geotecnici. In particolare si è fatto riferimento ad una generica sezione in Sinistra del Fiume Brenta, che negli ultimi anni è stato sottoposto a fenomeni di filtrazione di una certa rilevanza e quindi è stato soggetto di studi.

Non è stata effettuata la semplice simulazione, ma si è voluto conoscere la struttura del programma. Particolare attenzione si è posta sulla modellazione del componente fluido, soffermandosi, quindi, sulla legge di resistenza legata alla porosità e permeabilità del terreno.

Il programma fornisce ottime prospettive di sviluppo soprattutto nel campo geotecnico, sul fronte dell'accoppiamento fra modello fluido e modello strutturale, così da consentire una simulazione dell'erosione particellare.

In questa tesi si è simulato un moto di filtrazione dinamico all'interno di un argine sottoposto al carico idraulico relativo alla quota di massima piena dell'anno 2014. I risultati ottenuti si attengono allo sviluppo del fenomeno descritto dalla teoria, e la possibilità di visionare il moto di filtrazione dinamico per tutto il tempo del fenomeno fino alla comparsa del tubo di flusso a livello campagna, ci permette di verificare la realistica dello sviluppo della simulazione.

Infine si osserva che le capacità e le potenzialità del programma sono notevoli. Il software è in continuo sviluppo e si fa notare che per quanto riguarda le analisi geotecniche richiede un approfondito studio per estendere i limiti di convergenza dell'analisi, legati probabilmente alla permeabilità del terreno.

L'analisi proposta in questa tesi ha avuto un carattere completamente pionieristico nell'uso del programma GID-Kratos (e relativi Problem-Types) nel campo geotecnico ed è dunque stato necessario un lavoro certosino di avanzamento delle analisi, confrontandosi con diverse problematiche, poi risolte, ma è appagante il risultato ottenuto.

###



## **BIBLIOGRAFIA**

- [1] *ADBVE - Autorità di Bacino del Veneto*. <http://www.adbve.it>;
- [2] APAT (Agenzia per la Protezione dell’Ambiente e per i servizi Tecnici). *Atlante delle opere di sistemazione fluviale*. Manuale e Linee Guida 27/2003;
- [3] N.Benhamed and S.Bonelli. Internal erosion of cohesive soils: laboratory parametric study. ICSE6 Paris, 2012.
- [4] C.Carmine. *Sulla formazione di breccie nei rilevati arginali: implicazioni relative alla protezione idraulica del territorio*. PhD Thesis, 2006;
- [5] D.S.Chang and L.M.Zhang. *Extended internal stability criteria for soils under seepage*. The Japanese Geotechnical Society, 2013
- [6] *CIMNE - Gid the Personal Pre and Post Processor*. <http://www.gidhome.com>;
- [7] *CIMNE - International Center for Numerical Methods in Engineering*. <http://www.cimne.com>;
- [8] *CIMNE - Kratos, Multiphysics opensource fem code*. <http://www.cimne.com/kratos>;
- [9] *CIMNE - PFEM Cimne Product*. <http://www.cimne.com/pfem>;
- [10] *CIMNE - Kratos, Multiphysics, Wiki guide*. [http://kratos-wiki.cimne.upc.edu/index.php/Main\\_Page](http://kratos-wiki.cimne.upc.edu/index.php/Main_Page);
- [11] Research work carried out at CIMNE under contract with Weatherford. *Cutting transport project*. In CIMNE, 2013;
- [12] L. Da Deppo, C. Datei e P.Salandin. *Manuale sulla difesa dalle esondazioni e sulla chiusura delle rotte arginali*. 1<sup>a</sup> edizione 2011;
- [13] L. Da Deppo, C. Datei e P.Salandin. *Sistemazione dei corsi d’acqua*. 8<sup>a</sup> edizione, 2013;
- [14] J.Facciorusso, C.Madiai e G.Vannucchi. *Dispense di Geotecnica, Cap.10 - Terreni Insaturi*. 2010;
- [15] Larese De Tetto Antonia. *A coupled Eulerian-PFEM model for the simulation of overtopping in rockfill dams*. PhD Thesis, 2013;
- [16] A.Larese, R.Rossi and E.Onate. *Finite element modelling of free surface flow in variable porosity media*. In CIMNE, 2014;

