

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA INDUSTRIALE

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN
INGEGNERIA DELLA SICUREZZA CIVILE ED INDUSTRIALE**

**Tesi di Laurea Magistrale in
Ingegneria della Sicurezza Civile ed Industriale**

**Sicurezza dei bacini di decantazione dei
tailings: analisi semplificate del caso di
Stava 1985**

Relatore: Prof. Paolo Simonini

Correlatrice: Ing. Francesca Ceccato

Laureando: SIMONE CAPPELLIN

ANNO ACCADEMICO 2022 - 2023

Un ringraziamento a chi ha sempre creduto in me

Riassunto

In questo elaborato verrà descritto in termini generali il tema legato alla sicurezza dei bacini di decantazione degli sterili derivanti dalle estrazioni minerarie. Verrà poi inquadrata la problematica che interessa lo stoccaggio di questi materiali e le conseguenze che ne derivano per la sicurezza, sia in termini economici sia in termini socio-ambientali. Al termine di questa trattazione generale sarà svolta un'analisi semplificata del caso di Stava 1985, unitamente ad una panoramica sulle cause che hanno portato la struttura al collasso. Di conseguenza verranno condotte delle analisi di stabilità su una sezione tipo del sito oggetto di studio, in modo tale da poter definire i limiti di accettabilità dei parametri critici. Infine sarà trattata un'analisi critica dei sistemi di monitoraggio già presenti ai tempi di Stava, seguita da un'introduzione ai sistemi innovativi ad oggi disponibili per l'implementazione nel prossimo futuro di sistemi sofisticati automatizzati.

Indice

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1 - PANORAMICA SUI BACINI DI DECANTAZIONE	3
1.1. DESCRIZIONE DEL PROBLEMA	3
1.2. CHE COSA SONO I TAILINGS	4
1.3. SCOPI, MODALITÀ COSTRUTTIVE ED ELEMENTI ESSENZIALI DEL SISTEMA	7
1.3.1. Sopraelevazione a monte.....	11
1.3.2. Sopraelevazione a valle	12
1.3.3. Sopraelevazione in mezzeria.....	13
1.3.4. Valley e Cross Impoundments	14
1.4. CAUSE DEI COLLASSI DELLE TAILINGS DAM.....	16
1.5. IMPATTI SOCIO-ECONOMICI E AMBIENTALI.....	22
1.6. ATTIVITÀ DI MONITORAGGIO.....	24
CAPITOLO 2 - ANALISI DEL CASO STAVA 1985	31
2.1. LOCALIZZAZIONE E DESCRIZIONE DELLA ZONA	31
2.2. DESCRIZIONE DELL'EVENTO	34
2.3. ANALISI DELLE CAUSE	37
2.4. SISTEMI DI MONITORAGGIO IMPIEGATI	42
2.5. GEOMETRIE	42
2.6. PARAMETRI DEI MATERIALI	46
2.6.1. Granulometria.....	46
2.6.2. Peso di Volume e Gravità Specifica.....	47
2.6.3. Limiti di Atterberg	48
2.6.4. Permeabilità.....	49
2.6.5. Angoli di resistenza al taglio	49
2.7. MODELLAZIONE DELLA STABILITÀ DEL SISTEMA.....	54
2.7.1. Angoli di resistenza al taglio medi.....	56
2.7.2. Angoli di resistenza al taglio minimi	58
2.7.3. Angoli di resistenza al taglio massimi.....	60
2.8. CONSIDERAZIONI FINALI	62

CAPITOLO 3 - I SISTEMI DI MONITORAGGIO.....	65
3.1. L'IMPORTANZA DEI SISTEMI DI MONITORAGGIO	65
3.2. SISTEMI DI MONITORAGGIO TRADIZIONALI	66
3.2.1. Piezometri.....	66
3.2.2. Inclinatori	69
3.2.3. Mire Ottiche	70
3.3. SISTEMI DI MONITORAGGIO INNOVATIVI	72
3.3.1. Fibra Ottica Distribuita.....	72
3.3.2. Interferometria SAR.....	74
3.4. LIMITI DI ACCETTABILITÀ	78
3.5. CONSIDERAZIONI FINALI	79
CONCLUSIONI	81
NOMENCLATURA.....	85
BIBLIOGRAFIA	87

Introduzione

Il presente elaborato di tesi è stato redatto nell'ambito del corso di laurea magistrale di ingegneria della sicurezza civile e industriale presso l'Università degli Studi di Padova. È stata posta attenzione attorno al tema della sicurezza dei bacini di decantazione dei tailings e le problematiche legate alla costruzione e alla gestione di tali strutture, analizzando in un secondo momento il caso studio dei bacini di Stava che, a seguito del collasso, hanno generato la catastrofe della Val di Stava del 1985.

Lo smaltimento degli sterili minerari è un passaggio molto critico nell'industria mineraria poiché può portare a conseguenze critiche sia ambientali sia socio-economiche. Oltretutto ogni tipologia di sterile possiede differenti caratteristiche, a seconda, per esempio, del metodo di estrazione o di lavaggio. È proprio per questo che potrebbero verificarsi diversi scenari critici, come l'inquinamento oppure, come nel caso di Stava, la devastazione della valle e della popolazione.

Se in passato il problema si poneva solamente attorno al concetto del "liberarsi degli sterili" senza prestare attenzione alle conseguenze, negli ultimi anni fortunatamente lo sviluppo delle normative di riferimento e l'incremento della sensibilità ambientale hanno permesso di indirizzare la gestione dei tailings verso un approccio rispettoso dell'ambiente e della salute pubblica.

Gli obiettivi di questo elaborato vertono sui temi di ingegneria della sicurezza e si concentrano sull'analisi critica della caratterizzazione meccanica del sito, sull'analisi semplificata della stabilità della diga e sull'introduzione di alcuni possibili sistemi di monitoraggio innovativi, i quali potrebbero migliorare le condizioni di sicurezza se confrontati con i sistemi impiegati ai tempi di Stava. Infatti il monitoraggio delle condizioni della struttura risulta un aspetto fondamentale per la stabilità e il mantenimento delle condizioni di sicurezza; ed è per questo che gran parte dei processi civili e penali condotti dopo Stava si concentrarono soprattutto sull'individuazione delle figure responsabili del mancato monitoraggio, sia in fase di progetto sia in fase di costruzione e gestione.

In particolare la prima parte del lavoro si sofferma sullo studio della panoramica globale di questo problema, dove vengono fornite alcune definizioni e un inquadramento generale delle problematiche legate alla costruzione e alla gestione dei bacini di decantazione. Vengono

inoltre analizzati alcuni casi studio verificatisi nel corso degli anni e riportate le principali cause del collasso.

La seconda parte dell'elaborato si concentra invece sul caso studio della Val di Stava. Qui vengono studiate le varie ipotesi di collasso trattate nei processi penali che si sono susseguiti negli anni seguenti il disastro. Viene inoltre analizzata la caratterizzazione meccanica del sito e ricostruita la geometria di una sezione tipo della struttura, con riferimento ai dati disponibili in letteratura.

Dopodichè lo studio prosegue con l'implementazione di un'analisi semplificata di stabilità relativa ad una sezione tipo ricostruita del bacino superiore; viene dunque studiato il fattore di sicurezza in condizioni drenate e in condizioni completamente sature, con l'intento di definire una possibile superficie critica del livello di falda, tale per cui il fattore di sicurezza risulti pari a 1,0.

La parte finale dell'elaborato si completa con una panoramica sui sistemi di monitoraggio innovativi disponibili ad oggi e per il futuro, utili al controllo delle condizioni della struttura in real-time e in automatico, ma utili anche al miglioramento delle condizioni di sicurezza. Sulla base di ciò, per quest'ultima sezione, ritorna fondamentale la superficie critica ricavata dalla modellazione precedente in modo tale da poter dare la possibilità di definire i limiti di accettabilità necessari per la definizione dei limiti di soglia del sistema.

L'elaborato si conclude con alcune considerazioni relative alle tematiche trattate e alcuni spunti per possibili sviluppi futuri nell'ambito della sicurezza.

Capitolo 1

Panoramica sui bacini di decantazione

In questo capitolo verrà introdotto in termini generali il tema legato alla produzione e alla gestione dei rifiuti provenienti dalle lavorazioni minerarie. Particolare attenzione verrà posta nei confronti dei sistemi di stoccaggio di questi materiali di risulta con analisi delle conseguenze che ne derivano sia in termini per la sicurezza sia in termini economici, che in termini socio-ambientali. Verranno inoltre introdotte alcune metodologie di monitoraggio diffuse ad oggi e in passato per il mantenimento dei livelli di sicurezza di questo tipo di strutture.

1.1. Descrizione del problema

Quando si parla di bacini di decantazione degli sterili minerari si fa riferimento a delle strutture geotecniche molto grandi e strutturalmente complesse, che vengono utilizzate per immagazzinare, a seguito delle operazioni minerarie, i residui del processo di separazione del minerale dalla ganga. Per ganga si intende la parte di minerale commercialmente priva di valore economico che circonda il materiale ricercato nel sito (Bella, 2017).

Queste strutture sono composte da un bacino di decantazione dove vengono stoccati i prodotti di risulta dei processi di estrazione a seguito delle lavorazioni minerarie e da una diga di sbarramento in terra che ha lo scopo di contenere al suo interno i fanghi di processo composti da fluido e tailings .

La popolarità di queste strutture a livello internazionale è dovuta all'elevata complessità e all'alto numero di collassi registrati con conseguenze socio-economiche e ambientali rilevanti. Per questo motivo una conoscenza approfondita delle caratteristiche e dei comportamenti idromeccanici risulta molto importante per affrontare una scrupolosa progettazione e un accurato piano di manutenzione, sia durante l'utilizzo che durante l'inattività.

1.2. Che cosa sono i Tailings

I prodotti di risulta dei processi di separazione meccanica e chimica dell'industria mineraria vengono definiti tailings, ovvero sterili minerali composti da materiale derivante dalla disgregazione di terra e roccia, unitamente ad acqua e fluidi di lavaggio che derivano dai processi di estrazione del minerale ricercato.

Questi sterili una volta terminata la fase di estrazione vengono quindi indirizzati e stoccati all'interno dei bacini di decantazione, in genere posti nelle immediate vicinanze dal sito minerario.

I tailings vengono considerati un materiale eterogeneo a causa dei diversi aspetti che ne influenzano la composizione. Le variazioni delle caratteristiche possono essere dovute infatti all'estensione spaziale soggetta a lavorazioni di miniera, alla tipologia di minerale stesso, alle condizioni atmosferiche presenti durante l'estrazione e ai metodi di stoccaggio durante le varie fasi di innalzamento della diga (Bella, 2017).

Per quanto riguarda le proprietà fisiche dei tailings, essendo il risultato di processi di frammentazione della roccia, si trovano in genere particolarmente spigolosi. Questa condizione permette a questo tipo di materiale di incrementare sensibilmente l'angolo di attrito rispetto ad altri con medesima densità e granulometria, infatti per i tailings si può arrivare ad angoli di attrito attorno ai 38° - 41°, a differenza delle comuni sabbie sciolte dove l'angolo di attrito è di circa 25° - 35° (Bella, 2017).

La definizione della granulometria in questi materiali è molto complessa in quanto la variazione del diametro delle particelle risulta particolarmente ampia e spesso non coerente con la scala granulometrica di uso comune proprio a causa dell'eterogeneità delle proprietà. Per questo motivo negli anni 2000 lo studioso Sarsby definì una scala adatta specificatamente alla classificazione dei tailings:

- Materiale privo di limo per diametri medi inferiori a 3,9 μm ;
- Materiale on limo per diametri medi compresi tra 3,9 μm e 625 μm ;
- Materiale con sabbia per diametri medi compresi tra 625 μm e 2 mm;
- Materiale privo di ghiaia per diametri medi inferiori ai 2 mm;

Altra proprietà fisica importante per la caratterizzazione è la densità che però, varia a seconda della tipologia di materiale e di processo utilizzato durante le fasi di compattazione e dilavamento degli sterili.

Tabella 1.1: Valori tipici di peso di volume secco, indice dei vuoti e contenuto d'acqua di alcune tailings dam a differenti distanze dal punto di scarico (Bella, 2017)

Tailing dam	Distance from discharge [m]	γ_d [kN/m ³]	e [-]	w [%]
Kiruna	0	17.0	0.72	22.4
	300	17.7	0.60	20.5
Svappavaara	0	17.6	1.09	22.7
	300	17.4	0.81	24.1
Malmberget	0	21.1	0.61	14.9
	300	19.0	0.70	20.1
Aitik	0	16.4	0.73	23.3
	1500	15.5	0.82	27.5
	3000	12.7	1.21	39.3
Boliden	0	19.7	1.15	16.0
	300	17.5	1.24	12.1
Garpenberg	0	16.1	0.84	25.4
	300	13.1	1.30	36.9
Zinkgruvan	0	15.9	0.75	25.6
	200	14.8	0.90	15.3

Nella Tabella 1.1 sono riportati alcuni valori di peso secco (γ_d), indice dei vuoti (e) e contenuto d'acqua (w) per diverse tailings dam campionati sia a distanza 0 m dal punto di scarico, sia a distanza 300 m. E' possibile notare come variano sensibilmente i parametri dei materiali nelle due differenti localizzazioni del prelievo (Bella, 2017).

Tabella 1.2: Valori tipici di conducibilità idraulica per alcune tailings dam a differenti distanze dal punto di scarico (Bella, 2017)

Tailing dam	Distance from discharge [m]	k [m/s]
Kiruna	300	$14.70 \cdot 10^{-6}$
	0	$6.08 \cdot 10^{-6}$
Svappavaara	300	$5.67 \cdot 10^{-6}$
	0	$16.30 \cdot 10^{-6}$
Malmberget	300	$18.70 \cdot 10^{-6}$
	0	$2.54 \cdot 10^{-6}$
Aitik	1500	$1.41 \cdot 10^{-6}$
	3000	$1.01 \cdot 10^{-6}$
Boliden	0	$2.58 \cdot 10^{-6}$
	300	$2.78 \cdot 10^{-6}$
Garpenberg	0	$2.68 \cdot 10^{-6}$
	300	$1.70 \cdot 10^{-6}$
Zinkgruvan	0	$18.10 \cdot 10^{-6}$
	200	$5.41 \cdot 10^{-6}$

Nei bacini di decantazione, ma generalmente in tutte le strutture di ritenzione di fluidi, la conducibilità idraulica gioca un ruolo fondamentale nel comportamento geo-meccanico dell'opera. Come riportato nella Tabella 1.2, come nella tabella precedente, a differenti distanze dal punto di scarico, è stata misurata la conducibilità idraulica in alcune tailings dam di esempio, risultando nella maggior parte dei casi inferiore proporzionalmente alla distanza dal punto di scarico (Bella, 2017).

La conducibilità idraulica inoltre varia molto a seconda dell'indice di plasticità del materiale, oltre che in base alle tecnologie di deposito dei tailings e della profondità del bacino di decantazione (Bella, 2017).

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio, generalmente i tailings sono caratterizzati da bassi valori di coesione efficace e, come visto in precedenza, l'angolo di attrito è maggiore di circa 3°-5° rispetto ad altri materiali (Bella, 2017).

Tabella 1.3: Parametri di resistenza per i materiali caratteristici delle tailings dam (Bella, 2017)

Fraction	Mineral	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	S_u/σ'_v [-]	Source	
Sand	China clay	0	25÷33	-	Street (1987)	
	Copper	0	33.5	-	Mittal and Morgenstern (1975)	
			0	33÷37	-	Volpe (1985)
			0	34	-	Qiu (2001)
	Fluorite	0	42.3	-	Genevois and Tecca (1993)	
	tungsten	0	28÷38	-	Routh (1984)	
Silt	China clay	0	34	-	Wroth and Huggins (1973)	
		0	25÷36	-	Routh (1984)	
	Coal	10	32	0.24÷0.25	Alonso and Gens (2006)	
	Fluorite	0	35÷38	0.15÷0.22	Genevois and Tecca (1993)	
	Gold	0	36	-	Jennings (1979)	
		0	33	-	Qiu (2001)	
	Gypsum	0	31÷32	-	Vick (1990)	
	Hydraulic fill	-	-	0.2÷0.4	Charles (1986)	
	Minestone	-	-	0.3	Taylor and Cobb (1977)	
		-	-	0.16	Taylor and Cobb (1977)	
	Oil sands	3	30	-	Qiu (2001)	
	Pyrites	0	37÷42	-	Alonso and Gens (2006)	
Tungsten	0	32	-	Routh (1984)		

In Tabella 1.3 sono riportati alcuni parametri caratteristici per diverse tipologie di tailings che si differenziano a seconda del tipo di minerale estratto in alcune tailings dam di esempio.

Per una completa conoscenza del sito è necessario quindi avere a disposizione una caratterizzazione geotecnica dettagliata. Per ottenere tali dati è possibile fare riferimento a specifici test in-situ come per esempio le CPT, le CPTu e i test dilatometrici, ma anche test di

laboratorio come la granulometria, i limiti di Attemberg, prove di taglio e prove di consolidazione. Tali metodologie risultano utili ed esaustive per conoscere le caratteristiche in terreni non omogenei come quelli caratterizzati dalla presenza di tailings.

Per quanto riguarda le proprietà chimiche invece è necessario focalizzarsi in particolare su alcuni aspetti che posso variare da zona a zona in base alle condizioni del sito. La composizione chimica dei tailings infatti dipende dalla zona di estrazione, ovvero dalla tipologia di materiale estratto e dalle caratteristiche della cava mineraria. Inoltre, la composizione chimica può variare sensibilmente a seconda della metodologia di estrazione, dai fluidi di processo utilizzati e dalle condizioni ambientali durante le fasi di estrazione, come temperatura e umidità.

In genere la composizione chimica dei tailings è molto varia e spesso non viene descritta nel suo complesso. Il tema dell'inquinamento però necessiterebbe di un approfondimento dettagliato, poiché anche se i metalli vengono in genere rimossi durante le fasi di separazione, vi è comunque una elevata concentrazione di ferro e silicio che rimane nel materiale indirizzato allo stoccaggio, oltre ad altri metalli in quantità minore e a seconda delle zone come alluminio, calcio, magnesio, manganese, potassio e sodio (Kossoff *et al.*, 2014).

Risulta molto importante quindi dedicare particolare attenzione ai casi in cui nei tailings rimane una percentuale elevata di metalli pesanti o altre sostanze pericolose poiché, sia in caso di collasso che in caso di infiltrazioni, potrebbero portare a contaminazioni ambientali con conseguenze importanti per l'ecosistema (Kossoff *et al.*, 2014).

1.3. Scopi, modalità costruttive ed elementi essenziali del sistema

Esistono diverse metodologie utilizzate per lo stoccaggio degli sterili minerari, tra le più conosciute si trovano lo stoccaggio in condizioni umide oppure l'accatastamento a secco. La metodologia più conosciuta e più utilizzata è lo stoccaggio nei bacini di raccolta costruiti appositamente per il deposito di questi materiali in condizioni umide (Kossoff *et al.*, 2014).

Queste strutture si differenziano rispetto ai comuni bacini di ritenzione idrica in base alla loro destinazione d'uso. Esse infatti vengono progettate per il contenimento permanente degli sterili e possono essere in genere incrementate in altezza a seconda delle esigenze man mano che avanzano le lavorazioni minerarie.

Il sistema dei bacini di decantazione degli sterili minerari è in genere composto da una struttura di ritenuta formata da un'arginatura che viene innalzata a seconda della capacità di stoccaggio

richiesta e da un bacino di raccolta, all'interno del quale verranno poi fatti decantare i residui minerari (Kossoff *et al.*, 2014).

In queste complesse strutture geotecniche, i tailings vengono stoccati completamente sommersi in acqua. In questo modo vengono limitati alcuni aspetti negativi che presenta questa tecnica di deposito. Tra i vari è possibile ridurre la produzione di polveri durante le fasi di deposito e movimentazione e lo sviluppo di reazioni chimiche che potrebbero avere luogo a seconda delle sostanze presenti in sito.

Questi bacini di decantazione però necessitano di un'accurata progettazione iniziale e un adeguato piano di gestione poiché, in presenza di particolari condizioni al contorno che mirano alla stabilità della struttura, potrebbero collassare e generare ingenti danni sia al territorio circostante che alla popolazione che vi ci abita.

Un altro aspetto molto importante che va considerato quando viene progettato un bacino di decantazione è che in contesti dove la disponibilità d'acqua è scarsa, può risultare difficile mantenere un livello costante all'interno dei bacini. Questo genera di conseguenza difficoltà di gestione del sito per quanto riguarda lo sviluppo di reazioni chimiche incontrollate (Kossoff *et al.*, 2014).

Nel contesto internazionale questo genere di strutture è molto diffuso nelle zone in cui sono molto popolari le lavorazioni minerarie, con depositi che possono raggiungere dimensioni molto vaste, anche nell'ordine dei 25 km² di superficie con profondità che possono raggiungere i 50 m. La diffusione a livello mondiale può ritenersi omogenea, l'utilizzo di queste tecniche infatti si può trovare nel continente americano, in Europa ma anche nei paesi orientali e in Africa (Rico *et al.*, 2008).

La scarsità di buon materiale in sito e gli elevati costi che le imprese devono sostenere per la costruzione dei bacini di stoccaggio, fa sì che per la costruzione vengano spesso impiegati materiali di riciclo presenti in sito oppure direttamente parte degli sterili minerari. In quest'ultimo caso la frazione sabbiosa viene utilizzata per la formazione dell'arginatura per favorire il drenaggio, mentre la frazione più fine viene utilizzata per l'impermeabilizzazione del fondo e delle pareti per evitare fenomeni di sifonamento o infiltrazioni (Kossoff *et al.*, 2014).

Generalmente, i tailings vengono convogliati dalla zona di separazione ai bacini di decantazione attraverso delle pompe che permettono, attraverso l'utilizzo del ciclone idrodinamico, la differenziazione del materiale a seconda della granulometria (Figura 1.1). Questo metodo permette quindi di avere una distribuzione regolare di materiali più grossolani, tailings sabbiosi,

che andranno a formare l'arginatura per mantenere le adeguate condizioni di drenaggio del sito, mentre la frazione più fine, tailings limosi, andrà a depositarsi nella zona di decantazione assieme ai fluidi di processo (Kossoff *et al.*, 2014).

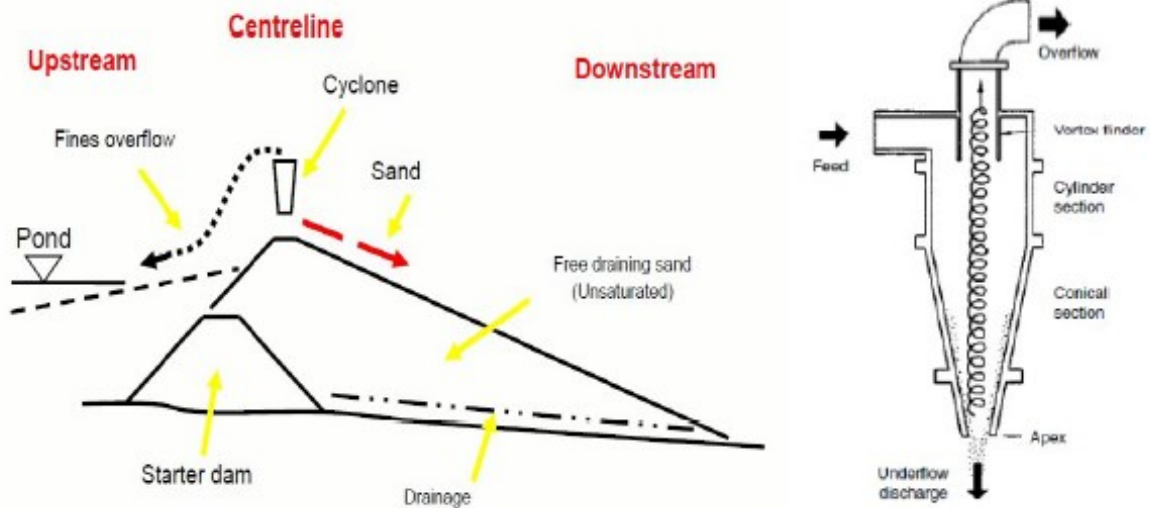


Figura 1.1: Rappresentazione schematica del principio di funzionamento del ciclone idraulico (a destra) e una sezione di dettaglio dell'attrezzatura (a sinistra) (Bella, 2017).

I bacini di decantazione durante il loro utilizzo sono soggetti a diversi fenomeni atmosferici che vi si possono verificare, tra i vari si possono trovare fenomeni come il run-off superficiale, l'evapotraspirazione, fenomeni di consolidazione, infiltrazione e di risalita capillare (Figura 1.2) (Bella, 2017).

Quando i tailings vengono depositati all'interno dei bacini sotto forma di fanghi, l'acqua contenuta al loro interno può seguire diversi percorsi preferenziali: il primo percorso si identifica come ruscellamento superficiale, ovvero la frazione acquosa tende a scorrere dalla zona di scarico fino alla zona di decantazione e, in base alla granulometria e al peso specifico, le particelle tenderanno a depositarsi a diverse distanze dal punto d'origine. Il secondo processo invece chiama in causa il fenomeno della consolidazione. In questo caso infatti durante i processi di consolidazione dei tailings depositati, la frazione d'acqua, contestualmente al materiale, tenderà ad addentrarsi in profondità fino a raggiungere gli strati già consolidati generando quindi fenomeni di infiltrazione (Bella, 2017).

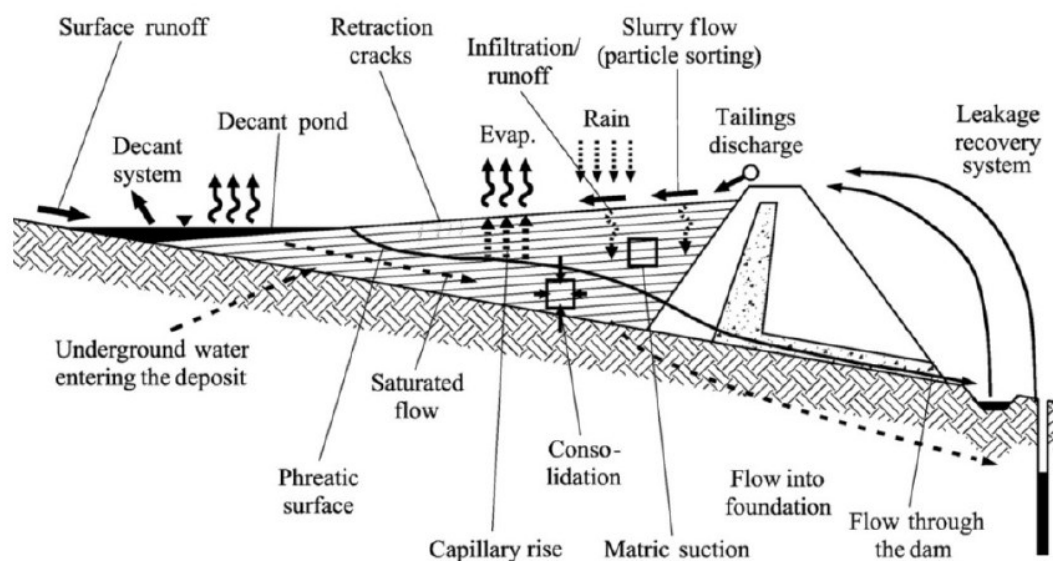


Figura 1.2: Rappresentazione dell'interazione tra il sistema dei bacini di decantazione con l'atmosfera e il suolo circostante (Bella, 2017)

Durante le fasi di progettazione di un nuovo bacino di decantazione, la minimizzazione dell'area da occupare, il mantenimento di una zona drenante interna per controllare i fenomeni di sifonamento, la progettazione preventiva di canali di drenaggio e l'accurato studio delle condizioni del sottosuolo (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Esistono sostanzialmente due tipologie di strutture di ritenzione dei fluidi, le dighe di ritenzione, utilizzate comunemente per la produzione di energia idroelettrica o per l'innervamento artificiale, e le dighe ad argini rialzati, utilizzate invece per lo stoccaggio degli sterili da miniera. La differenza tra le due strutture si basa di fatto sui metodi di costruzione, mentre per la prima tipologia la progettazione e la costruzione viene condotta per tutta l'interezza della struttura, per la seconda tipologia le fasi costruttive sono dilazionate nel tempo e gli argini vengono rialzati a seconda della necessità di stoccaggio.

Le strutture per lo stoccaggio dei tailings sono composte da un nucleo centrale a bassa permeabilità per evitare fenomeni di filtrazione, una zona di filtro e un drenaggio interno che mantiene la superficie freatica bassa contribuendo ad abbassare la pressione dei pori e quindi riducendo il rischio di liquefazione (Bella, 2017).

Per la costruzione della struttura si utilizzano in genere quattro diverse metodologie che differiscono a seconda della modalità di innalzamento dell'arginatura in corso d'opera. I bacini di decantazioni infatti sono generalmente costruiti man mano che le operazioni di estrazione procedono e aumenta la quantità di sterili da stoccare.

È importante tuttavia prestare attenzione alle modalità impiegate per l'innalzamento della diga in quanto la presenza di strati sottili delimitati sopra e sotto da strati più consistenti e consolidati, potrebbe creare delle zone critiche localizzate e portare a fenomeni di sifonamento con conseguente collasso strutturale (Kossoff *et al.*, 2014).

Le quattro metodologie per innalzare l'arginatura si diversificano a seconda del posizionamento della nuova sopraelevazione rispetto a quella sottostante. La scelta di una delle metodologie può dipendere da diversi fattori sia economici che ambientali, come per esempio la disponibilità di materiale, la disponibilità economica, il clima, la topografia del territorio, la geologia o anche dalla tipologia di sterili presenti nel bacino (Kossoff *et al.*, 2014).

1.3.1. Sopraelevazione a monte

La tecnica di costruzione per sopraelevazione a monte è la più diffusa e utilizzata a livello mondiale. Essa risulta la più economica in quanto richiede l'utilizzo di poco materiale per l'innalzamento. Il materiale proveniente dalla cava, infatti, viene depositato all'interno dell'argine precedente, poggiando direttamente sui depositi di *tailings*, limitando così le quantità necessarie per le fondazioni (Mainali, 2006).

Viene spesso utilizzata in contesti secchi e zone aride dove il rischio di piene improvvise è molto ridotto ed è applicabile in zone a basso rischio sismico (Bella, 2017).

Come si vede dalla rappresentazione sotto riportata in Figura 1.3, la fase iniziale della costruzione comincia con la formazione di una diga di partenza, generalmente composta in parte da sterili disponibili in sito. Il progressivo depositarsi di *tailings* in uscita dall'idro-ciclone, dalla cresta dell'arginatura fino al fondo del bacino porta alla creazione di una zona denominata "*tailings beach*". Una volta che il volume del bacino raggiunge la capienza massima, è necessario procedere ad innalzare l'arginatura attraverso appunto il metodo a monte, che quindi poggerà sui depositi della "*tailings beach*" consolidati (Kossoff *et al.*, 2014).

Da qui in avanti allo stesso modo l'arginatura può crescere in altezza fino al massimo innalzamento previsto in sede di progetto.

La *tailings beach* che funge da fondazione per il nuovo argine sopraelevato ha anche la funzione di drenaggio grazie alla presenza di granulometria medio-grossa che permette di mantenere bassa la superficie freatica, mantenendo così adeguati livelli di sicurezza (Kossoff *et al.*, 2014).

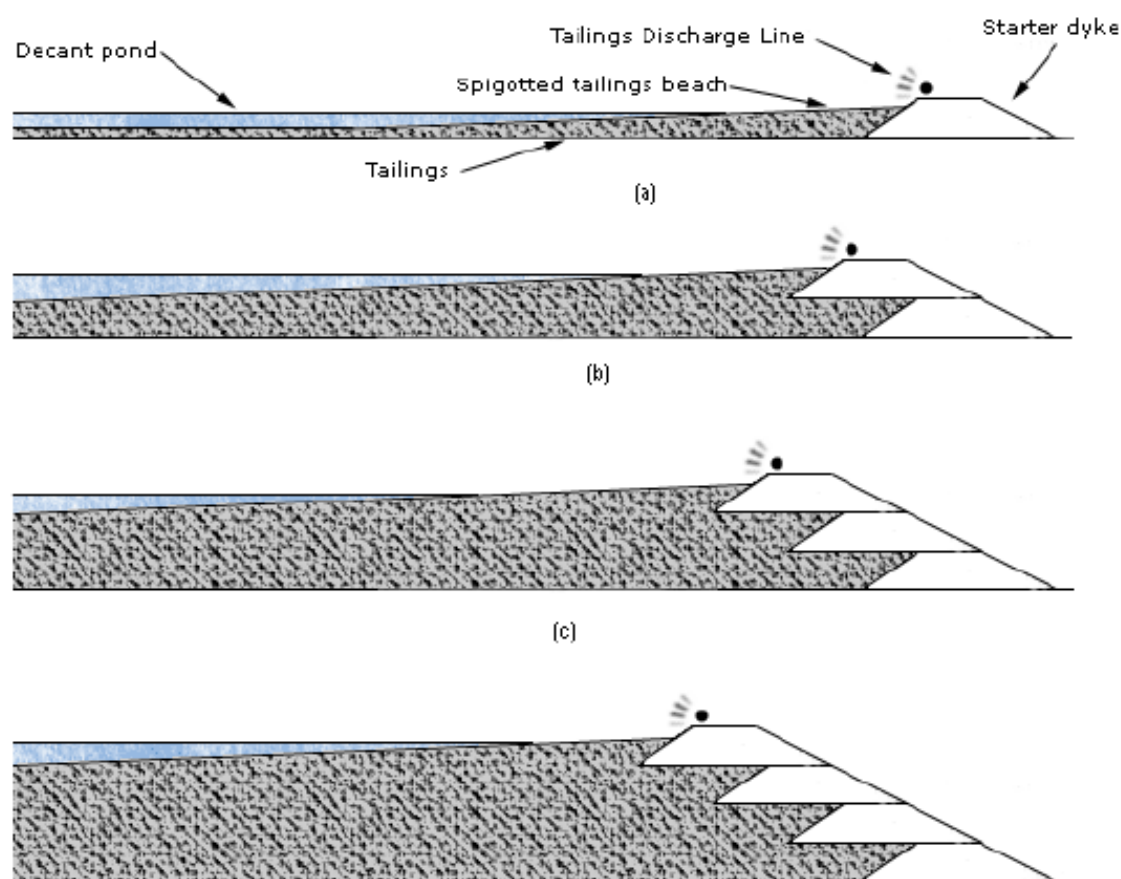


Figura 1.3: Schematizzazione del metodo di sopraelevazione a monte, dove (a), (b) e (c) costituiscono le varie fasi di innalzamento dell'argine (Bella, 2017)

1.3.2. Sopraelevazione a valle

Questa tecnica di costruzione è molto simile a quella che in genere si utilizza per la costruzione delle normali dighe di ritenzione (Kossoff *et al.*, 2014).

Anche in questo caso viene costruita dapprima una diga iniziale composta principalmente di materiali compattati con elevata percentuale di argilla e limo per limitare al massimo fenomeni di sifonamento (Mainali, 2006).

Nelle dighe con sopraelevazione a valle (Figura 1.4), una volta che il bacino di decantazione raggiunge la capienza massima, si procede all'innalzamento dell'arginatura andando a depositare nuovo materiale a valle della diga esistente (Mainali, 2006).

A differenza delle dighe con sopraelevazione a monte, per la formazione di questo tipo di strutture è necessario impiegare una maggior quantità di materiale con un innalzamento anche di conseguenza dei costi di costruzione. A vantaggio però di questo genere di struttura è che il grado di stabilità della diga risulta maggiore per via della capacità di incorporare al suo interno

la superficie freatica in modo tale che la stabilità strutturale dipenda solamente dall'arginatura e non dai depositi di *tailings* sottostanti. Le performance di queste tipologie di dighe sono quindi indipendenti dalle proprietà geo-meccaniche dei *tailings* (Bella, 2017).

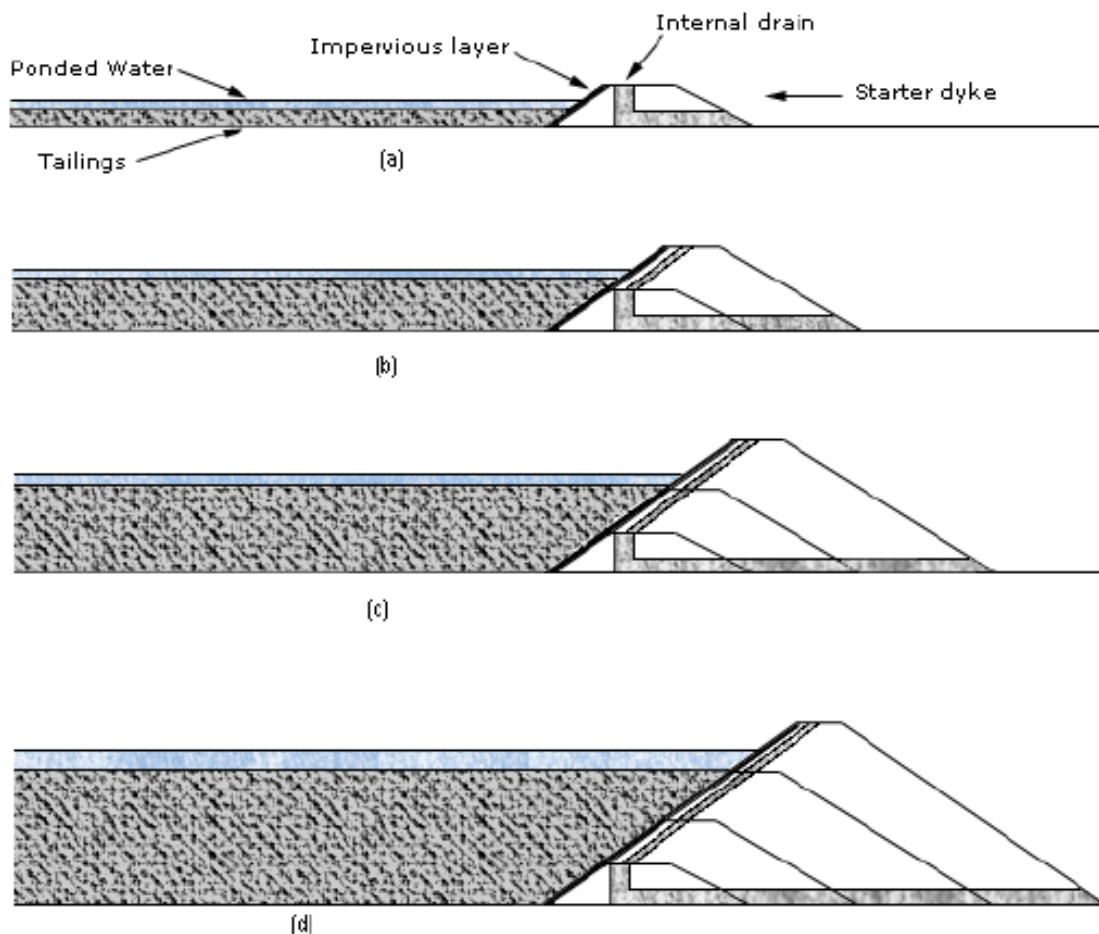


Figura 1.4: Schematizzazione del metodo di sopraelevazione a valle (Bella, 2017)

1.3.3. Sopraelevazione in mezzeria

Per quanto riguarda questa ultima tecnica di costruzione, è possibile definirla come un mix tra le tecniche di sopraelevazione a monte e a valle, in quanto riesce ad integrare i vantaggi di entrambi i metodi di costruzione (Mainali, 2006).

Anche in questo caso, Figura 1.5, viene costruita una diga iniziale per contenere i primi *tailings* che vengono prodotti, andando a depositarsi all'interno del bacino fino a raggiungere la capienza massima (Kossoff *et al.*, 2014).

Una volta che il bacino di stoccaggio risulta pieno, si procede all'innalzamento dell'arginatura andando a depositare materiale in parte sulla precedente cresta arginale e in parte sul versante esterno della diga, come rappresentato in Figura 1.5 (Kossoff *et al.*, 2014).

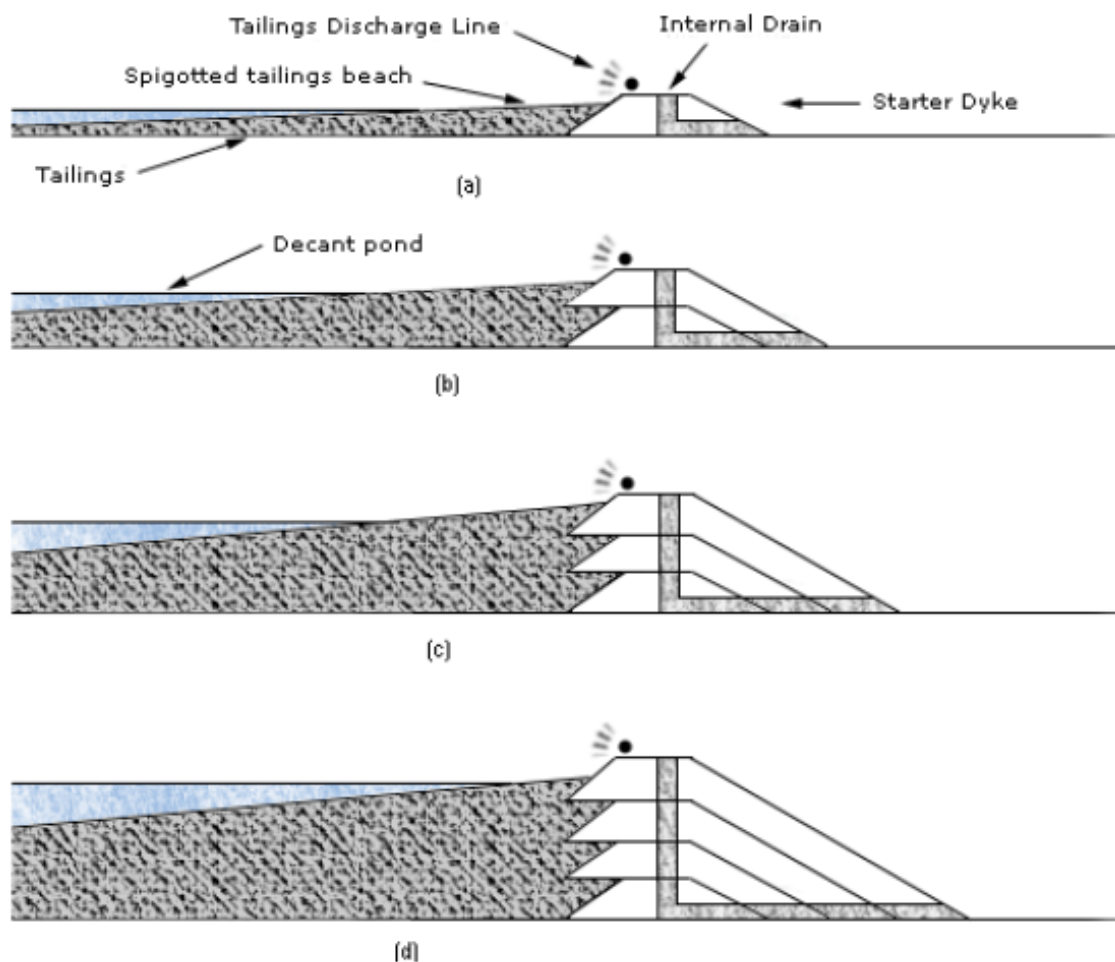


Figura 1.5: Schematizzazione del metodo di sopraelevazione centrale (Bella, 2017)

1.3.4. Valley e Cross Impoundments

Quest'ultima tecnica di struttura è una combinazione delle varie tecniche precedenti e viene impiegata soprattutto in zone montane o in zone collinari, dove l'utilizzo di depressioni naturali può facilitare la costruzione di un bacino di decantazione per lo stoccaggio dei tailings (Bella, 2017).

Attraverso questa tecnica è possibile ridurre la quantità di materiale da impiegare, riducendo i costi di costruzione e le dimensioni della struttura.

Le strutture di questo tipo possono essere di due tipi: “*Valley impoundments*” e “*Cross impoundments*”.

Per quanto riguarda le *Valley impoundments*, Figura 1.6 (a), si sta facendo riferimento a delle strutture composte su più livelli che permettono di stoccare i tailings sfruttando la morfologia del territorio. In questi casi infatti può risultare sufficiente la costruzione di una diga che funge da sbarramento della valle per creare un bacino di decantazione (Bella, 2017).

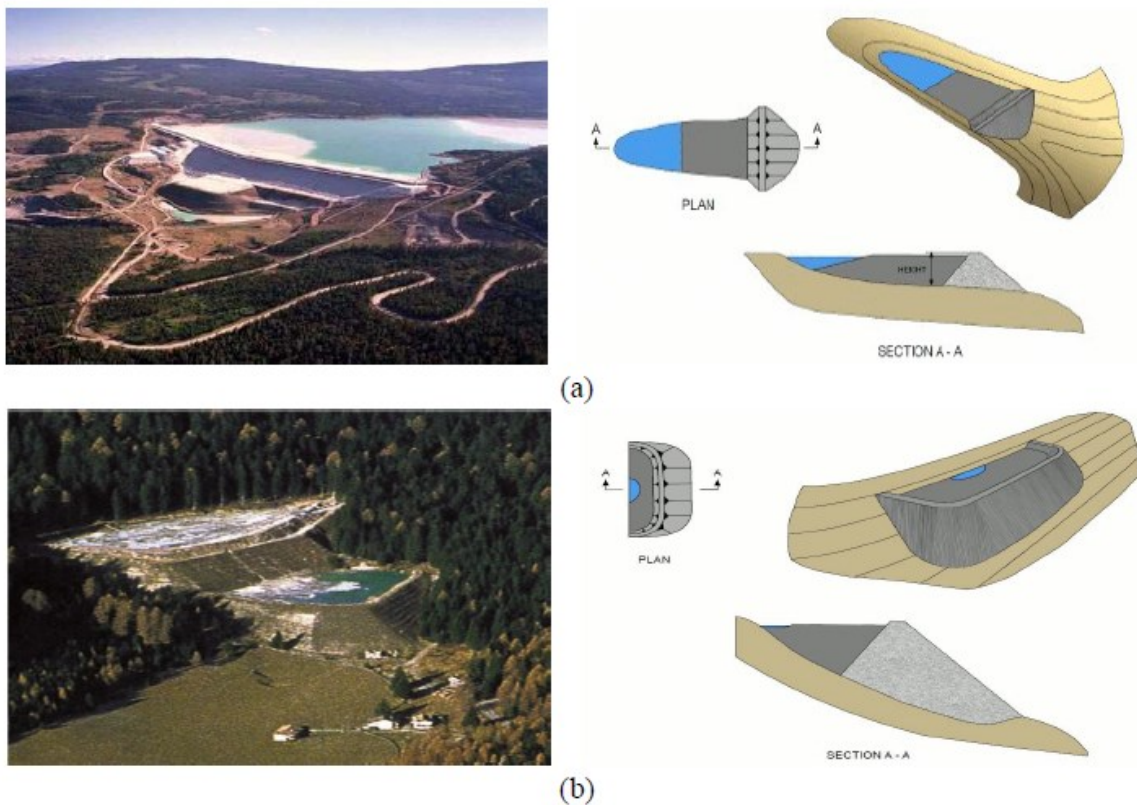


Figura 1.6: Rappresentazione delle tailings dam di sbarramento di valle (a) e di bacini su pendii (b) (Bella, 2017)

Per quanto riguarda invece le *Cross impoundments*, Figura 1.6 (b), si sta parlando di strutture molto simili ai bacini artificiali per la ritenzione dell’acqua. Tali strutture sono costituite da una diga in terra connessa al pendio della valle attraverso la formazione di un’arginatura per lo stoccaggio di tailings. Questo genere di struttura tuttavia richiede un attento monitoraggio dei flussi d’acqua non solo all’interno della diga ma anche al di sotto e verso il versante della valle (Bella, 2017).