- [17] A.Larese De Tetto, R.Rossi & E.Oate. *Simulation of the beginning of failure in rockfill dams caused by overtopping*. In CIMNE, 2012;
- [18] A.Larese De Tetto, R.Rossi, E.Oate e S.R.Idelsohn. *A coupled PFME-Eulerian approach for the solution of porous FSI problems*. In Springer-Verlag, 2012;
- [19] A.Larese, R.Rossi, E.Oate, M.A.Toledo, R.Moran and H.Campos. *Numerical and experiment study of overtopping and failure of rockfill dams*. In American Society of Civile Engineers, 2014;
- [20] H.Teng and T.S.Zhao. *An extension of Darcy's law to non-Stokes flow in porous media*. Chemical Engineering Science 55, 1999.
- [21] V.M. Van Beek, A. Bezuijen, J.B. Sellmeijer and F.B.J. Barends. *Initiation of backward erosion piping in uniform sands*. Netherlands, Geotechnique 64, No.12, 2014.
- [22] U.S.Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR) & U.S.Army Corps of Engineers (USACE). *26-Internal Erosion Risk*. 2012
- [23] C.F.Wann and R.Fell. *Assessing the potential of internal instability and Suffusion in embankment dams and their foundations*. 2008
- [24] C.F. Wann and R.Fell. *Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams*. ASCE, 2004

# **RINGRAZIAMENTI**

*Mi riempie di soddisfazione e gratitudine affrontare la stesura di questa pagina.*

*“Ogni volta che raggiungi una cima, ti accorgi che era solo una tappa intermedia”, sono desideroso di continuare ad ampliare le mie conoscenze nel prossimo futuro nel campo lavorativo, ma l’agognata vetta che ho appena raggiunto è un punto fermo, ricercato e voluto, della mia realizzazione personale.*

*Non sono mancate le soddisfazioni e le avversità, e ringrazio le persone che al mio fianco mi hanno aiutato in questo percorso.*

*Desidero ringraziare sopra ogni cosa i miei genitori, Gianluigi e Daniela, che hanno creato una famiglia meravigliosa. Mi hanno permesso di intraprendere questi studi e in questi anni mi hanno supportato, incoraggiato; a volte era uno sguardo, a volte delle parole, “La vita è una scala a pioli e non la si può salire con le mani in tasca. - Cit. Mio Papà”, a volte un abbraccio; gioie e sacrifici condivisi. Mi ritengo un figlio davvero molto fortunato ad avere tali guide.*

*Ringrazio mia sorella Anna e mio fratello Nino, fondamentali nella mia crescita, la distanza geografica non corrisponde alla distanza percepita.*

*Sono profondamente grato alla mia famiglia. Grazie di cuore.*

*Ringrazio sentitamente il Professor Giampaolo Cortellazzo, è stato ottimo docente e ancor più relatore, da cui ho imparato ad analizzare da più punti di vista le varie problematiche che in ogni momento si presentano. Paziente e disponibile nell’affrontare insieme le difficoltà sorte e di stimolo e sostegno nei momenti sconfortanti. Gli auguro la miglior carriera.*

*Ringrazio la Dottoressa Antonia Larese De Tetto, che anche dalla Spagna si è dimostrata una correlatrice sempre disponibile ad affrontare le difficoltà sorte.*

*Ringrazio gli amici, il mio vivere gli esami in stato inquieto mi ha spesso isolato, si sono dimostrati importanti, condividendo inoltre comuni passioni.*

*Ringrazio le Dolomiti, il giardino, gli animali da compagnia, che mi hanno permesso di recuperare le energie e l’ossigeno nelle pause studio in tutti questi anni.*

*Questi anni di Università sono stati provanti, ma sono estremamente soddisfatto e gratificato di questo sviluppo della mia realizzazione personale che vada assolutamente nella direzione che desidero.*

*Giuseppe Pizzinat*