1.4. Cause dei collassi delle Tailings dam

In precedenza è stato descritto come le dighe di sterili siano molto importanti per le attività minerarie grazie alla loro capacità di stoccaggio. Tuttavia queste strutture sono soggette a collassi che possono portare a enormi danni sia a livello ambientale, sia a livello socio-economico.

Ciò che porta queste opere ad essere maggiormente soggette a collasso rispetto ad altre tipologie di strutture di ritenzione è dovuto al fatto che nella quasi totalità dei casi vengono costruite con materiale di scarto recuperato in sito spesso di scarsa qualità. Inoltre, la mancanza di una regolamentazione accurata riguardo la progettazione e la successiva gestione, fa sì che non vi sia un'uniformità internazionale sulle modalità di costruzione, così come il continuo susseguirsi di innalzamenti e la mancanza di un meticoloso piano di monitoraggio generalizzato (Kossoff *et al.*, 2014).

A livello internazionale non vi è un database completo per poter avere una visione generale della situazione, questo perché la maggior parte dei piccoli incidenti non viene quasi mai resa pubblica, con lo scopo di non rovinare la pubblicità del sito e non incombere su ramificazioni legali che vi si potrebbero sviluppare a cascata (Kossoff *et al.*, 2014).

È stato studiato che in un anno medio si possono verificare dai due ai cinque incidenti rilevanti, a dimostrazione del fatto che la pericolosità di queste strutture è di estrema rilevanza e che risulta necessario implementare sistemi di monitoraggio specifici per ogni sito per ridurre al minimo questo genere di incidenti (Kossoff *et al.*, 2014).

I bacini di decantazione possono trovarsi in tre situazioni differenti, possono essere attivi, quindi quei casi in cui il sito minerario è in funzione e il bacino viene costantemente utilizzato per il deposito, inattivi ma sottoposti a monitoraggi, ovvero quelle strutture non più utilizzate per lo stoccaggio degli sterili ma tenuti sotto controllo da attività di monitoraggio costante, oppure abbandonati, ovvero siti non più utilizzati e non sottoposti ad alcuna attività di monitoraggio (Kossoff *et al.*, 2014).

Dai dati disponibili in seguito ad uno studio europeo, le strutture maggiormente soggette a collasso sono i bacini attivi, circa l'83%, per essere poi seguiti dai siti abbandonati con circa il 15% e chiudendo con i bacini inattivi ma tenuti sotto monitoraggio i quali registrano un 2% dei collassi (Rico *et al.*, 2008).

Una spiegazione per questa sostanziale differenza fra i bacini attivi e inattivi ma sottoposti a monitoraggio potrebbe derivare dal fatto che i fenomeni di cementazione e ossidazione degli

sterili insaturi sono in grado di incrementare sensibilmente la resistenza alla liquefazione del terreno anche del 250% in 30 anni. Inoltre, i processi di cementazione possono avere dei benefici anche per quanto riguarda l'immagazzinamento di sostanze pericolose o metalli pesanti che potrebbero in altri casi andare ad inquinare l'ambiente circostante per dilavamento, mentre invece vengono intrappolati dal terreno (Rico *et al.*, 2008).

Le cause di collasso sono diverse e sono legate sia alla tipologia di costruzione, se sopraelevazione a monte, a valle o in mezzzeria, sia allo stato di conservazione, quindi se attivi, inattivi ma monitorati o abbandonati, ma soprattutto sono legate alle condizioni ambientali presenti in sito (Rico *et al.*, 2008).

In Tabella 1.4 viene riportata una panoramica dei principali incidenti occorsi con riferimento delle dimensioni del sito, le cause scatenanti e alcune delle conseguenze sociali registrate.

Tabella 1.4: Esempi di alcuni principali collassi di bacini di decantazione dei tailings (Rico *et al.*, 2008)

Mine (location and year) and material	Principal mined ore/process material released	Volume of tailings released (m ³)	Active (A)/ Inactive (I)	Cause	Dam raising method	Immediate fatalities
San Ildefonso, Potosi ('Bolivia', 1626) ^j	Sulfide/Ag Hg	Unknown	A	Unknown	Unknown	~4000
El Cobre Old Dam (Chile, 1965) ^e	Cu	1,900,000	A	Breach following earthquake	Upstream	>300
Church Rock (New Mexico, 1979) ^k	U	400,000	A	Unknown	Unknown	Unknown
Cerro Negro No. 4 (Chile, 1985) ^l	Cu	2,000,000	A	Breach following earthquake	Upstream	Unknown
Jinduicheng (Shaanxi province, China, 1988) ^f	Mo	700,000	A	Overtopping/poor maintenance	Upstream	~20
Harmony, Merriespruit (South Africa, 1994) ^g	Au	600,000	I	Breach following heavy rain/poor maintenance	Upstream	17
Stava (North Italy, 1995) ⁱ	Fluorite	190,000	A	Poor maintenance	Upstream	~250
Porco (Bolivia, 1996) ^h	Sulfide	400,000	A	Breach following heavy rain	Upstream	Possibly 3 children ^m
Aznalcóllar (Spain, 1998) ^d	Sulfide	1,300,000	A	Foundation failure/poor maintenance	Mixed	0
Baia Mare and Baia Borsa (Romania, 2000)	Ag, Au/cyanide	Two incidents of 100,000	A	Breach following heavy rain and snow melt	Upstream	0
Kingston plant (Tennessee, USA, 2008) ^a	Coal fly ash/ ²²⁶ Ra + ²²⁸ Ra/As/Hg	4,100,000	A	Retention wall failure	Upstream	0
Ajkai Timfoldgyar Zrt alumina plant (Hungary, 2010) ^c	Al/alkali	6,000,000–7,000,000	A	Unknown	Unknown	10

Uno studio condotto dalla Commissione Internazionale delle Grandi Dighe (ICOLD) sintetizza a livello mondiale alcune analisi che hanno portato alla definizione delle principali cause di collasso dei bacini di decantazione. Trattasi di uno studio statistico sulle caratteristiche dei collassi registrati nel mondo per poter avere una rappresentazione della situazione mondiale su queste genere di strutture (Rico *et al.*, 2008).

In questo studio sono stati analizzati 147 casi di collasso di cui 26 in Europa. Per ogni caso sono state analizzate le seguenti caratteristiche: localizzazione, caratteristiche della diga, caratteristiche del collasso, caratteristiche dei fanghi, impatto sociale e conseguenze ambientali.

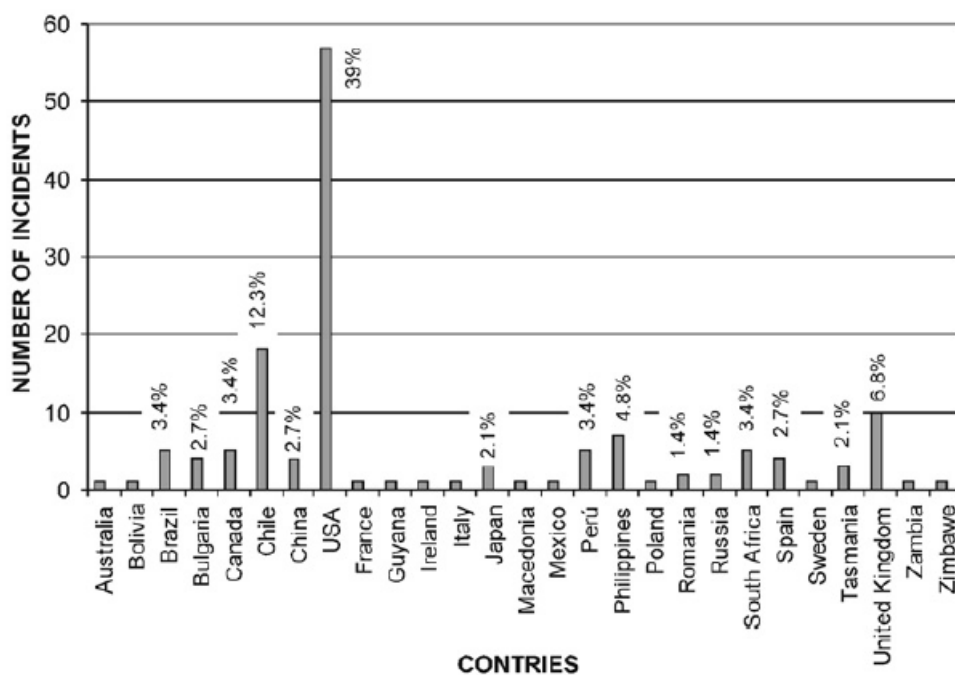


Figura 1.7: Distribuzione dei collapsi di tailings dam per paese (Rico et al., 2008)

In Figura 1.7 è possibile osservare la distribuzione a livello mondiale degli incidenti registrati per le tailings dam. Si può notare come la maggior parte dei collapsi si sia verificata solo in alcuni paesi come per esempio USA, Europa e Chile (Rico *et al.*, 2008).

Una possibile spiegazione di questa differenza può essere dovuta alla qualità e alla meticolosità nella registrazione degli incidenti. Come accennato in precedenza infatti, non sempre vengono registrati tutti i collapsi che si verificano, andando quindi ad influire sull'analisi e sulla qualità dei risultati (Rico *et al.*, 2008).

Un'altra rappresentazione presente in questo database correla il numero di incidenti registrati con l'altezza del bacino di raccolta. Dal grafico riportato in Figura 1.8 si può notare come la maggior parte delle registrazioni è legata ad altezze modeste, sinonimo di arginature giovani o poco consolidate. Qui la distribuzione è simile sia per quanto riguarda l'Europa, sia per quanto riguarda il resto del mondo. Si può notare chiaramente come in Europa tutti i collapsi registrati si siano verificati per altezze inferiori ai 45 metri (Rico *et al.*, 2008).

Le principali cause di collasso di queste dighe sono generalmente riconducibili a eventi meteorologici estremi. Dallo studio condotto da ICOLD, si può notare come un'elevata percentuale di collapsi registrati sia dovuta infatti a piogge intense estreme spesso correlate però a fenomeni di liquefazione sismica, cedimenti strutturali o fenomeni di sifonamento (Rico *et al.*, 2008).

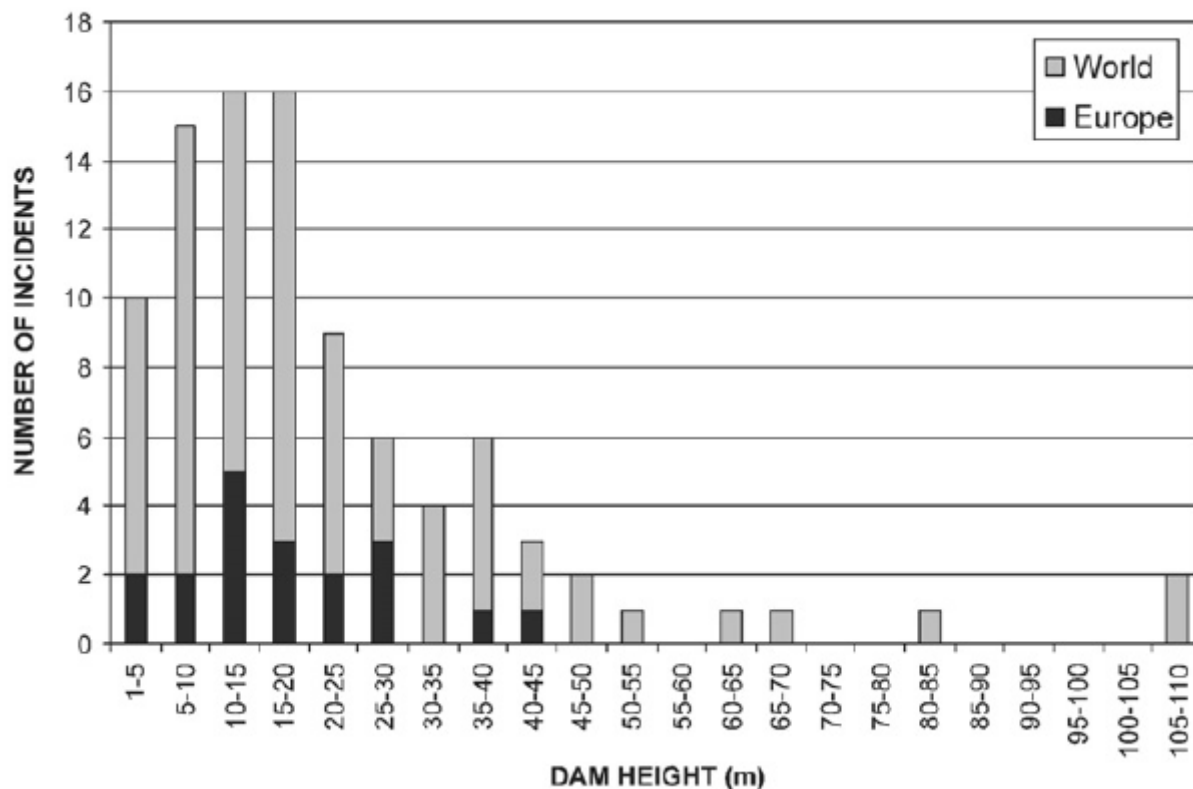


Figura 1.8: Distribuzione dei collassi di tailings dam in relazione all'altezza degli argini della struttura (Rico et al., 2008)

Come riportato in Figura 1.9, se si osserva la panoramica mondiale si può evidenziare che la causa principale è proprio legata alle condizioni atmosferiche, seguita dai fenomeni di liquefazione sismica e da cause sconosciute. A livello europeo invece, oltre agli eventi meteorologici estremi che anche qui giocano un ruolo da protagonista, si possono notare percentuali importanti di collassi per cedimenti delle fondazioni, fenomeni di straripazione e deficit nelle operazioni di monitoraggio (Rico *et al.*, 2008).

Il collasso per cedimento delle fondazioni è un aspetto molto importante da considerare per queste strutture. Un parametro fondamentale da monitorare in questi casi è la permeabilità dell'intera struttura. Una bassa permeabilità delle fondazioni comporta un incremento della pressione dei pori con conseguente aumento della vulnerabilità nei confronti di sollecitazioni di taglio (Rico *et al.*, 2008).

Di contro però un'elevata permeabilità può portare a fenomeni di sifonamento e conseguente collasso strutturale.

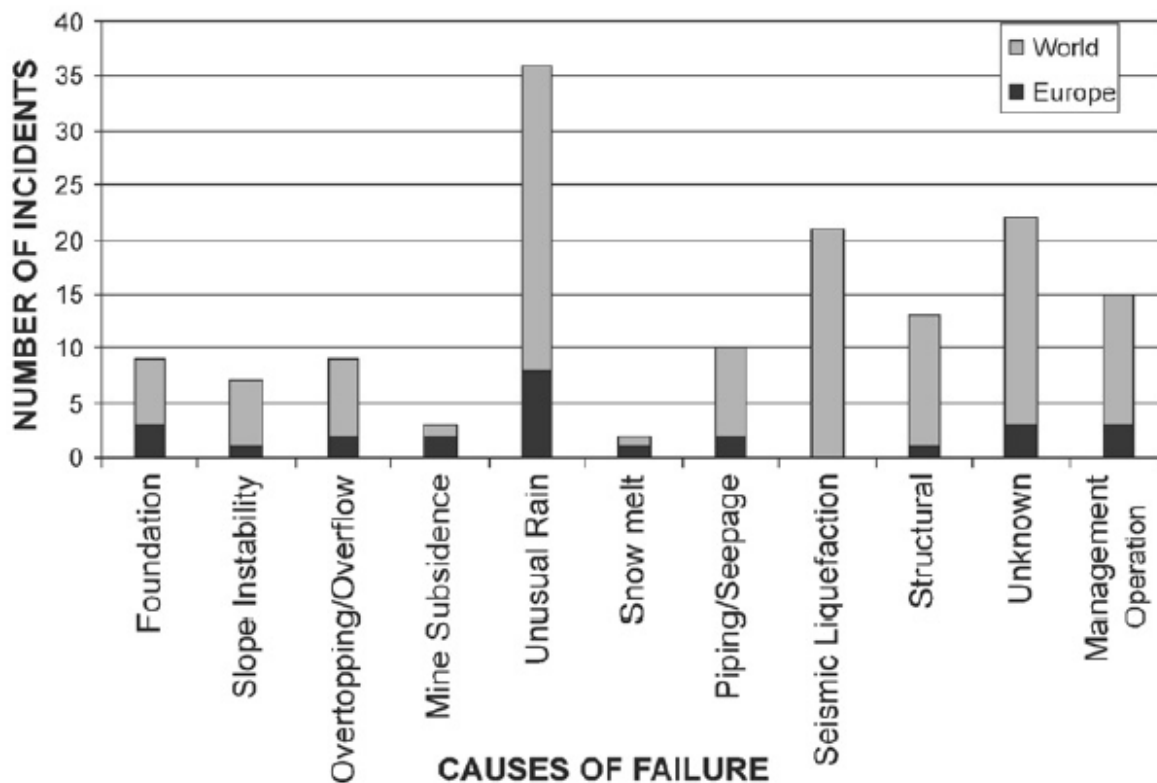


Figura 1.9: Distribuzione dei collapsi di tailings dam in relazione alle cause di innesco (Rico et al., 2008)

Inoltre anche la tecnica costruttiva della diga ha un'incidenza sulla stabilità, infatti le dighe costruite con il metodo di sovralzato a monte, si registra che siano più suscettibili a collasso rispetto alle altre tipologie, si sta parlando di circa l'76% dei casi. Qui purtroppo, come si vede dal grafico di Figura 1.10, la mancanza di dati esaustivi sulle tipologie di costruzione di alcune dighe è molto significativa (Rico *et al.*, 2008).

Come accennato nei paragrafi precedenti inoltre, la sovrapposizione di materiale per innalzare l'arginatura può portare alla presenza di strati più fini e poco compattati fra strati più spessi e meglio compattati, portando alla formazione così dei canali preferenziali per fenomeni di sifonamento o comunque strati in cui la resistenza al taglio è inferiore rispetto alla resistenza dell'intera struttura.

Come è stato analizzato, da questo studio sono emerse diverse cause di cedimento per le dighe di ritenzione, a dimostrazione che la stabilità di queste strutture dipende da molti fattori a seconda anche delle condizioni ambientali in cui si trova il sito.

Uno degli aspetti più importanti che si può ricavare però è che le attività di monitoraggio sono essenziali per il buon mantenimento delle strutture. Nella maggior parte dei casi infatti i collapsi

delle dighe sono in genere preceduti da segnali di allarme ad esclusione di eventi estremi come terremoti o alluvioni.

Dei buoni piani di monitoraggio risultano quindi estremamente importanti durante le fasi di attività e inattività di questo tipo di strutture

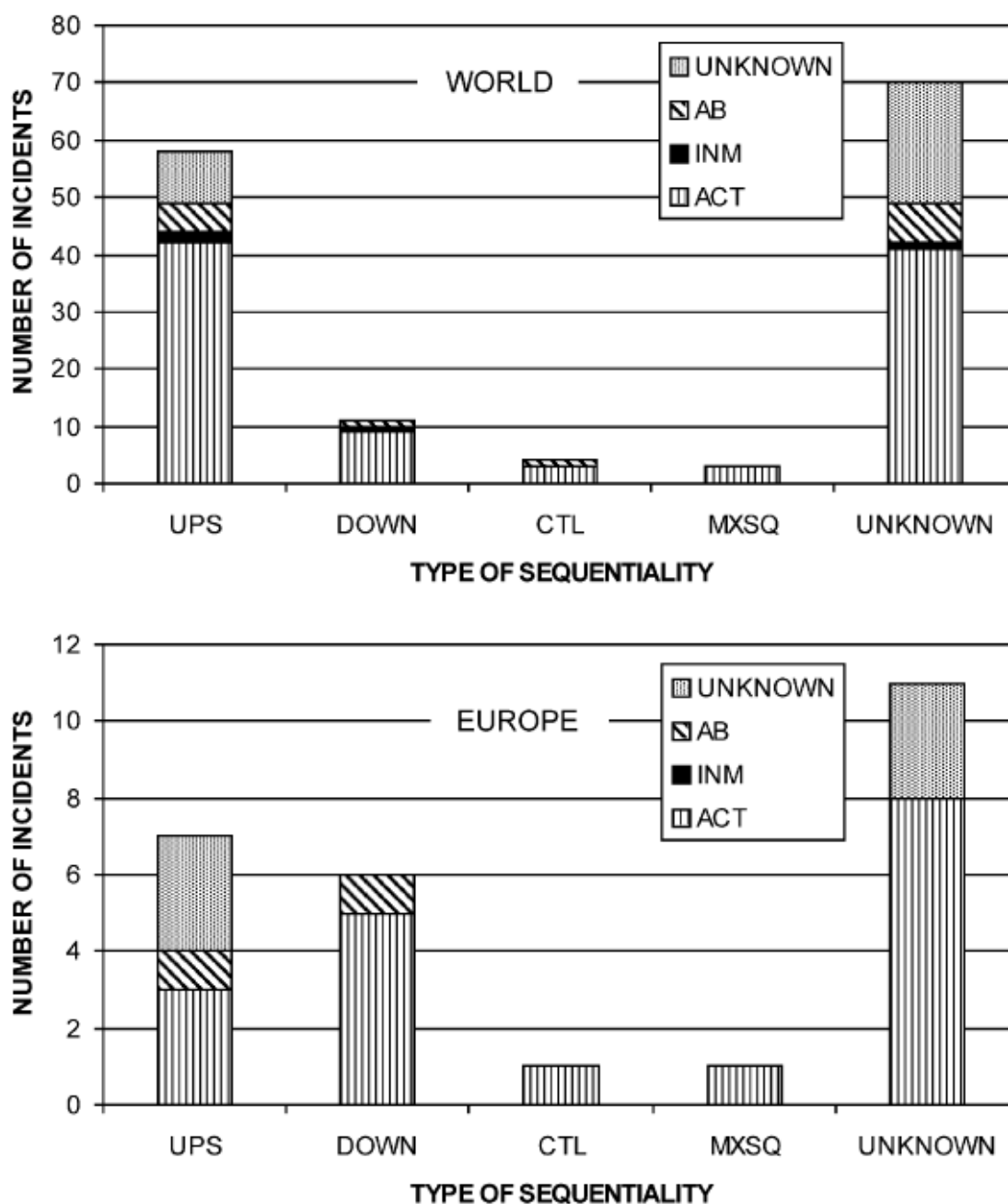


Figura 1.10: Distribuzione dei collassi di tailings dam in relazione alla tipologia di costruzione della struttura (Rico et al., 2008)

1.5. Impatti Socio-Economici e Ambientali

I collassi che si verificano in prossimità delle dighe di decantazione dei tailings, sono come citato in precedenza dovuti a diversi fattori, come eventi metereologici, caratteristiche geotecniche, mancanza di attività di monitoraggio ma soprattutto legati alle modalità di costruzione dell'impianto di stoccaggio e alle scarse proprietà geotecniche delle particelle fini di cui i tailings sono composti (Kossoff *et al.*, 2014), contribuendo alla dispersione dei contaminanti nell'ambiente. Ne sono un esempio gli incidenti di Aberfan (Galles, 1996), Stava (Italia, 1985), Aznacòllar (Spagna, 1998), e più recentemente i casi di Saurimo (Angola, 2021) e Canelas (Messico, 2020). Si registra che dal 1910 al 2020, si siano verificati un totale di 366 incidenti, anche se il dato potrebbe essere sottostimato.

A seguito dei collassi vi possono essere diversi impatti che possono essere distinti in impatti immediati, impatti a medio termine e impatti a lungo termine.

Per quanto riguarda gli impatti immediati si fa riferimento alle condizioni immediatamente successive all'evento, ovvero sia dal lato socio-economico per quanto riguarda le perdite di vite provocate per annegamento, soffocamento o crolli ma anche la quantificazione dei danni per una stima dei costi di ricostruzione, sia dal lato ambientale con la variazione delle condizioni territoriali a seguito del crollo (Kossoff *et al.*, 2014).

Nel marzo del 1965 a El Cobre in Chile, vi fu un collasso di uno dei più grandi bacini di sterili utilizzati in quella zona a servizio delle miniere di rame. Il crollo improvviso della diga fu causato dalla liquefazione dinamica del suolo a seguito di una scossa di terremoto di grado 7,5 della scala Richter. Il collasso della diga diede inizio ad una colata detritica che durò oltre 20 minuti facendo defluire verso valle circa 1,9 milioni di metri cubi di materiale per 12 km alla velocità di 20 km/h. La colata portò alla distruzione dell'abitato di El Cobre e a 200 vittime (Tosatti, 2003).

Nel 1985 a Stava (Trento), vi fu un collasso dei due bacini di decantazione costruiti per servire la miniera di Prestavel e altre miniere del nord-est Italia per lo stoccaggio dei residui sterili derivanti dalle attività di estrazione della fluorite. La diga del bacino superiore collassò riversandosi nel bacino inferiore provocandone l'ulteriore collasso. La colata di sabbia, limi e fango scese a circa 90 km/h verso valle spazzando via tutto ciò che trovò sulla sua strada fino alla confluenza con il torrente Avisio. Questo portò alla morte di 268 persone e diversi edifici distrutti o danneggiati. La colata consisteva in circa 200.000 m³ di materiale che si depositò in un'area di quasi 435.000 m² (Tosatti, 2003).

Nel 1994 nella diga di Merriespruit (Sud Africa) utilizzata per lo stoccaggio di sterili derivanti dalle attività di estrazione dell'oro, vi fu un collasso parziale con la fuoriuscita di materiale che causò la morte di 17 persone e una distruzione della zona circostante l'abitato di Merriespruit. In questo caso, oltre 2,5 milioni di tonnellate di sterili si sono riversati sulla cittadina a seguito dal collasso. Alcuni studi seguenti all'evento hanno evidenziato come questo sia stato causato dalla presenza di molta acqua all'interno del bacino a seguito anche delle abbondanti precipitazioni nei giorni precedenti all'evento che hanno generato un innalzamento della superficie freatica (Van Niekerk and Viljonen, 2005).

Gli impatti a medio e lungo termine invece si riferiscono principalmente alle condizioni di inquinamento ambientale. A seguito dei collassi di queste dighe infatti diverso materiale inquinante stoccato nei bacini si potrebbe riversare nel territorio circostante sia sotto forma di deposito sia riversandosi nei corsi d'acqua. Nel caso dei corsi d'acqua il problema si può estendere in termini di area inquinata poiché i contaminanti vengono trasportati anche per lunghe distanze. È l'esempio del collasso delle dighe di Baia Mare e Baia Borsa in Romania nel 2000. Si trattava di un impianto di trattamento di argento e oro e quindi con produzione di cianuro. A seguito del collasso della diga di ritenzione dei tailings, una grande quantità di cianuro si riversò nel fiume Tisa, uno dei principali affluenti del Danubio. Si stimarono circa 120 tonnellate di cianuro riversate che arrivarono a contaminare la flora e la fauna acquatica anche in Ungheria, Bulgaria e Serbia (Kossoff *et al.*, 2014).

Nell'aprile del 1998 a Aznalcollar sul fiume Guamar, in Spagna, a seguito di una breccia sulla diga di Aznalcollar utilizzata per lo stoccaggio di residui minerari per le lavorazioni di estrazione di argento, rame, piombo e zinco, si riversarono oltre 1.300.000 m³ per 26 km². Al momento del collasso non si sono registrate vittime, tuttavia l'inquinamento prodotto dai metalli che si sono riversati nel fiume, ha interessato l'intero bacino idrico. Nel mese seguente oltre 37 tonnellate di fauna fluviale è stata rimossa poiché morta a causa delle sostanze riversate. Con il passare del tempo i livelli degli inquinanti sono rientrati nei limiti ad eccezione delle zone attorno alla vecchia tailings beach, le quali sono rimaste con percentuale di inquinante piuttosto alta (Kossoff *et al.*, 2014).

Per quanto riguarda i danni strettamente economici, si fa riferimento soprattutto ai fermi di produzione del sito minerario a seguito del collasso del bacino. In questi casi infatti la produzione mineraria non potrebbe proseguire senza un sito di stoccaggio dove scaricare i tailings. Inoltre un altro fattore sono i costi per la riqualificazione ambientale quantificati in

termini di costi di compensazione per il ripristino delle condizioni ottimali attraverso processi di recupero e bonifica (Kossoff et al., 2014).

1.6. Attività di monitoraggio

Le dighe di sterili come è stato visto nei capitoli precedenti, sono soggette a collassi e cedimenti in conseguenza a diverse condizioni che vi si possono verificare.

Le attività di monitoraggio sono un aspetto fondamentale su cui la comunità mondiale si sta concentrando maggiormente per poter arrivare a definire uno standard generalizzato per la costruzione, il monitoraggio e la manutenzione di queste strutture (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Molto spesso infatti nei siti minerari le attività di monitoraggio non sono standardizzate ma sono strettamente legate all'andamento del mercato, infatti solo nei casi in cui il budget lo permette vengono svolte campagne di monitoraggio delle strutture (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

L'integrità di un bacino di decantazione dipende fondamentalmente da tre aspetti fondamentali, il design, le modalità di gestione e il monitoraggio.

La Tabella 1.5 riporta, a seconda delle cause di collasso, quali sono gli aspetti su cui si potrebbe intervenire in via preventiva per evitare appunto l'incidente.

Tabella 1.5: Schematizzazione delle attività per ridurre il rischio in relazione alle principali cause di collasso delle tailings dam (Hui, Charlebois and Sun, 2018)

Failure Mode	Design	Operation	Monitoring
Slope instability	✓	✓	✓
Earthquake	✓		
Overtopping		✓	✓
Seepage	✓		✓
Foundation	✓		✓
Structural	✓	✓	✓
Mine subsidence	✓	✓	✓
Unknown			?

Ci sono condizioni come per esempio l'instabilità del versante che possono essere contrastate agendo su tutti e tre gli aspetti, quindi sul design della struttura, le modalità di gestione e il monitoraggio. Altri invece come i terremoti dove si può intervenire solamente agendo sul

design strutturale in quanto non è prevedibile studiando i parametri in sito (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Nella Tabella 1.6 invece sono riportati per ogni modalità di collasso, i parametri che si vanno ad indagare attraverso la strumentazione che viene installata. Per esempio lo studio degli spostamenti dei punti di controllo tengono monitorati i possibili collassi per instabilità del versante, cedimenti delle fondazioni o cedimenti strutturali.

Tabella 1.6: Metodologie di monitoraggio in relazione alle principali cause di collasso delle tailings dam (Hui, Charlebois and Sun, 2018)

Failure mode	Monitored parameter and behaviour
Slope instability	Displacement, rotation, settlement, pore pressure change, tension cracks
Earthquake	Ground acceleration, pore pressure change, settlement
Overtopping	Freeboard change, pore pressure change, seepage flux
Seepage	Seepage quantity and quality, settlement/sloughing
Foundation	Displacement, rotation, tension cracks
Structural	Displacement, tension cracks, seepage (core failure)
Mine subsidence	Ground acceleration, settlement
Erosion	Effluent quantity and quality change, surface elevation changes

Per quanto riguarda il design, i bacini di decantazione vengono regolati con gli stessi principi delle dighe di ritenzione in terra, con la differenza però che la presenza di terreno composto da tailings crea diverse peculiarità a causa della variazione delle condizioni sature ed insature (Bella, 2017).

La gestione quindi della superficie freatica diventa fondamentale per il controllo della stabilità della diga in condizioni di rischio sismico, infatti è buona norma che tale superficie non debba emergere sul versante esterno della diga ma debba rimanere più in basso possibile, si veda la Figura 1.11 (Bella, 2017).

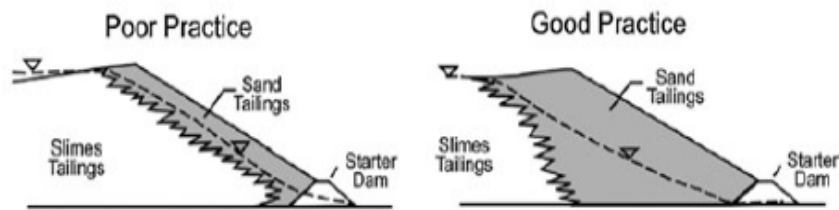


Figura 1.11: Rappresentazione della posizione sfavorevole e favorevole della superficie freatica nelle tailings dam con metodo di innalzamento a monte (Bella, 2017)

La superficie freatica può essere influenzata da diversi aspetti come le condizioni di permeabilità dell'argine, la posizione del livello del fluido all'interno del bacino, le variazioni di permeabilità del terreno, il rapporto tra la permeabilità dei tailings e quella della diga ed infine la granulometria del deposito (Bella, 2017).

Monitorare queste condizioni risulta quindi estremamente fondamentale per una corretta gestione e prevenzione delle condizioni di rischio del sito.

Le tipologie di monitoraggi si possono dividere in due macro-categorie che sono le strumentazioni geotecniche e le indagini geodetiche. Queste due categorie si differenziano sostanzialmente per la tipologia di trattamento dei dati. Entrambe presentano dei vantaggi e degli svantaggi e spesso per soccombere alle lacune di ognuno, vengono combinate così da trarre i massimi risultati durante il loro impiego (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Un punto critico delle tecniche classiche di monitoraggio è il campionamento puntuale, ovvero la rilevazione dei dati per un determinato punto e non per la totale densità della zona. Questo aspetto può risultare infatti limitante quando si vogliono conoscere in particolare alcune informazioni riguardanti per esempio l'intera struttura del bacino (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

In Tabella 1.7 vengono riportate alcune tipologie di sistemi di monitoraggio suddivise per parametri monitorati e per obiettivi finali di controllo.

Tabella 1.7: Schema comparativo delle tipologie di monitoraggio in relazione ai parametri e obiettivi del monitoraggio (Hui, Charlebois and Sun, 2018)

Monitoring technology	Monitored parameter	Monitoring scope and results
Piezometer	Hydraulic head, pore-water pressure	Interior, point, high reliability; low cost
Extensometer	1D displacement	Interior/exterior, point, high reliability; low cost, achievable accuracy: 0.05 mm–10 m
Slope-indicator/inclinometer	1D/2D displacement, slope	Interior/exterior, point, high reliability; low cost, achievable accuracy: 3 mm–10 m
Tiltmeter	2D displacement	Interior/exterior, point, high reliability; low cost
Settlement cell	1D displacement (vertical)	Interior/exterior, point, high reliability; low cost
Time-domain reflectometer ^a (TDR)	Deformation in a linear array	Interior/exterior, feature, no measurement of absolute displacements
Time-domain reflectometer ^b (TDR)	Soil moisture content, pore water salinity	Interior, point, sensitive to soil type and mineralogy; depends on strong calibration
Surveying (optical)	3D displacement	Exterior, point/feature, e.g., level profile surveys; labour intensive
Robotic/automated total stations (RTS/ATS)	3D displacement	Exterior, point/feature, high accuracy, lower labour costs, sub-centimetre accuracy for distances <1 km
Secondary surveillance RADAR (SSR)	3D displacement	Exterior, feature
Light detection and ranging (LIDAR)	3D displacement	Exterior, feature, high accuracy, point cloud data; high data processing cost
Distributed optical fibre strain sensors	1D displacement (strain), acoustics	Interior/exterior, feature, high initial cost for permanent monitoring; achievable accuracy: 10 ⁻⁵ mm/m
Distributed optical fibre temperature sensors	1D temperature	Interior/exterior, leak and seepage detection/localization
Global positioning system (GPS), Global navigation satellite system (GNSS)	3D displacement	Exterior, point/feature, real time kinematics (RTK) can be used to enhance GPS/GNSS measurements
Shape accel arrays (SAA)	3D displacement	Interior/exterior, feature, 3D deformation of a linear array
Multi-beam sonar	3D displacement	Exterior, feature
Interferometric synthetic aperture RADAR (InSAR)	3D displacement	Exterior, feature, ground-based or satellite-borne, sub-centimetre accuracy
Satellite data analysis	2D/3D displacement	Exterior, feature, measurement interval limited by satellite return time and atmospheric conditions
Aerial imaging analysis	2D/3D displacement	Exterior, feature, stereographic need for vertical displacement

^aTDR application in coaxial cables for changes in impedance.

^bTDR application for measurement of soil permittivity.

Le classiche tecniche di monitoraggio infatti si limitano ad effettuare le misurazioni di specifici punti ottenendo dei dati puntuali (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Per poter conoscere in modo continuo l'andamento dei parametri anche nelle zone interne si può ricorrere all'utilizzo della fibra ottica, anche se tale tecnologia risulta ancora in fase di sviluppo. Essa presenta le capacità di fornire dei risultati esaustivi e completi per quanto riguarda l'analisi dell'intera densità della zona. Questi sistemi a fibra ottica possono essere installati sia nelle nuove strutture contestualmente con le fasi costruttive, sia in strutture esistenti attraverso interventi localizzati di installazione (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Per quanto riguarda le indagini geodetiche, lo sviluppo negli ultimi anni di nuove tecnologie ha portato nuove opportunità riguardo i monitoraggi in sito in ambito territoriale. Il "Ground Based Synthetic Aperture Radar" (GB-SAR) per esempio propone un eccellente copertura e

misurazione della densità capace di sostituire i normali metodi di misurazione delle deformazioni (Shiquiang, 2017). Un'altra metodologia efficace e innovativa è il Laser Scanner, esso infatti riesce a fornire dati relativi alla deformazione tridimensionale con una risoluzione al centimetro, compresi i vettori di dislocazione e rotazione (Shiquiang, 2017). Tuttavia un aspetto negativo del laser scanner è legato alle condizioni ambientali, esso infatti in condizioni meteo anormali non è in grado di rilevare i dati necessari ad un'analisi dettagliata. In questi casi è possibile integrare tale tecnica con l'utilizzo del GPS (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Allo stato attuale, la maggior parte dei siti di estrazione, per quanto riguarda il monitoraggio dei bacini di decantazione, si basa prevalentemente sulle verifiche visive del sito e su letture manuali dei sistemi installati. Il problema principale delle letture manuali però riguarda la presenza degli errori umani di lettura e il fatto che le verifiche vengono svolte la maggior parte delle volte da personale poco qualificato, oltre alle condizioni meteo e del sito spesso non favorevoli. Tutto ciò non permette di avere una situazione sempre aggiornata e precisa dello stato delle dighe (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

Inoltre molto spesso queste letture non vengono svolte subito dopo eventi che potrebbero causare delle variazioni, come per esempio terremoti, in quanto può succedere che le condizioni di sicurezza del sito non siano adeguate per l'accesso degli operatori.

Infine si può aggiungere che letture puntuali dei parametri geotecnici possono non essere sufficienti per la determinazione delle reali condizioni del sito, ma solamente relative alla situazione puntuale (Hui, Charlebois and Sun, 2018).

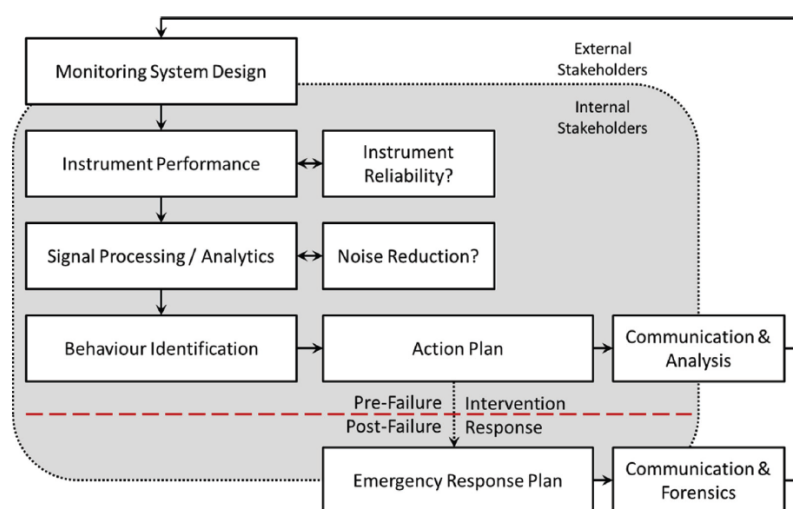


Figura 1.12: Schema ideale per il monitoraggio delle condizioni di salute e sicurezza strutturale del sito di decantazione dei tailings (Hui, Charlebois and Sun, 2018)

In conclusione per poter studiare lo stato di conservazione dei bacini di decantazione, ed in generale delle dighe, è necessario implementare una procedura per il monitoraggio del sito in tutti i suoi aspetti (Figura 1.12). L'installazione di adeguata strumentazione, compatibilmente con le condizioni ambientali, permette di avere in continuo le informazioni necessarie per il monitoraggio dei parametri. Questi ultimi inoltre dovranno essere associati a delle tolleranze che possono permettere di classificarli come accettabili oppure da considerare come situazioni di rischio.

Capitolo 2

Analisi del caso Stava 1985

In questo capitolo verrà analizzato il caso studio dei bacini di decantazione della valle di Stava a servizio del sito minerario di Prestavèl in provincia di Trento. Verrà data una panoramica generale della zona di interesse e una breve descrizione dell'evento che nel 1985 distrusse l'abitato di Stava.

Saranno trattate criticamente le possibili cause del collasso, ricavate dalle varie perizie penali che si sono susseguite negli anni per cercare di individuare le responsabilità e le negligenze.

Un focus particolare è stato posto sui sistemi di monitoraggio impiegati, sono state analizzate le condizioni prima e durante la costruzione per poter estrapolare possibili configurazioni per il monitoraggio dei parametri critici.

Attraverso la disponibilità dei dati presenti in letteratura sono state ricostruite le geometrie del sito di decantazione, proponendo nel presente elaborato una sezione tipo caratteristica necessaria per le implementazioni successive.

Il capitolo proseguirà con un'analisi della caratterizzazione meccanica esistente in letteratura della struttura per poi concludersi con un'analisi semplificata della stabilità del bacino superiore del sito di decantazione. In particolare è stata focalizzata l'attenzione solo sul bacino superiore in quanto, nel 1985, è stato il primo a collassare e a generare la catastrofe che verrà descritta in seguito.

2.1. Localizzazione e descrizione della zona

La Valle di Stava si trova in Italia, nella regione Trentino Alto Adige, precisamente nella Provincia Autonoma di Trento nel Comune di Tesero. In questa valle, poco a monte dell'abitato di Stava, in località Pozzole, era situata una miniera atta all'estrazione del minerale fluorite, sulle pendici occidentali e meridionali del monte Prestavel (Figure 2.1 e 2.2).

Nel 1961 la società che al momento gestiva il sito decise di installare un sistema di flottazione per poter ottenere una percentuale più pura di fluorite. Questa nuova tecnologia però richiedeva una grande disponibilità d'acqua per i processi di flottazione e una discarica dove depositare i

fanghi di processo. Per quest'ultimo motivo si decise di costruire un bacino di decantazione proprio a monte dell'abitato di Stava, a quota 1350 m slm, su un terreno acquitrinoso avente pendenza media all'incirca del 25 % (Figura 2.3).



Figura 2.1: Localizzazione della zona sotto studio (GoogleEarth, 2022)



Figura 2.2: Localizzazione della zona sotto studio in 3D (GoogleEarth, 2022)



Figura 2.3: Zona di Pozzole dove si vedono i due bacini di decantazione e sulla destra gli stabilimenti della miniera di Prestavèl, foto S. De Marco, ottobre 1983 (Tosatti, 2003)

Questa zona del Trentino è caratterizzata da una sequenza stratigrafica definita da:

- Porfidi del Lagorai
- Formazioni sedimentarie
- Depositi morenici
- Depositi alluvionali e fluviali

Nella stratigrafia del sottosuolo è presente in gran parte tra le venature, il minerale fluorite, oggetto dell'attività estrattiva della miniera di Prestavel (Figura 2.4).

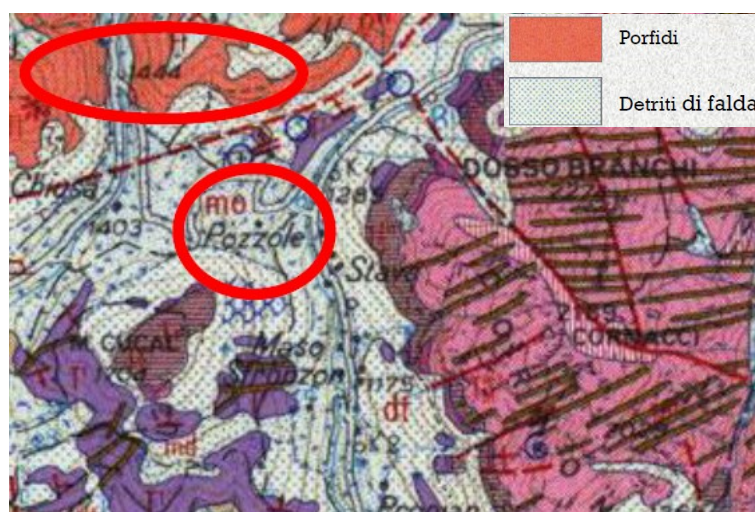


Figura 2.4: Estratto della mappa geologica della zona

Il sito è caratterizzato da un'importante presenza acquitrinosa ed è strettamente legato alle caratteristiche morfologiche del paesaggio. La zona interessata dalla costruzione dei bacini di decantazione infatti era attraversata dal Rio Porcellini, dove si può notare che a monte dei bacini inizia ad inserirsi nel sottosuolo per poi riaffiorare a valle prima di immettersi nel Rio Stava (Tosatti, 2003).

2.2. Descrizione dell'evento

Nel 1961 la società concessionaria dell'attività mineraria decise di installare un sistema di flottazione che avrebbe permesso di aumentare la produzione fino al processamento di oltre 200 tonnellate al giorno di tout-venant. Tale installazione però aveva la necessità di essere alimentata da una grande quantità d'acqua e per questo fu realizzato un collegamento con l'acquedotto di Stava. Inoltre questo sistema richiedeva di avere una zona dedicata allo stoccaggio dei fanghi di processo. A questo scopo quindi fu progettato e costruito un bacino per la decantazione, dove i fanghi e gli sterili di processo venivano dispersi attraverso gli idrocycloni posti in prossimità dei rilevati arginali (Tosatti, 2003).

Tra il 1968 e il 1970 alcune ricerche minerarie ebbero esito positivo in relazione ad un nuovo rinvenimento di fluorite con conseguente aumento della produzione di fanghi e necessità di aree di stoccaggio. Così, decisero di progettare e costruire un secondo bacino, a monte di quello già realizzato, il quale inizialmente aveva lo scopo di riciclare i fanghi per ottenere fluorite recuperandola dai fanghi depositati in precedenza. Tuttavia la nuova costruzione fu costruita sovrastante alla precedente senza alcun ancoraggio solido al terreno (Tosatti, 2003).

Fino al 1982, le società che si susseguirono alternavano momenti in cui i bacini venivano utilizzati a momenti di inattività. La necessità di avere una percentuale più pura di fluorite però costrinse le società a riprendere ad utilizzare la flottazione con conseguenti accrescimenti degli argini (Figura 2.5) (Tosatti, 2003).

Il 19 luglio del 1985 alle ore 12:22, l'argine del bacino superiore collassò riversandosi nel bacino inferiore causandone a cascata il collasso, generando una terribile colata di fango e detriti di oltre 180.000 metri cubi, portando alla distruzione gli abitati di Stava e gran parte degli edifici di Tesero, causando la morte di 268 persone (Figure 2.6 e 2.7) (Tosatti, 2003).

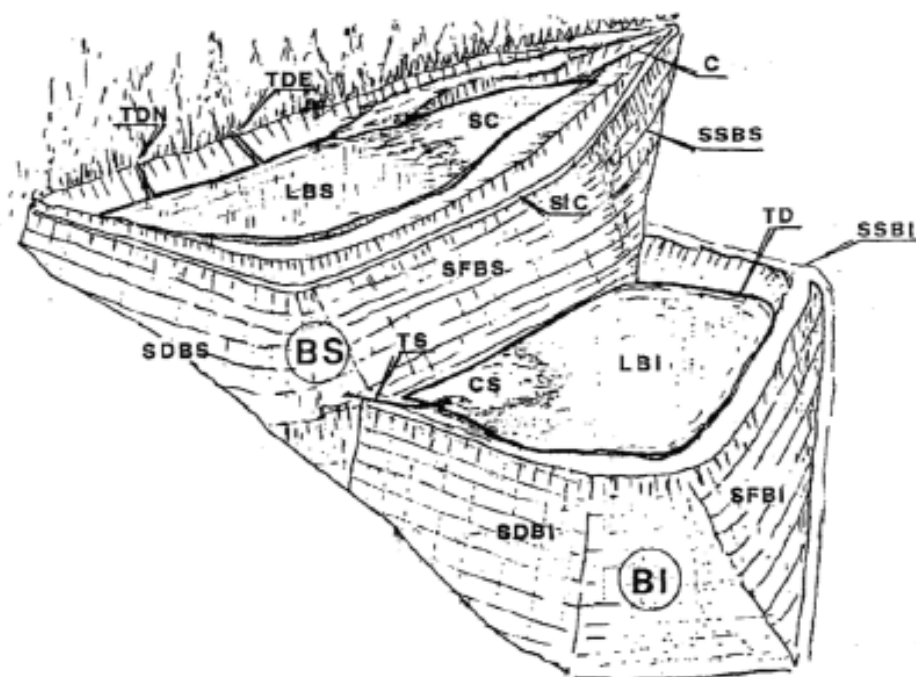


Figura 2.5: Schema esplicativo della struttura dei bacini di decantazione della val di Stava. BS=Bacino superiore, SDBS=sponda destra bacino superiore, SSBS=sponda sinistra bacino superiore, SFBS=sponda frontale bacino superiore, LBS=deposito di limo del bacino superiore, C=ubicazione zona ciclone, SC=sabbie del bacino superiore, TDN=tubazione di drenaggio normale, TDE=tubazione di drenaggio d'emergenza, STC=strada di collegamento, BI=bacino inferiore, SDBI=sponda destra bacino inferiore, SSBI=sponda sinistra bacino inferiore, SFBI=sponda frontale bacino inferiore, LBI=deposito limo del bacino inferiore, TD=tubazione di drenaggio bacino inferiore, TS=tubazione di drenaggio dei fluidi dal bacino superiore al bacino inferiore, CS=conoide di sabbia generato dall'immissione nel bacino inferiore dell'acqua del bacino superiore (Tosatti, 2003)

Nei sei mesi precedenti il collasso fatale, si erano registrati alcuni piccoli eventi che potevano essere considerati premonitori dell'evento del 19 luglio 1985. Nel gennaio del 1985 una colata detritica di piccole dimensioni interessò la zona inferiore del bacino superiore, ma le cause di questo piccolo distacco furono ricondotte agli eventi del gelo e disgelo della stagione. Nei due mesi successivi, fino a marzo, l'acqua ha potuto infiltrarsi nella zona interessata dal dissesto senza eventi mitigatori. Nel giugno 1985, si registrò una rottura di una delle tubazioni di drenaggio dell'acqua in decantazione provocando un aumento del livello dell'acqua e la formazione di un cratere proprio nella zona di rottura. Fu costruito, per mitigare l'incidente, una condotta di by-pass nella parte alta della diga inferiore in modo tale da ostruire la condotta guasta per poter essere così sostituita. Per permettere tali operazioni il livello dell'acqua fu abbassato così da intervenire attraverso lo scavo. A luglio del 1985 i bacini tornarono nuovamente operativi a pieno regime con grandi quantità di tailings da stoccare, fino al fatidico giorno del 19 luglio del 1985 (Tosatti, 2003).

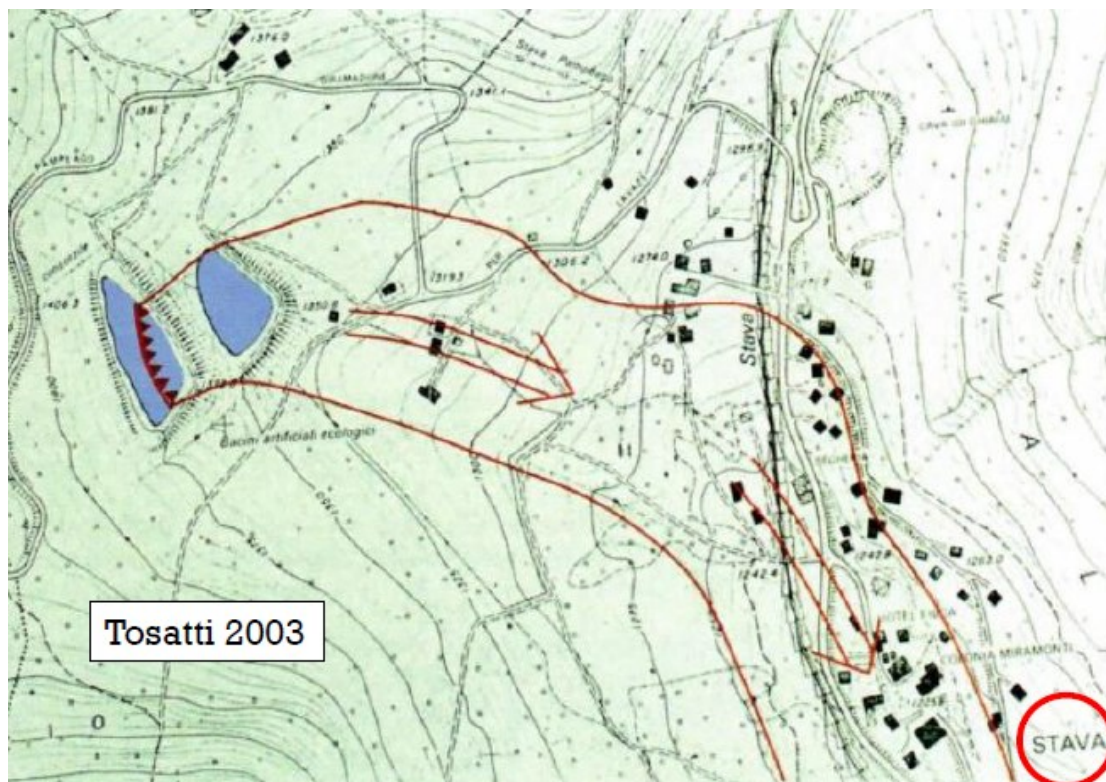


Figura 2.6: Rappresentazione dei due invasi con schematizzato il tracciato della colata (Tosatti, 2003)



Figura 2.7: Fotografia storica dei bacini dopo il crollo 1985 (Tosatti, 2003)

2.3. Analisi delle cause

L'analisi di numerosi articoli ha portato alla luce la presenza di diverse cause che, ognuna con il proprio peso, hanno contribuito al collasso delle dighe di Prestavel. Sin dagli anni immediatamente successivi il disastro si sono studiati tutti gli scenari possibili che avrebbero potuto generare tale catastrofe. Molti studiosi si sono riuniti per cercare di capire le cause, gli elementi di innesco e individuare le responsabilità soprattutto negli ambiti dei processi penali che si tennero all'epoca.

Nonostante i due bacini di decantazione siano stati costruiti in anni diversi, attraverso delle ricostruzioni storiche che ripercorrono il correre degli eventi intercorsi, è stato possibile affermare che, come riportato da G. Berti nel 1987, nessuna delle società che negli anni precedenti aveva gestito il sito aveva mai condotto delle campagne di indagini preliminari e conoscitive per poter dare un'identificazione precisa di un sito adatto alle caratteristiche della struttura che sarebbe stata poi costruita.

Sebbene non fossero state condotte delle indagini tecniche, la scelta ricadde sulla soluzione economicamente più vantaggiosa per la società, ovvero su di un'area che fosse vicina al sito di estrazione, che fosse facilmente raggiungibile e che la sua realizzazione comportasse un impegno economico limitato. Per questi motivi decisero di sfruttare un lotto di terreno già di proprietà della società anche se questo si presentava ripido, impervio, roccioso e soprattutto, aspetto più eclatante, acquitrinoso e ricco di sorgenti d'acqua e a poca distanza da un sito turistico in espansione (Tosatti, 2003).

La scelta della località Pozzole come sito di costruzione fu sicuramente la peggiore dal punto di vista tecnico, la zona infatti si presentava ricca di risorgive d'acqua provenienti da livelli permeabili presenti nella roccia, che in fase progettuale erano state scambiate invece per acque derivanti da scioglimento delle nevi a monte (Tosatti, 2003).

Inoltre, la zona individuata si presentava all'interno di una concavità nel terreno nei pressi di accentuati pendii, i quali hanno giocato un ruolo negativo dal punto di vista idrologico. Pendi così accentuati infatti erano particolarmente soggetti a generare correnti di filtrazione non solamente verticali, ma anche orizzontali, aumentando così l'apporto idrico all'interno dei bacini (Tosatti, 2003).

Negli anni in cui iniziarono i lavori nel sito di Prestavel, in Italia non vi era la presenza di un quadro normativo che regolamentasse la costruzione dei bacini di decantazione. Era però presente una discreta cultura in materia, in quanto anche nel resto del mondo si tenevano

convegni e articoli scientifici che trattavano questo genere di strutture e le relative problematiche. Inoltre, era possibile affidarsi alle normative esistenti riguardanti altre strutture, come per esempio le dighe di ritenzione in materiali sciolti, dalle quali trarre le regolamentazioni applicabili per la loro realizzazione.

Sulla base quindi di queste conoscenze (Tosatti, 2003) sarebbe stato possibile identificare una zona ideale attraverso l'utilizzo di:

- Studio topografico, per poter definire le caratteristiche altimetriche, clivometriche e morfometriche;
- Studio geomorfologico, per poter definire le caratteristiche statiche e dinamiche del territorio sia attuali che passate che avrebbero potuto eventualmente riattivarsi;
- Studio geologico – strutturale, per poter comprendere gli elementi fondamentali per l'identificazione ottimale attraverso analisi litologiche, geotecniche e tettoniche;
- Studio idrografico, per poter rappresentare con un'analisi dettagliata l'intera rete di drenaggi superficiali;
- Studio climatologico, per poter definire in termini quantitativi gli aspetti climatici del sito;
- Studio idrogeologico, per determinare la stabilità del pendio e la relativa garanzia di approvvigionamento e smaltimento delle acque dal sito.

Se fossero state effettuate tutte queste analisi, probabilmente la scelta del sito su cui costruire le dighe di decantazione sarebbe ricaduta su un'altra area.

Un altro aspetto che andava considerato in fase di progettazione era riguardo all'orientamento degli argini. Quelli costruiti a Stava infatti si presentavano a “ferro di cavallo”, ovvero con la convessità verso valle. Questo è da ritenersi comunque un fattore che non gioca a favore della stabilità della struttura anche per quanto riguarda le buone norme di costruzione delle comuni dighe per il contenimento idrico.

Durante i processi per la determinazione delle responsabilità che si tennero nei mesi successivi al disastro, ne uscì che nessuna delle precedenti società che avevano la gestione del sito, si preoccupò mai di predisporre una rete di monitoraggio affidabile, oltre al controllo visivo che veniva svolto da personale sotto qualificato, per il monitoraggio dei livelli di falda in una zona così soggetta ad una presenza idrica importante (Tosatti, 2003).

La preoccupazione principale quindi dei gestori sembrava chiara, costruire la discarica il più vicino possibile al sito di estrazione minimizzando i costi per il trasporto e l'acquisto di ulteriori

terreni. L'idea quindi si focalizzò principalmente sull'aspetto economico senza però prendere in considerazione gli aspetti di sicurezza.

Nel 1961, quando iniziarono i lavori per la costruzione del primo bacino, quello inferiore, sin da subito l'idea era quella di procedere con l'innalzamento degli argini utilizzando il metodo dell'innalzamento a monte. Inizialmente venne costruita una diga di partenza utilizzando materiale presente in sito e successivamente, a step di 5 metri, venne innalzata fino ad arrivare alla quota di 26 metri. L'utilizzo di questo metodo però presenta un solo vantaggio, ovvero l'utilizzo di poco materiale e quindi economicamente favorevole. Tuttavia da un punto di vista tecnico, d'accordo con le considerazioni di Berti nel suo articolo del 1988, tale metodo risulta il più instabile dal punto di vista strutturale, in quanto il nuovo materiale che viene depositato per innalzare l'argine poggia direttamente su tailings depositati all'interno del bacino in fase di consolidazione e quindi ancora soffici (Figura 2.8). Questa metodologia è stata utilizzata sia per il bacino inferiore che per la seconda parte del bacino superiore, andando quindi a creare delle strutture poco stabili e suscettibili a fenomeni di liquefazione.

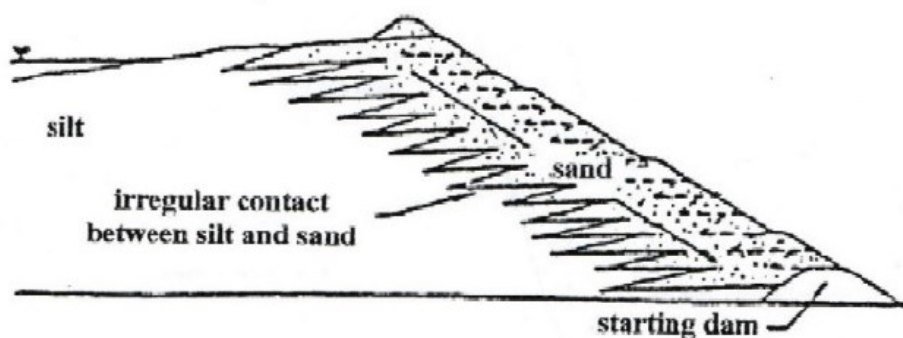


Figura 2.8: Schema del metodo di innalzamento a monte (Carrera, 2008)

Come citato in precedenza, all'epoca non esisteva una vera e propria normativa di riferimento per la costruzione di bacini di decantazione, ma era possibile tuttavia fare riferimento alle normative tecniche presenti per le dighe in materiali sciolti. Da queste normative si poteva ricavare una metodologia di progettazione che poteva essere associata anche al caso studio di Stava. Per la progettazione di rilevati in terra, infatti, la normativa identificava un passaggio fondamentale per la costruzione delle dighe, ovvero l'eliminazione preventiva della parte superficiale di terreno fino al rinvenimento di un substrato roccioso impermeabile dove ancorare il rilevato in modo tale che al di sotto di esso non si potessero formare canali preferenziali per il deflusso idrico generando futuri problemi strutturali. Tale passaggio a Stava

fu realizzato per il bacino inferiore, mentre per quanto riguarda il bacino superiore, nessun ancoraggio al substrato roccioso venne realizzato, andando a costruire quindi il rilevato direttamente sul terreno sottostante (Tosatti, 2003).

Inoltre, in accordo con le considerazioni di Campanella, l'argine del bacino superiore poggiava per una gran parte della sua estensione sui depositi di tailings del bacino inferiore non ancora consolidati. La costruzione del bacino superiore infatti inizialmente seguì il metodo dell'innalzamento al centro, questo però fino al momento in cui si resero conto che non si potevano più allargare verso valle in quanto già ampiamente poggiati sui depositi soffici. Ripresero quindi l'innalzamento con il metodo a monte.

Nel corso degli anni successivi al disastro, alcuni studi hanno rilevato che la stabilità generale della struttura era al limite e quindi suscettibile al collasso in presenza di azioni instabilizzanti. Inizialmente, alcuni tecnici incaricati dalle società che gestivano il sito eseguirono alcune verifiche di stabilità, precisamente nel 1975, determinando un fattore di sicurezza di 1,35. Tale valore potrebbe essere accettabile se non per il fatto che durante tale verifica negli studi non è mai stata considerata la presenza della falda presente nel versante. Questo fu per giunta un duplice errore, infatti oltre a non aver considerato la presenza della falda, i tecnici si sono limitati ad accettare un fattore di sicurezza di 1,3 anziché 1,5 come previsto dalla buona normativa per la stabilità delle dighe in materiale sciolto. Successivamente, a seguito del collasso, il ricalcolo di tale coefficiente, considerando la presenza della falda è risultato oscillare tra valori di 0,75 e 1,3 (Tosatti, 2003).

Come definì Gibson nel 1989, i fattori di sicurezza di una particolare struttura in un determinato momento specifico dipendono principalmente dalla distribuzione dei valori di resistenza al taglio e di conseguenza dalla distribuzione delle pressioni interstiziali. Questo quindi sottolinea come la mancanza di un sistema di monitoraggio delle pressioni interstiziali sia risultato pesantemente determinante.

Per quanto riguarda il sistema delle opere di smaltimento delle acque, che si accumulavano nei bacini durante i processi di decantazione e consolidazione, oltre a quelle provenienti dal versante durante i periodi di forte piovosità, era composto per quanto riguarda il bacino superiore da un sistema di condutture cementizie di sezione rettangolare all'esterno e all'interno circolare, aventi diametro di circa 30 cm. Tali condutture erano dotate di aperture sulla parte superiore disposte a intervalli regolari lungo la lunghezza. L'apertura manuale di questi tappi permetteva di mettere in funzione il sistema di allontanamento delle acque alle quote desiderate.

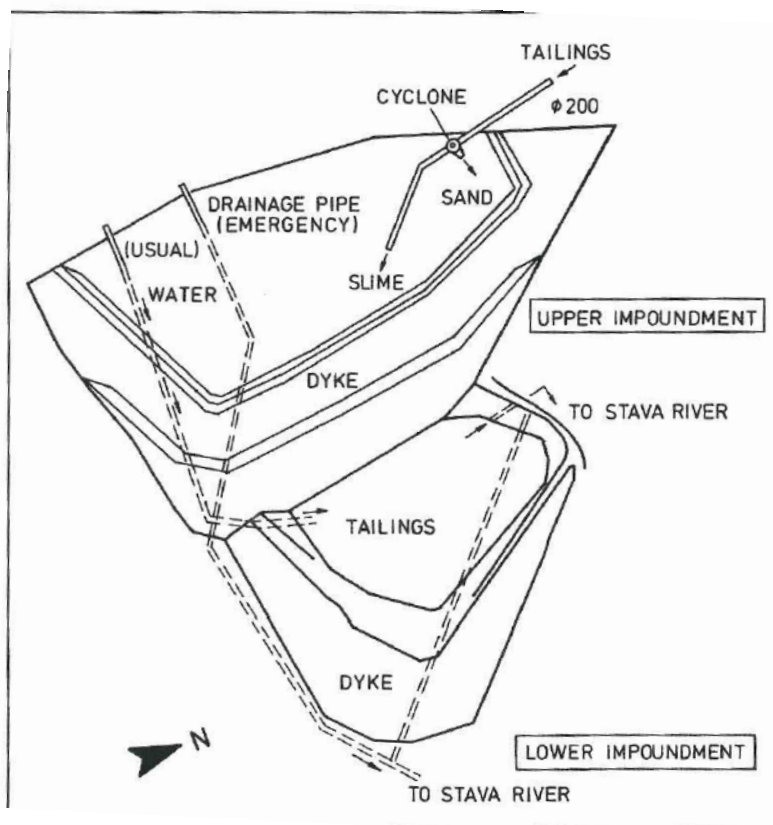


Figura 2.9: Schema concettuale delle tubazioni di drenaggio delle tailings dam di Stava (Tosatti, 2003)

Le due tubazioni che raccoglievano l'acqua dal bacino superiore sfociavano nel bacino inferiore che a sua volta, grazie ad un'ulteriore conduttura, allontanava le acque fino a sfociare nel torrente Stava (Figura 2.9) (Tosatti, 2003).

Durante alcuni sopralluoghi in sede di investigazione post-incidentale, si notò che una delle due tubazioni di allontanamento delle acque del bacino superiore aveva subito un guasto. Tale conduttura infatti non era più in materiale cementizio nella sua totalità, ma un piccolo tratto era stato sostituito con un tratto in materiale metallico e posato su di uno strato di tailings in fase di consolidazione e non più sul fondo del bacino a contatto con il terreno. Il successivo continuo deposito di tailings, unitamente alla fase di consolidazione, potrebbero aver causato il cedimento della tubazione con conseguente rottura e sfilamento, generando una perdita all'interno del bacino superiore. Di conseguenza, vista la precarietà della stabilità della struttura in condizioni statiche, con fattori di sicurezza che si aggiravano attorno all'unità, la sollecitazione generata dall'aumento delle pressioni interstiziali ha generato una variazione della distribuzione dei valori di resistenza al taglio portando l'intera struttura al collasso generando la disastrosa catastrofe della valle di Stava (Bella, 2017).

2.4. Sistemi di monitoraggio impiegati

La maggior parte delle strutture richiede un'accurata attività di monitoraggio al fine di preservare integrità e stabilità strutturale minima per mantenere determinate condizioni di sicurezza stabilite dalle normative.

Quando si fa riferimento alle strutture in terra, come possono essere gli argini o le dighe, la questione dei monitoraggi gioca un ruolo fondamentale poiché la stabilità dell'opera dipende da molteplici fattori che vanno tenuti sotto controllo in modo tale da poter definire in anticipo eventuali variazioni dei parametri.

Tuttavia, in genere si tende a portare in secondo piano il tema del monitoraggio per via dei costi che ne conseguono per l'implementazione di sistemi accurati e la formazione di adeguato personale. Per poter quindi limitare le spese di gestione, specialmente in passato, si tendeva a risparmiare proprio sullo sviluppo di questi sistemi.

Da un'analisi dei vari articoli presenti nella Raccolta Contributi Scientifici riguardanti il disastro della Val di Stava si deduce che nel sito di Prestavél non era installato alcun impianto di monitoraggio, e nessun progetto fu mai presentato per favorirne l'implementazione.

Le testimonianze descrivono come l'unica attività di monitoraggio fosse condotta attraverso l'impiego di personale non adeguatamente formato, il quale era incaricato alla presa visione dei luoghi mediante controllo visivo (Tosatti, 2003).

Tali controlli però non potevano essere in alcun modo sufficienti, in quanto a livello superficiale non si sarebbero potuti valutare i movimenti di falda e ogni altra variazione dei parametri interni alla struttura. Questa mancanza è stata ritenuta anche in fase di processo penale una grave negligenza dal punto di vista progettuale e gestionale (Tosatti, 2003).

2.5. Geometrie

I bacini di decantazione di Stava, come citato in precedenza, furono costruiti in una zona che non era per nulla adatta all'utilizzo per una discarica di residui minerari. Le caratteristiche del territorio, a scarsa qualità dei materiali e le tecnologie costruttive utilizzate non garantivano le adeguate condizioni di sicurezza.

Nonostante queste limitazioni, nel 1961 iniziarono i lavori per la costruzione del primo bacino, quello inferiore, proprio in località Pozzole, a 400 m dagli edifici di lavorazione del materiale (Tosatti, 2003).

Nel 1961 con l'inizio dei lavori di costruzione, venne costruita in riferimento al bacino inferiore, la diga iniziale, costruita utilizzando materiali sciolti recuperati in zona e sfruttando anche la morfologia del terreno. Questa diga iniziale raggiungeva un'altezza finita di 9 m (Tosatti, 2003). Una volta costruita la diga iniziale, attraverso l'utilizzo degli idro-cycloni (Figura 2.10), iniziarono ad innalzare il livello degli argini muovendo questi macchinari lungo la cresta della diga. Tali macchine infatti sono capaci di trattare i fanghi derivanti dalla flottazione e separare la frazione fine dalla frazione grossolana. Come visto in precedenza infatti, la frazione grossolana veniva utilizzata per la costruzione e l'innalzamento degli argini mentre la frazione fine veniva depositata all'interno dei bacini (Tosatti, 2003).

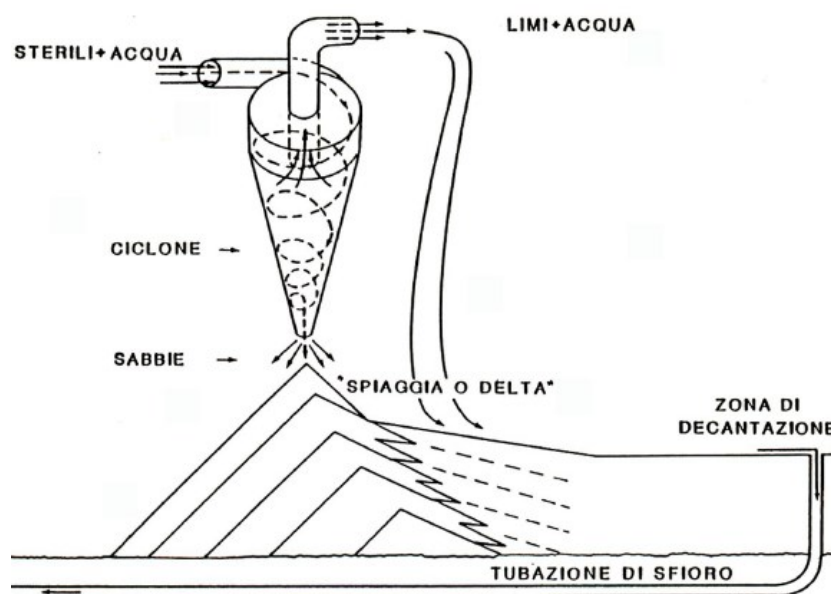


Figura 2.10: Schema di funzionamento del ciclone per lo scarico e la separazione granulometrica dei tailings (Tosatti, 2003)

Nel 1969 nacque il problema della necessità di avere un secondo bacino a monte di quello esistente che, come visto in precedenza, doveva inizialmente servire come deposito per un ulteriore passaggio delle acque di lavaggio per cercare di estrarre più materiale possibile. La diga iniziale del bacino superiore era di soli 5 metri e, attraverso il metodo dell'accrescimento centrale, la incrementarono fino ad una quota di circa 14 metri. Nel 1975 con l'aumento delle

lavorazioni di estrazione, aumentò anche l'altezza della diga raggiungendo la quota finale prima del collasso del 1985 (Tosatti, 2003).

La geometria finale dell'intera struttura prima del collasso mostrava quindi due bacini di decantazione, uno a monte e uno a valle (Figura 2.11).

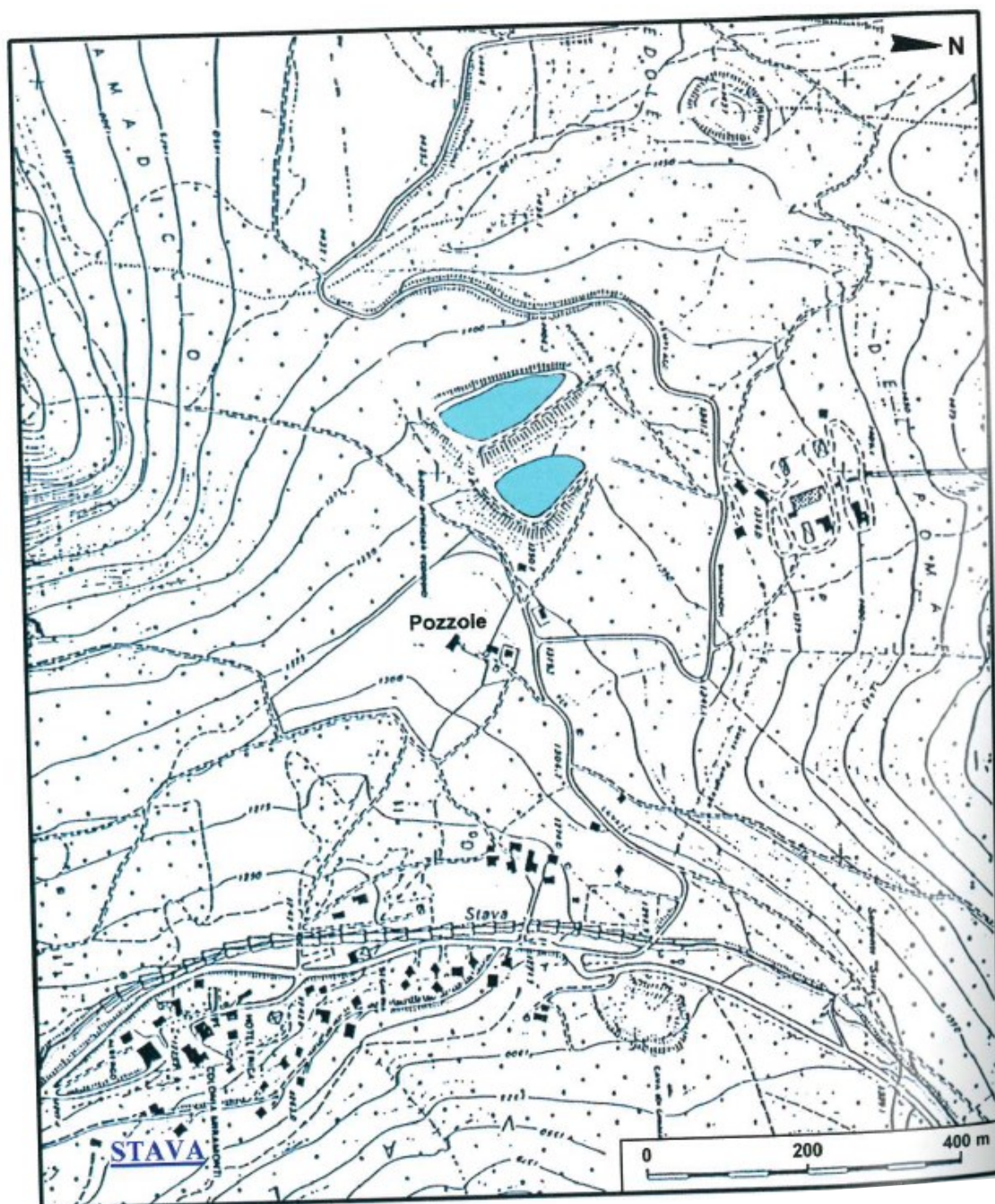


Figura 2.11: Corografia 1:5000 del 1983 con rappresentati i bacini di decantazione a monte dell'abitato di Stava (Tosatti, 2003)

Il bacino inferiore raggiungeva una quota di 1350,80 m slm con un'altezza massima dell'argine di circa 23 metri. Tali dimensioni permettevano al bacino inferiore di contenere un volume di materiale di circa 100.000 m³ con una superficie dello specchio liquido del bacino di 6.500 m² (Tosatti, 2003).

Il bacino superiore invece raggiungeva una quota finale di 1378,83 m slm e un'altezza massima di circa 28 m rispetto alla quota superiore del bacino inferiore. Esso prevedeva una superficie dello specchio liquido di 9.800 m² per una capienza di circa 150.000 m³ di materiale di risulta (Tosatti, 2003).

Di seguito si riportano le sezioni rispettivamente del bacino inferiore e superiore ricostruite mediante l'utilizzo di software CAD con le caratteristiche sopra citate ricavate dai vari articoli scientifici riportati nella bibliografia (Figure 2.12 e 2.13).

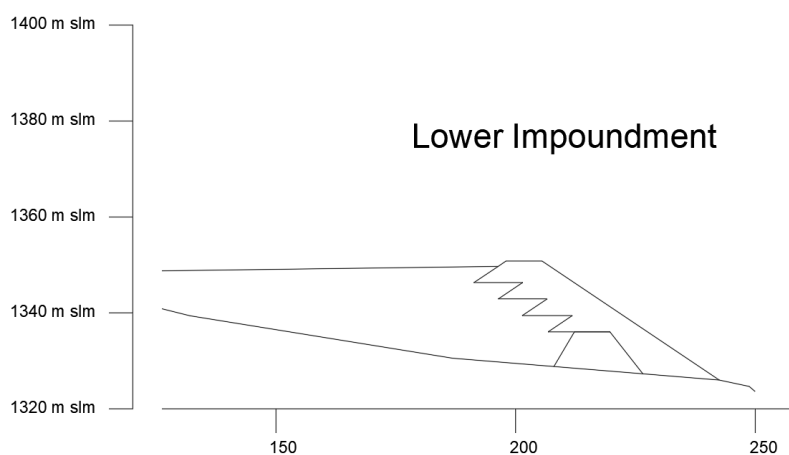


Figura 2.12: Sezione tipo ricostruita del bacino inferiore delle tailings dam di Stava

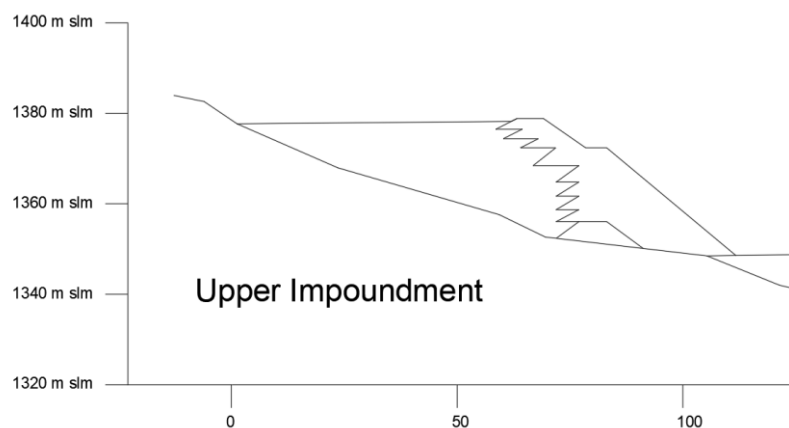


Figura 2.13: Sezione tipo ricostruita del bacino superiore delle tailings dam di Stava

2.6. Parametri dei materiali

Il sito di Prestavèl, come già citato in precedenza, non è stato oggetto di alcun studio approfondito per la caratterizzazione del suolo prima dell'inizio dei lavori di costruzione dei bacini e, a causa di questa mancanza iniziale, si è rivelato inadatto per l'attività designata.

Alcune testimonianze a disposizione dimostrano che nel 1975 i tecnici della società al tempo gestore dell'impianto eseguì alcune verifiche di stabilità che determinarono fattori di sicurezza sull'ordine di valori pari a 1,35 non eseguendo però delle sufficienti prove per caratterizzare correttamente il terreno, infatti nelle loro verifiche di stabilità non venne considerata la presenza della falda sottostante che ne avrebbe fatto diminuire il valore (Tosatti, 2003).

A seguito del collasso, nel corso dei vari studi a supporto dei processi penali che ne conseguirono, numerose caratterizzazioni meccaniche del sito vennero condotte per cercare di capire le reali condizioni della struttura e le cause del collasso.

2.6.1. Granulometria

Per quanto riguarda la granulometria, sono state condotte diverse prove in sito ed in laboratorio, le quali hanno portato alla luce un profilo granulometrico della struttura identificando due zone distinte. ISMES condusse queste prove ricavando appunto questa distinzione tra le zone che costituivano la parte arginale, ovvero materiale più grossolano in prevalenza sabbioso e la parte di deposito all'interno de bacino costituita da materiale prevalentemente più fine, come mostrato in Figura 2.14 (Carrera, 2008)

Tali risultati si sono ottenuti attraverso le prove di laboratorio per la determinazione della granulometria ovvero prove di setacciatura fino al passante con fori da 0,074 mm e prove di sedimentazione per la frazione con dimensioni dei grani inferiore a 0,074 mm (Carrera, 2008).

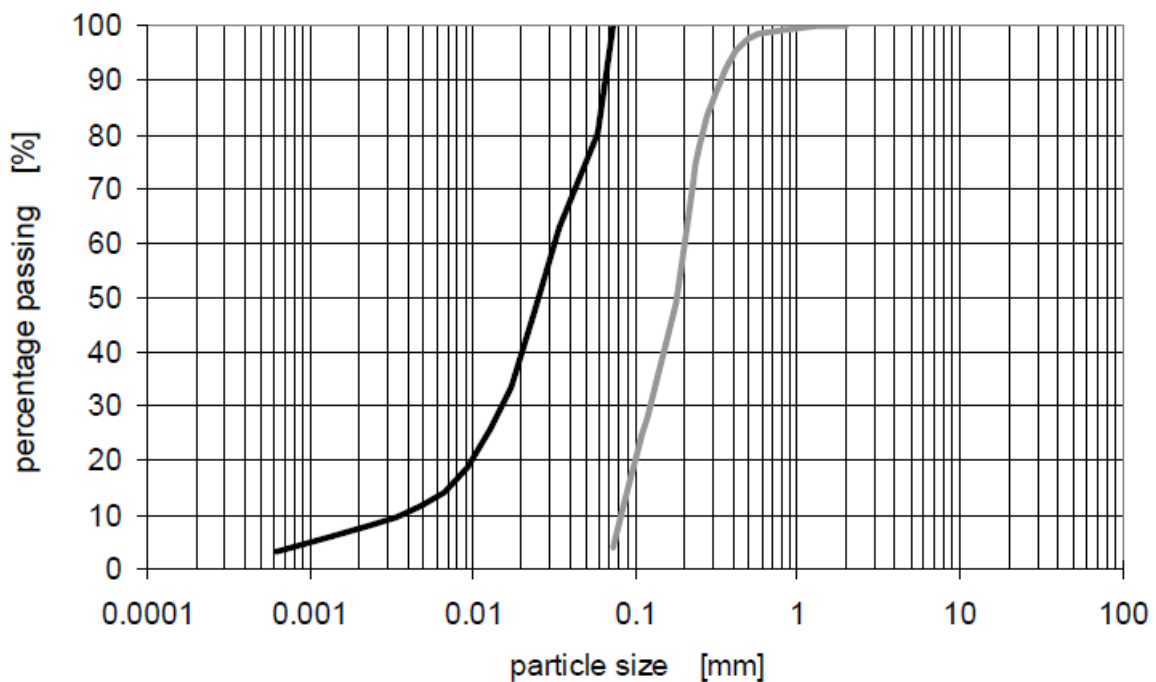


Figura 2.14: Distribuzione granulometrica dei tailings limosi (nero) e dei tailings sabbiosi (grigio) (Carrera, 2008)

2.6.2. Peso di Volume e Gravità Specifica

Per quanto riguarda il peso di volume sono stati ricavati i seguenti parametri (Tosatti, 2003):

- Peso di volume tailings sabbiosi $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume tailings limosi $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$

Per quanto riguarda la gravità specifica (G_s) per i materiali definiti come tailings sabbiosi e tailings limosi è stata ricavata rispettivamente pari a:

- Gravità specifica per i tailings sabbiosi $G_s=2.721$
- Gravità specifica per i tailings limosi $G_s=2.828$

Come definito da Carrera (2008), tali valori risultano elevati per via della composizione mineralogica e all'elevata presenza di fluorite.

2.6.3. Limiti di Atterberg

Per quanto riguarda i limiti di Atterberg, sono stati analizzati i limiti liquido e plastico della frazione fina dei tailings limosi di Stava sempre da parte di ISMES. Tali analisi hanno portato alla determinazione della frazione fine identificandola come inorganica a media-bassa plasticità.

Ulteriori analisi condotte da Carrera riportano valori simili con l'identificazione della frazione fine come inorganica a bassa compressibilità. La bassa plasticità è dovuta al fatto della presenza trascurabile nella frazione fine di argille, e quindi alla generalizzazione in tailings limosi (Figura 2.15) (Carrera, 2008).

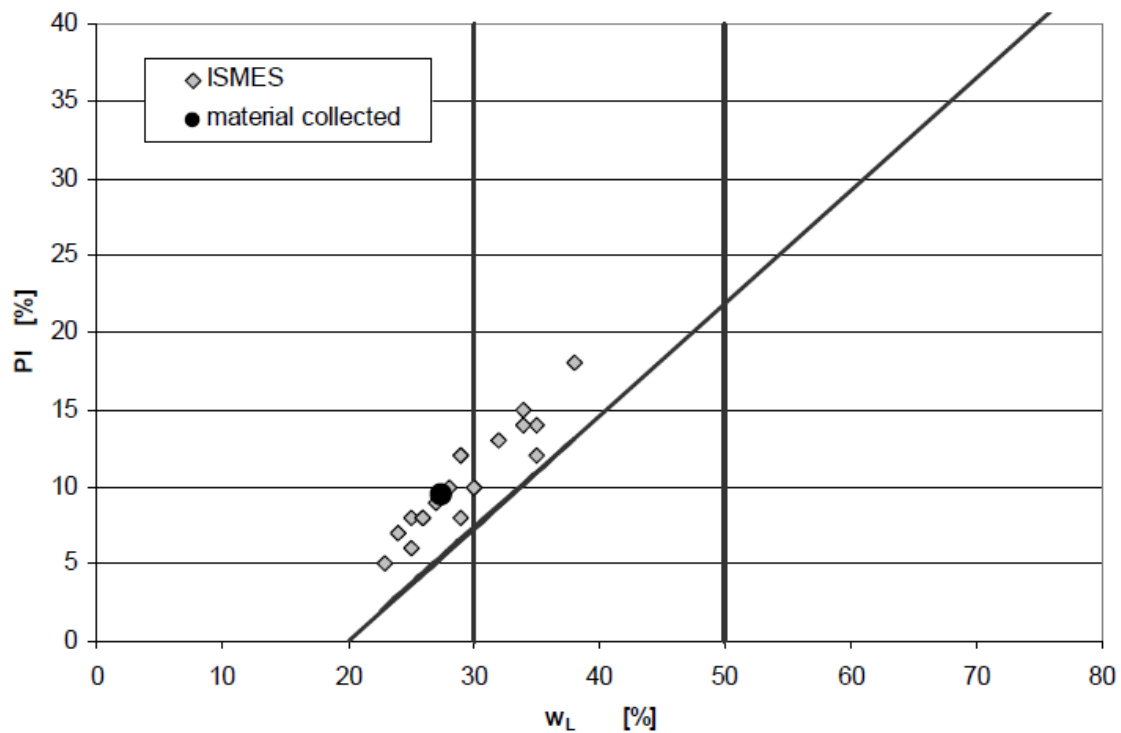


Figura 2.15: Grafico della plasticità di Casagrande con indicati in grigio i campioni analizzati da ISMES, mentre in nero il campione analizzato da Carrera nel 2008 (Carrera, 2008)

2.6.4. Permeabilità

Per quanto riguarda la permeabilità, essa è stata analizzata attraverso delle prove in-situ svolte da IMSES, le quali hanno restituito valori di permeabilità di circa (Carrera, 2008):

- Permeabilità tailings sabbiosi $K_s = 1 * 10^{-5} \div 9 * 10^{-6} \text{ m/s}$
- Permeabilità tailings limosi $K_s = 2 * 10^{-7} \div 4 * 10^{-9} \text{ m/s}$

2.6.5. Angoli di resistenza al taglio

Per poter ricavare i parametri di resistenza dei terreni sotto analisi, Carrera eseguì delle prove triassiali in modo da poter ottenere i valori di angolo di resistenza al taglio (φ'_{cs}) in una serie di campioni di terreno a disposizione.

Furono oggetto di analisi una serie di campioni composti da:

- Tailings Sabbiosi
- Tailings Sabbiosi al 70% e Tailings Limosi al 30%
- Tailings Sabbiosi al 50% e Tailings Limosi al 50%
- Tailings Limosi

Per ogni tipologia di campione furono svolte una serie di prove triassiali in modo da ricavare per ognuno la Critical State Line (CSL), sottoponendo ogni provino ad uno stage di consolidazione e uno stage di sforzo assiale. Una volta nota quindi la CSL è stato possibile ottenere i valori di angolo di resistenza al taglio critici (φ'_{cs}) per ogni tipologia di terreno. Data quindi la CSL, è possibile ricavare (φ'_{cs}) attraverso le seguenti formulazioni (Carrera, 2008):

$$\left(\frac{q}{p'}\right)_{cs} = M \quad (2.1)$$

$$M = \frac{6 * \sin \varphi'_{cs}}{3 - \sin \varphi'_{cs}} \quad (2.2)$$

Di seguito si riportano i grafici delle CSL per i terreni sopra riportati (Figure 2.16, 2.17, 2.18 e 2.19) (Carrera, 2008).

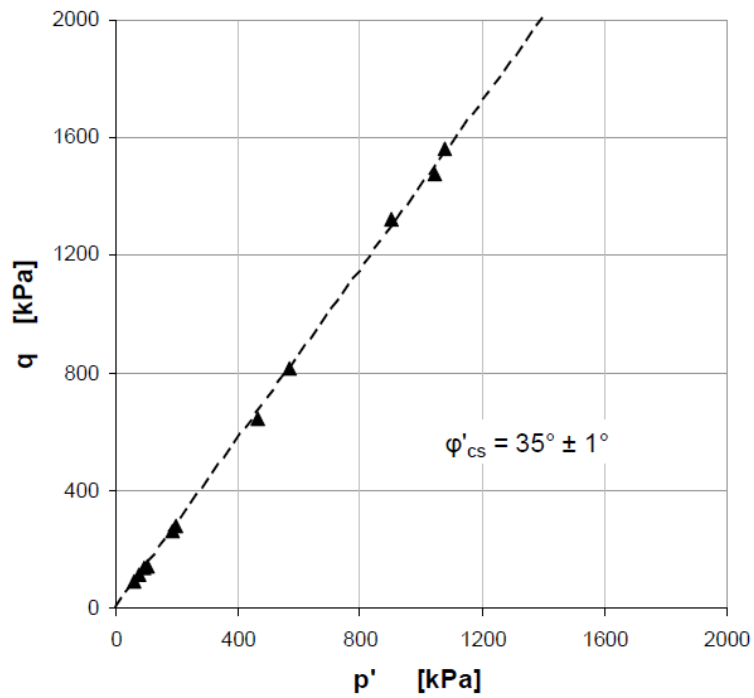


Figura 2.16: CSL ottenuta dei test triassiali effettuati su campioni di tailings sabbiosi (Carrera, 2008)

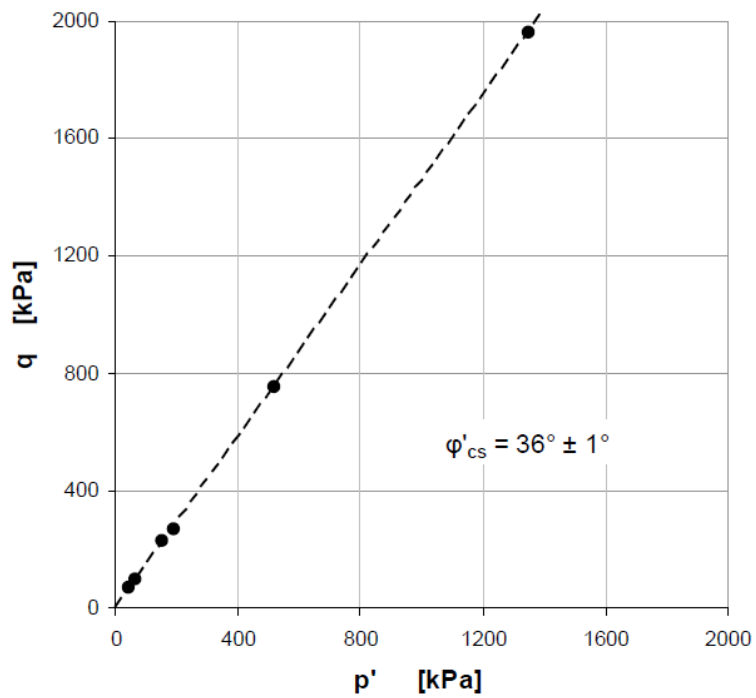


Figura 2.17: CSL ottenuta dei test triassiali effettuati su campioni di tailings composti da 70% sabbia e 30% limo (Carrera, 2008)

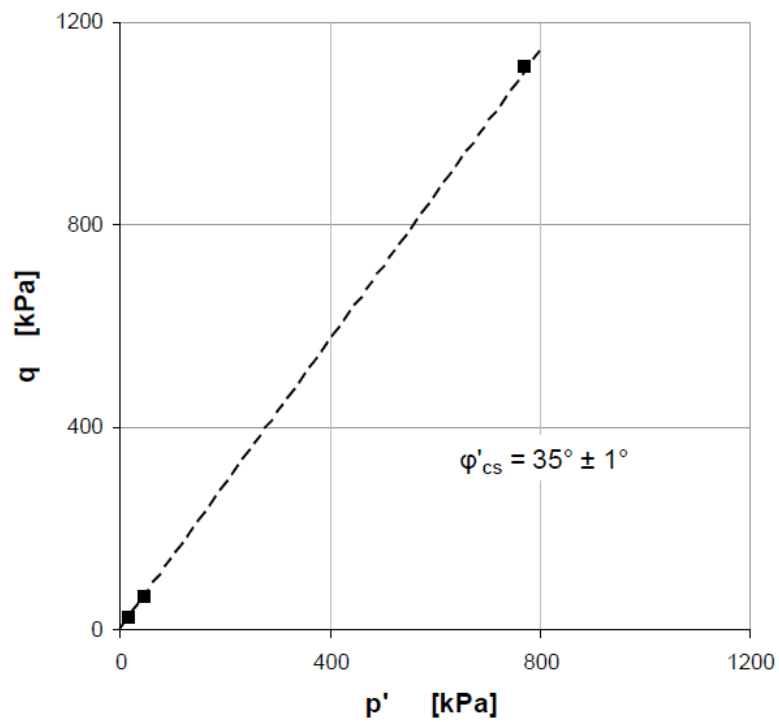


Figura 2.18: CSL ottenuta dei test triassiali effettuati su campioni di tailings composti da 50% sabbia e 50% limo (Carrera, 2008)

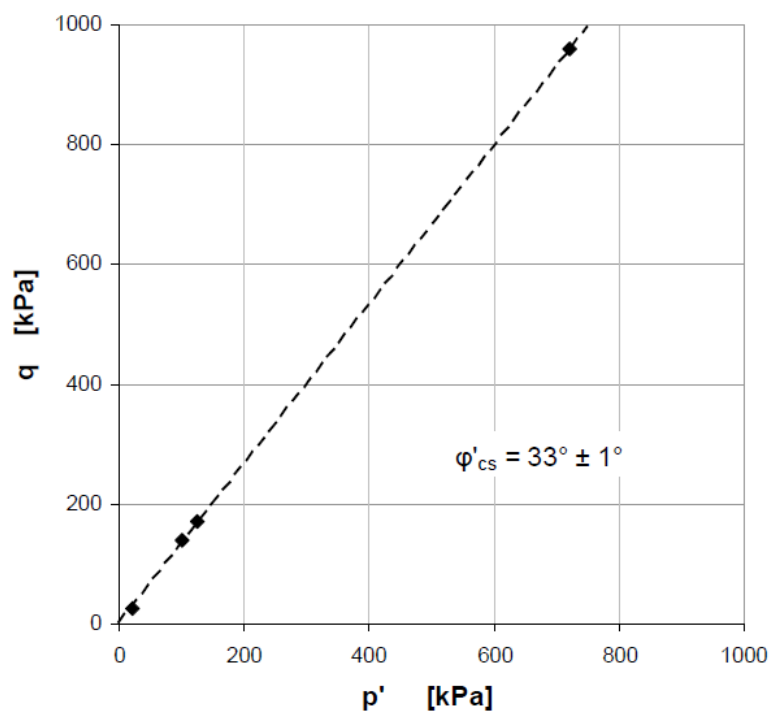


Figura 2.19: CSL ottenuta dei test triassiali effettuati su campioni di tailings limosi (Carrera, 2008)

Infine come si può notare dalla Figura 2.20, dove vengono riassunte le varie CSL dei campioni sottoposti ai test triassiali, non vi è una significativa differenza di angolo di resistenza al taglio per le varie tipologie di terreno che rappresentano tailings sabbiosi, 7030 e 5050, mentre per i tailings limosi i valori sono leggermente più bassi.

Per questa motivazione, al fine di svolgere un'analisi di stabilità semplificata, per la costruzione del modello geotecnico si è deciso di suddividere la struttura semplificando la separazione dei terreni solamente in tailings sabbiosi, tailings limosi, terreno naturale e dighe iniziali.

Per quanto riguarda i parametri per la diga iniziale e per il suolo naturale che compone il versante della valle sono stati ricavati da un'analisi degli articoli contenuti nella pubblicazione della Raccolta Contributi Scientifici sul disastro della Val di Stava (Tosatti, 2003).

In particolare sono stati ricavati per gli angoli di resistenza al taglio:

- Starter dam $\varphi' = 39^\circ$
- Suolo naturale $\varphi' = 39^\circ$

In riferimento invece ai valori del peso di volume sono stati assunti per la "Starter Dam" $\gamma = 20,6 \text{ kN/m}^3$, mentre per il suolo naturale è stato assunto un peso di volume di $\gamma = 21,6 \text{ kN/m}^3$.

Per poter infine avere una maggiore sensibilità rispetto alla variazione dei risultati in base all'utilizzo dei parametri, si è deciso di prendere in considerazione anche i risultati ottenuti con valori di angolo di resistenza al taglio minimi e massimi rispetto ai valori che si è riusciti a reperire in letteratura. In particolare nel caso in questione i valori di angolo di resistenza al taglio massimi e minimi ricavati sono riassunti in:

- Tailings sabbiosi $\varphi'_{min} = 33^\circ$ e $\varphi'_{max} = 42^\circ$
- Tailings limosi $\varphi'_{min} = 30^\circ$ e $\varphi'_{max} = 35^\circ$
- Terreno naturale $\varphi'_{min} = 38^\circ$ e $\varphi'_{max} = 40^\circ$
- Dighe iniziali $\varphi'_{min} = 38^\circ$ e $\varphi'_{max} = 40^\circ$

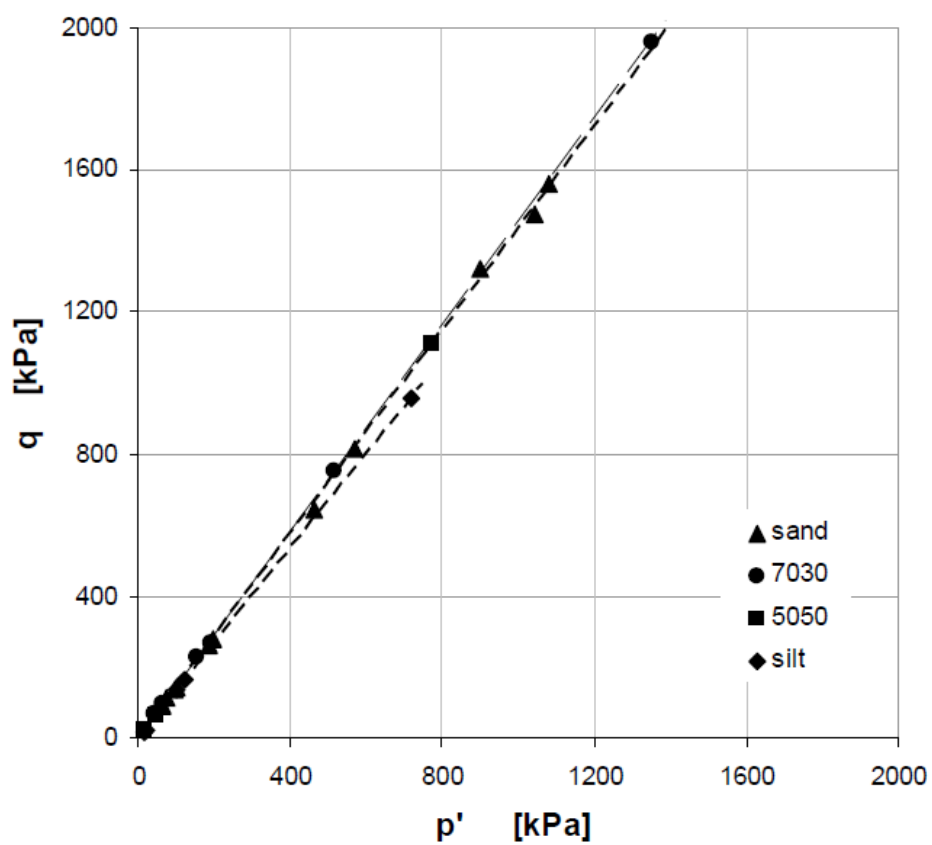


Figura 2.20: CSL comparativa tra i risultati ottenuti per le quattro diverse tipologie di tailings campionati (Carrera, 2008)

2.7. Modellazione della stabilità del sistema

La raccolta di informazioni relative alla geometria della struttura e alla caratterizzazione meccanica dei bacini di decantazione di Stava è finalizzata alla realizzazione di un modello geotecnico necessario per lo studio di diverse variazioni delle condizioni del sito e fenomeni che si potrebbero verificare.

In questo paragrafo verrà sviluppato un modello geotecnico del sito con l'obiettivo finale di valutare la posizione della superficie freatica critica per il collasso arginale delle dighe di Prestavél.

Per lo sviluppo del modello si è fatto ricorso all'utilizzo del software di modellazione D-Stability, sviluppato e distribuito gratuitamente dall'azienda Deltares, importante realtà olandese che si occupa dello studio di fenomeni nel campo dell'ingegneria geotecnica. Questo software permette la valutazione della stabilità dei pendii e argini in particolare nei terreni soffici.

L'obiettivo, come detto, è quello di verificare nel modello la posizione della superficie freatica critica nel bacino superiore, ovvero il bacino collassato nell'evento di Stava nel 1985. Attraverso poi la posizione della superficie critica sarà possibile trarre delle considerazioni utili per il monitoraggio di questo genere di strutture.

Il primo passo è stato quello di importare la geometria della sezione tipo ricostruita con software CAD, compresa di pendio naturale, dighe iniziali e sopraelevazioni che corrispondono ai bacini superiore e inferiore, nel software di modellazione D-Stability (Figure 2.21 e 2.22).

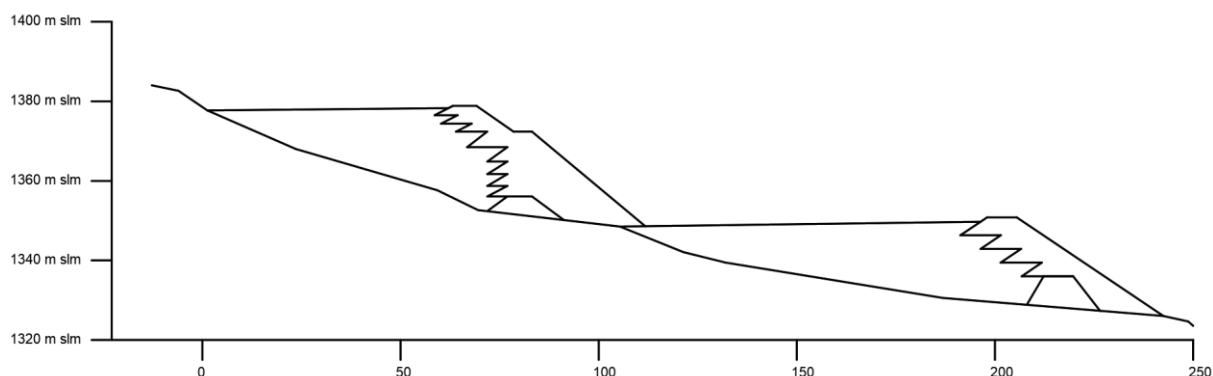


Figura 2.21: Sezione tipo ricostruita con dati ricavati dagli articoli riportati nella bibliografia attraverso software CAD

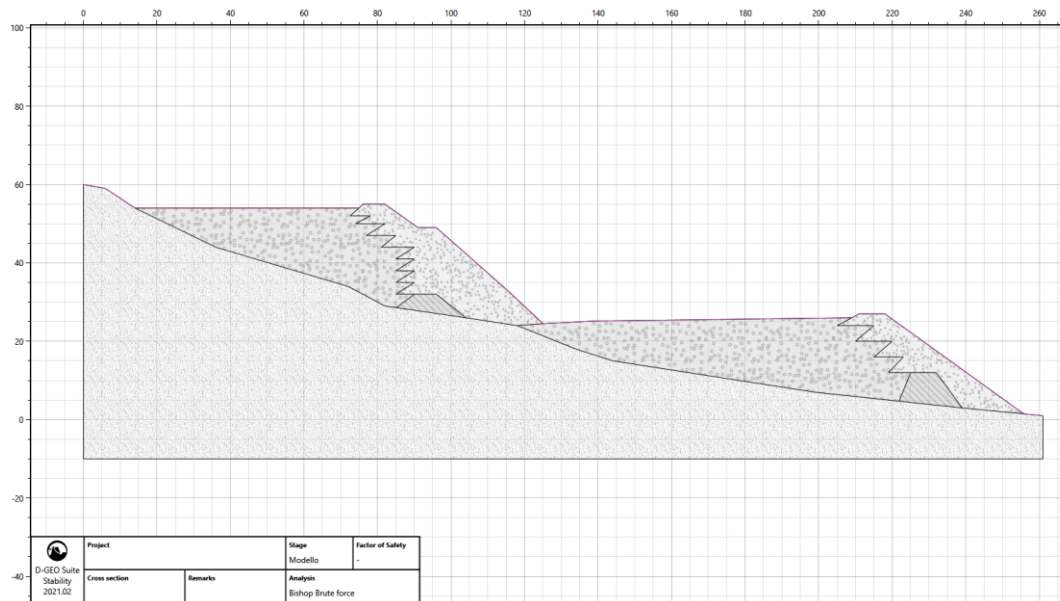


Figura 2.22: Rappresentazione della geometria della struttura di Stava importata nel software D-Stability

Una volta definita la geometria, si è passati alla definizione dei parametri ottenuti dalla caratterizzazione meccanica del sito. Anzitutto sono state definite le diverse tipologie di materiale del modello geotecnico del terreno, composto da pendio naturale, dighe iniziali, tailings sabbiosi e tailings limosi dei bacini superiore e inferiore. La Figura 2.23 ben rappresenta i diversi materiali che compongono la struttura.

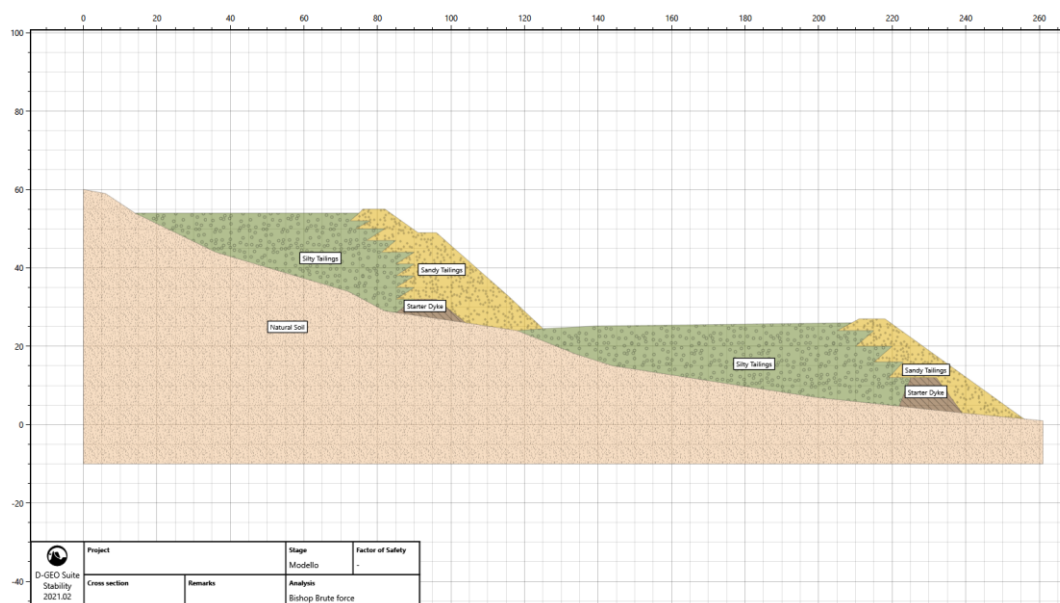


Figura 2.23: Rappresentazione del modello geotecnico del terreno della struttura di Stava estratto dal software D-Stability

A questo punto il processo di modellazione ha considerato tre diversi scenari, come precedentemente accennato nel sotto capitolo 2.8, ovvero calcolare i Fattori di Sicurezza per la medesima geometria utilizzando però in un caso i valori degli angoli di attrito minimi, in un secondo caso gli angoli di attrito medi e nell'ultimo caso gli angoli di attrito massimi sempre ricavati dall'analisi degli articoli a disposizione.

2.7.1. Angoli di resistenza al taglio medi

Definite la geometria e la composizione della struttura, nello step successivo sono stati inseriti i parametri dei materiali citati nel capitolo 2.6 relativi al peso di volume e all'angolo di attrito medio ricavato dalla letteratura.

In particolare:

- Starter dam $\varphi' = 39^\circ$ e $\gamma = 20,6 \text{ kN/m}^3$
- Suolo naturale $\varphi' = 39^\circ$ e $\gamma = 21,6 \text{ kN/m}^3$
- Tailings sabbiosi $\varphi' = 35^\circ$ e $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$
- Tailings limosi $\varphi' = 33^\circ$ e $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$

Con questi parametri inseriti, si è passati alla definizione della superficie freatica nella struttura per il calcolo del fattore di sicurezza relativo. Nel primo caso è stata valutata la stabilità della struttura in condizioni asciutte, ovvero con il livello della falda coincidente con il pendio naturale.

Come rappresentato in Figura 2.24, la prima superficie di rottura rilevante calcolata dal software nelle condizioni di superficie freatica bassa tende a rendere il pendio artificiale minimamente stabile, fornendo un fattore di sicurezza pari a $FS=1,1$.

In questo caso le forze resistenti sono leggermente maggiori delle forze instabilizzanti e quindi il pendio risulta in queste condizioni stabile.

Riproponendo lo stesso procedimento, considerando però condizioni della struttura completamente sature, ovvero con la superficie freatica massima coincidente con il limite superiore e laterale della struttura, le condizioni di stabilità della struttura diminuiscono rendendo il bacino superiore molto instabile con valori di fattore di sicurezza $FS=0,4$ (Figura 2.25).

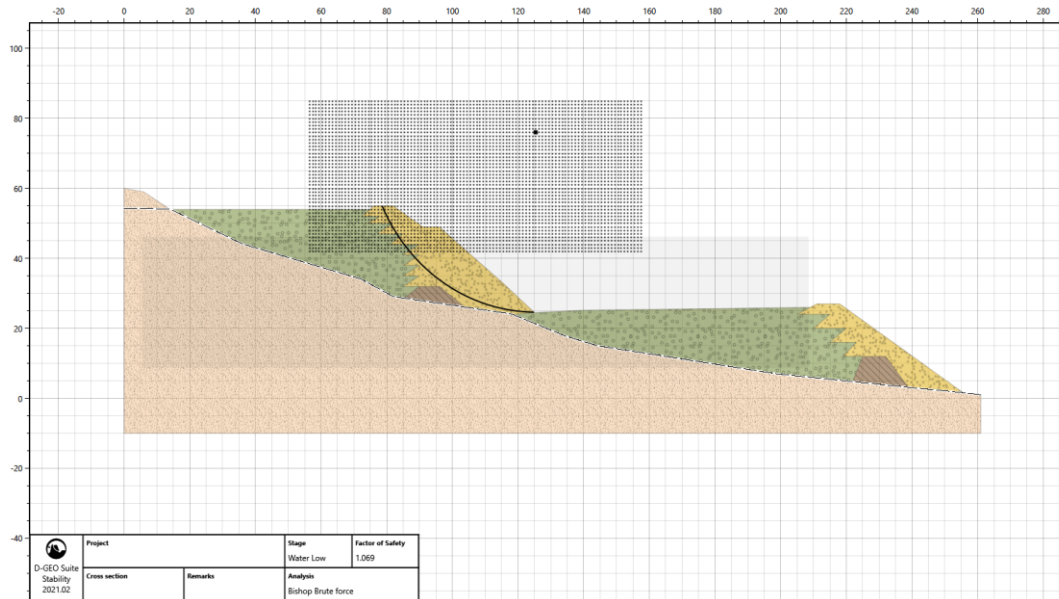


Figura 2.24: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio medi e superficie freatica bassa, calcolata con il software D-Stability

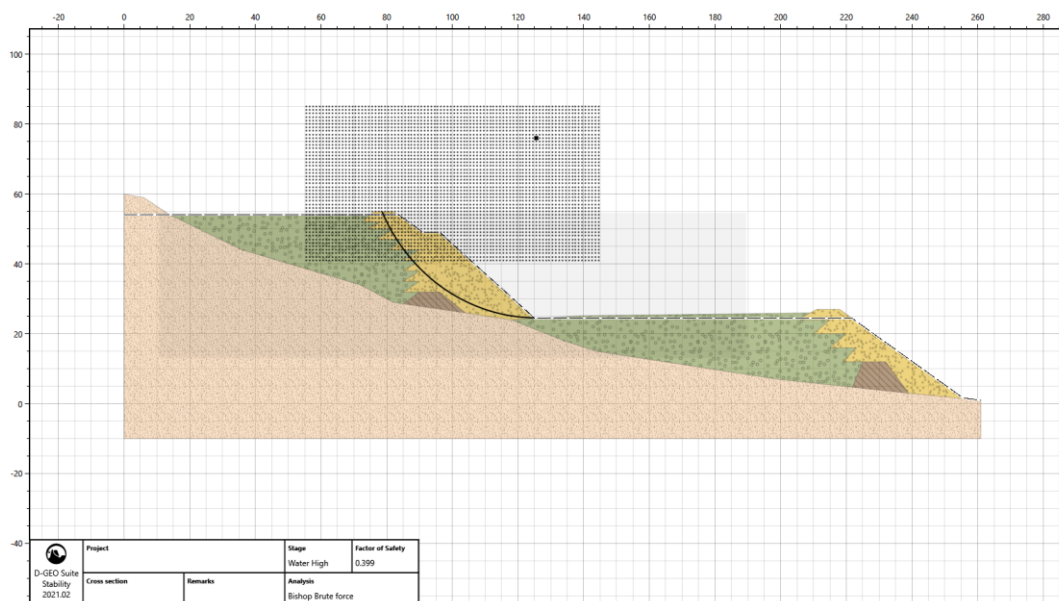


Figura 2.25: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio medi e superficie freatica alta, calcolata con il software D-Stability

Infine, come citato ad inizio paragrafo, si è proceduto con la determinazione della superficie freatica critica. In questo caso, è stata ricostruito un profilo tipo della superficie freatica in modo empirico, tale per cui il fattore di sicurezza risultasse pari a $FS=1,0$ (Figura 2.26).

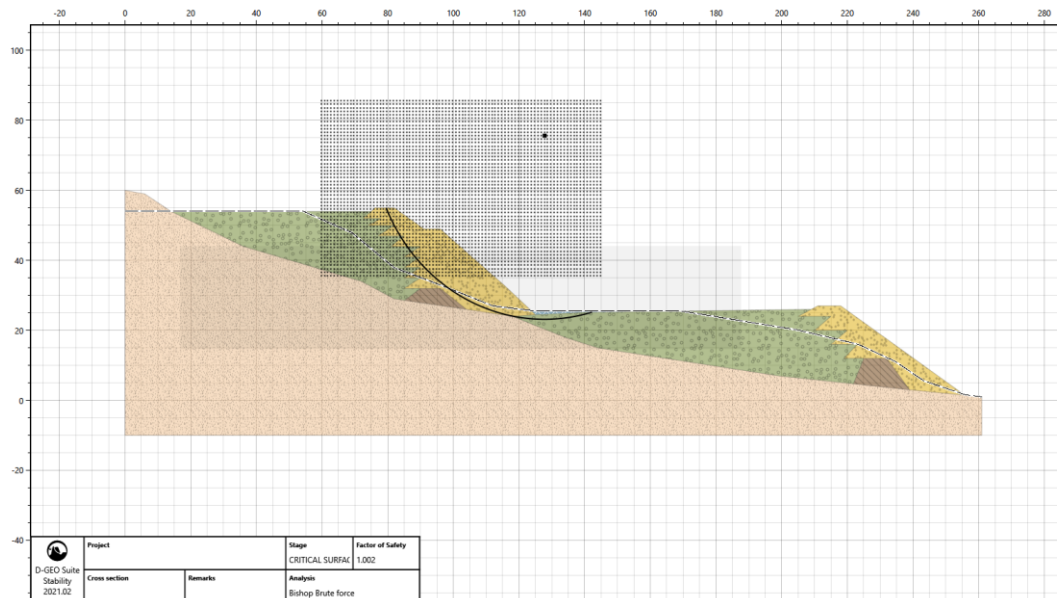


Figura 2.26: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio medi e superficie freatica critica, calcolata con il software D-Stability

Le condizioni in cui il fattore di sicurezza è pari all'unità sono determinate dall'equivalenza tra le forze instabilizzanti e le forze resistenti in cui una minima variazione delle condizioni della struttura può determinare la stabilità o meno in questo caso del bacino superiore.

2.7.2. Angoli di resistenza al taglio minimi

In questa sezione sono stati considerati gli angoli di resistenza al taglio minimi ricavati dalla letteratura a disposizione.

Nel programma quindi sono stati inseriti i parametri descritti nel sotto capitolo 2.6 relativi al peso di volume e angoli di resistenza al taglio, in particolare:

- Starter dam $\varphi' = 38^\circ$ e $\gamma = 20,6 \text{ kN/m}^3$
- Suolo naturale $\varphi' = 38^\circ$ e $\gamma = 21,6 \text{ kN/m}^3$
- Tailings sabbiosi $\varphi' = 33^\circ$ e $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$
- Tailings limosi $\varphi' = 30^\circ$ e $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$

Come nel paragrafo precedente, è stata analizzata la stabilità del bacino superiore ottenendo, per i tre diversi livelli di falda rispettivamente valori di fattore di sicurezza pari a FS=1,01 per

la falda minima, $FS=0,4$ per la falda massima e $FS=0,95$ per la superficie freatica critica ottenuta dai valori di angolo di resistenza al taglio medi.

Di seguito nelle Figure 2.27, 2.28 e 2.29 sono riportate le rappresentazioni estratte dal software per i risultati del fattore di sicurezza calcolato.

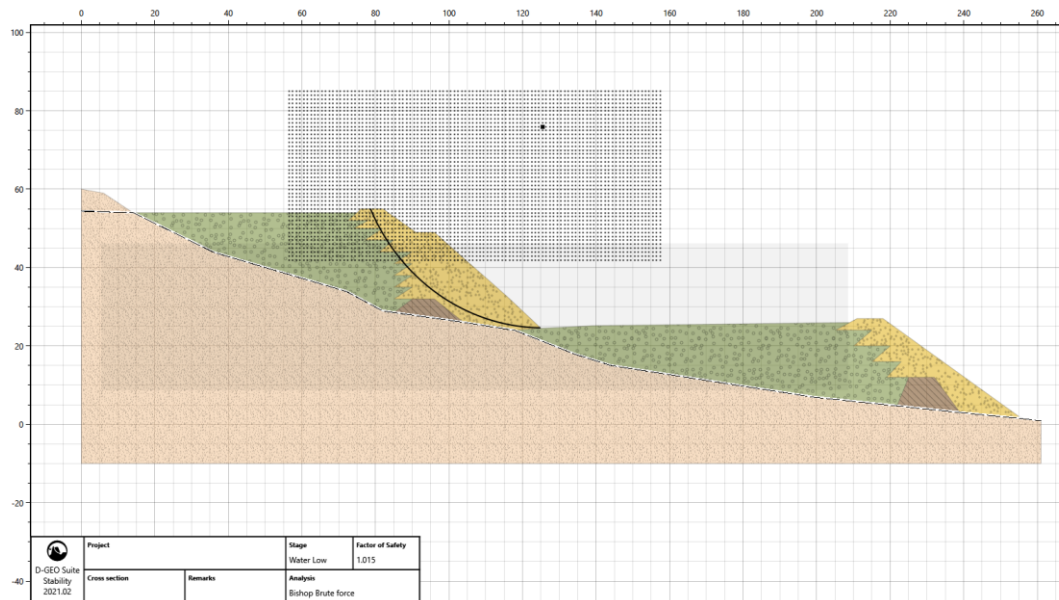


Figura 2.27: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio minimi e superficie freatica bassa, calcolata con il software D-Stability

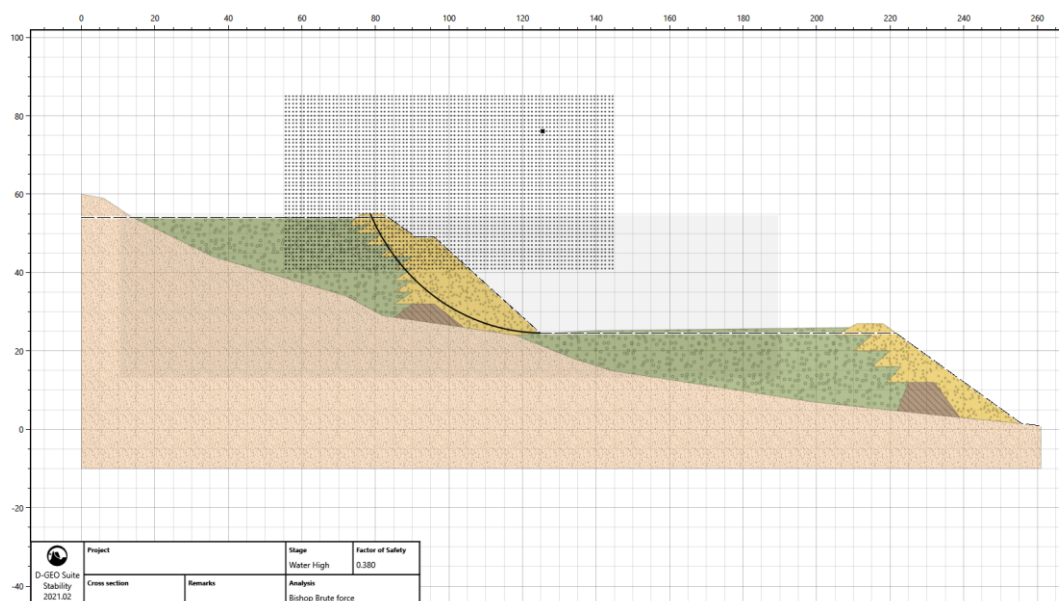


Figura 2.28: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio minimi e superficie freatica alta, calcolata con il software D-Stability

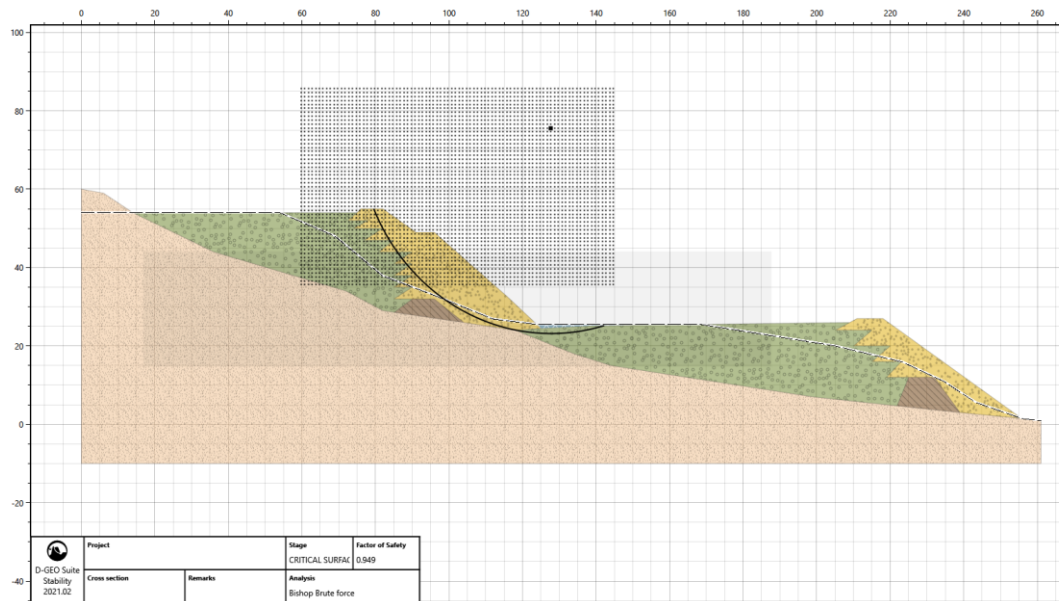


Figura 2.29: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio minimi e superficie freatica critica, calcolata con il software D-Stability

2.7.3. Angoli di resistenza al taglio massimi

In quest'ultima sezione sono stati considerati infine gli angoli di resistenza al taglio massimi ricavati dalla letteratura a disposizione.

Nel programma quindi sono stati inseriti i parametri descritti nel sotto capitolo 2.6 relativi al peso di volume e angoli di resistenza al taglio, in particolare:

- Starter dam $\varphi' = 40^\circ$ e $\gamma = 20,6 \text{ kN/m}^3$
- Suolo naturale $\varphi' = 40^\circ$ e $\gamma = 21,6 \text{ kN/m}^3$
- Tailings sabbiosi $\varphi' = 42^\circ$ e $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$
- Tailings limosi $\varphi' = 35^\circ$ e $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$

Come nel caso degli angoli di resistenza al taglio minimi, sono state analizzate le condizioni di stabilità del bacino superiore nei tre diversi livelli di superficie freatica, ottenendo in questo caso valori di fattore di sicurezza leggermente più elevati rispetto al primo caso, in particolare FS=1,2 per livello della superficie freatica minimo, FS=0,5 per livello della superficie freatica massimo e 1,15 per livello della superficie freatica critico.

Nelle Figure successive 2.30, 2.31 e 2.32 sono riportati i risultati calcolati dal software.

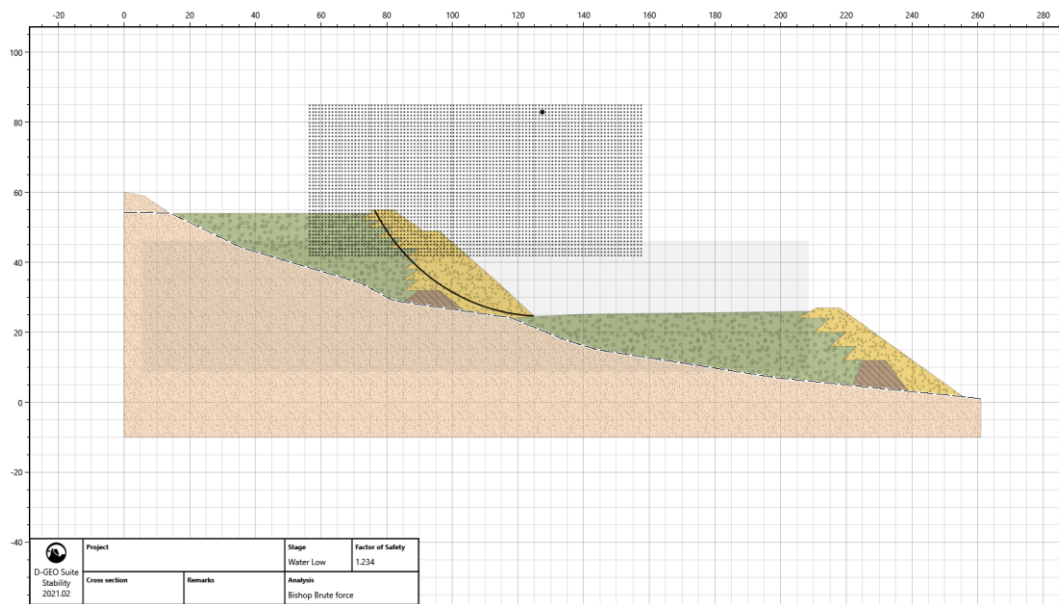


Figura 2.30: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio massimi e superficie freatica bassa, calcolata con il software D-Stability

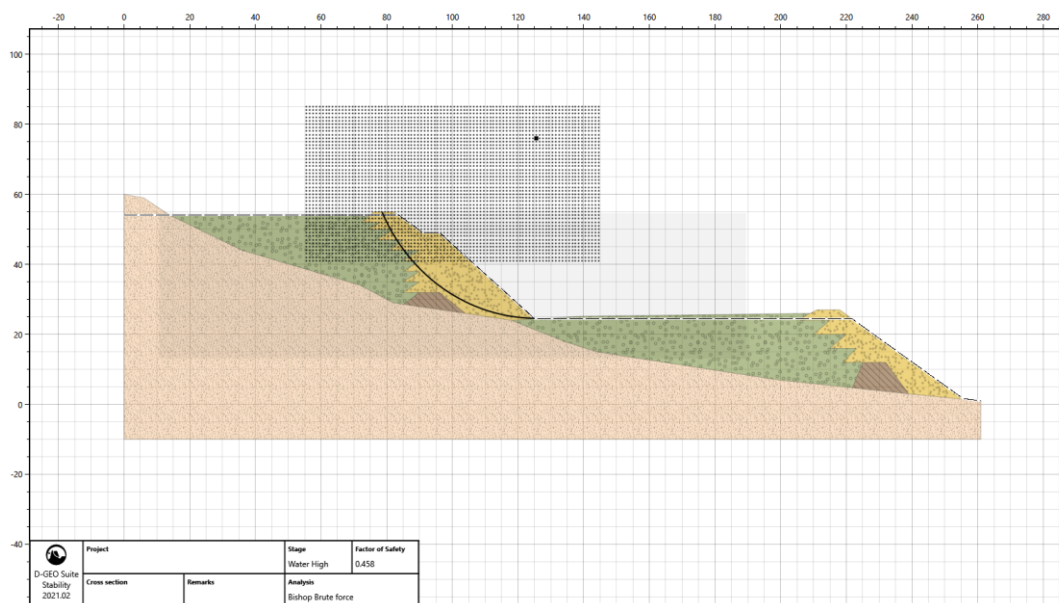


Figura 2.31: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio massimi e superficie freatica alta, calcolata con il software D-Stability

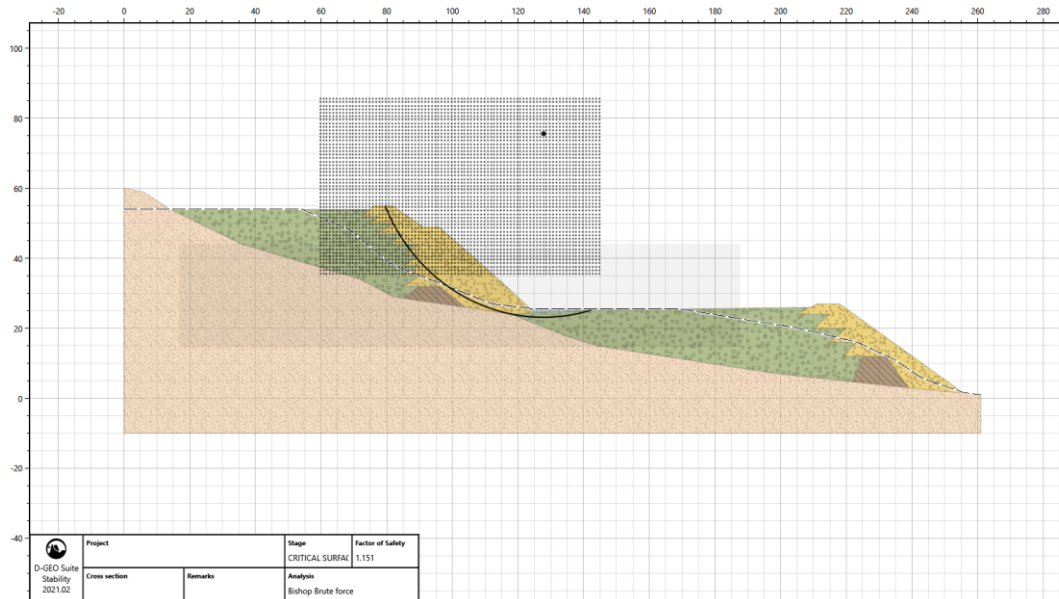


Figura 2.32: Rappresentazione della superficie di scivolamento ottenuta con il metodo Bishop con parametri di angolo di resistenza al taglio massimi e superficie freatica critica, calcolata con il software D-Stability

I risultati ottenuti confrontando i diversi fattori di sicurezza calcolati con l'utilizzo degli angoli di resistenza al taglio minimi, medi e massimi risultano di poco variabili tra loro. Questo permette quindi di poter confermare che nel caso di superficie così estese, come quelle relative al bacino superiore della struttura di Prestavèl, è ragionevole assumere come condizione più realistica la rappresentazione con i parametri medi, ovvero con gli angoli di resistenza al taglio medi ricavati dalla letteratura a disposizione.

2.8. Considerazioni finali

L'analisi del caso di Stava 1985 e la successiva modellazione geotecnica ha permesso di trarre alcune considerazioni di carattere generale per quanto riguarda la disciplina delle tailings dam. Anzitutto si evidenzia come la necessità di avere un accurato progetto iniziale sia estremamente importante per garantire determinate prestazioni della struttura. Nel caso di Stava infatti, la mancanza della progettazione secondo la normativa di riferimento a quel tempo è stata una delle cause di base del successivo collasso.

Ad oggi tuttavia non esiste ancora una normativa specifica per le dighe di sterili, ma ben si adatta la normativa tecnica per opere in materiali sciolti come dighe in terra e argini.

Come è stato trattato ad inizio capitolo, risulta di fatale importanza la presenza di un progetto completo che sia capace di individuare le soluzioni più idonee in relazione anche al sito dove le strutture andranno poi costruite. Esso dovrà essere completo di tutte le prove sia in sito che in laboratorio necessarie per dare una accurata caratterizzazione geotecnica che servirà sia per poter valutare in anticipo l'analisi di stabilità su modello numerico, sia per eventualmente ricorrere ad interventi migliorativi già in fase di costruzione.

La realizzazione di un modello numerico si dimostra necessaria anche per quanto riguarda l'identificazione di tutti i meccanismi di rottura che possono essere presenti in modo tale da poter progettare di conseguenza un sistema di monitoraggio specifico per quel determinato sito tale da tenere sotto controllo i parametri critici definiti dal modello.

Le analisi di stabilità condotte nel modello ricostruito delle dighe di Prestavèl, hanno permesso di individuare, per una sezione tipo, una superficie critica tale per cui il fattore di sicurezza in presenza di quel livello di falda risultasse $FS=1$. Da questi risultati se ne deduce che il livello di falda è il principale parametro da monitorare per il mantenimento di adeguate condizioni di sicurezza della struttura e che risulti necessario per la determinazione di tutti i possibili meccanismi di rottura della struttura.

In questo elaborato infatti sono stati considerate solamente superfici di scivolamento a livello globale della struttura per una sezione tipo. In altri casi però si potrebbero avere differenti superfici di rottura per altre sezioni oppure fenomeni più localizzati come per esempio erosione interna o sifonamenti.

Tali considerazioni trovano applicazione sia per le nuove strutture, le quali alla base dovranno avere quindi un solido progetto coerente con la normativa vigente, sia per le strutture attualmente attive o inattive le quali necessiteranno di un'attenta analisi sia in sito che in laboratorio così da ottenere un modello geotecnico del terreno per il successivo monitoraggio. Nel capitolo successivo verranno introdotte alcune tecnologie di monitoraggio applicabili in questi casi per poter mantenere sotto controllo le condizioni di stabilità delle strutture e quindi per la sicurezza verso l'ambiente ed il territorio circostante.

Capitolo 3

I sistemi di monitoraggio

In questo capitolo saranno trattate le tematiche legate ai sistemi di monitoraggio e alla loro importanza per il mantenimento di determinati standard di sicurezza. Si parlerà del perché sia importante implementare dei sistemi di monitoraggio per evitare collassi e incidenti come in passato.

Verranno introdotte brevemente alcune delle tecnologie più comuni che già ai tempi di Stava potevano essere installate in sito seguite da due esempi di tecnologie invece più avanzate che si stanno diffondendo negli ultimi anni per via della loro semplicità di installazione e campionamento.

Infine verrà discussa l'importanza di avere a disposizione un modello numerico di base dal quale poter ricavare i limiti di accettabilità necessari per l'implementazione dei monitoraggi.

Saranno infine trattate alcune considerazioni sullo studio effettuato.

3.1. L'importanza dei sistemi di monitoraggio

Il monitoraggio delle condizioni sia ambientali che strutturali è un aspetto fondamentale per poter garantire determinate condizioni di sicurezza.

In genere strutture come dighe, argini, tailings dam e dighe in terra, presentano diversi problemi legati all'ambito dell'ingegneria Civile, in particolare riguardo le verifiche strutturali, analisi di capacità, programmi di *operation and maintenance* (O&M) e analisi di sicurezza (Inaudi *et al.*, 2013).

Quando si parla di monitoraggi in generale si intende un sistema atto a controllare determinati parametri sia ambientali che geotecnici in modo tale da permettere di andare ad individuare eventuali anomalie presenti, poter dare una stima delle tendenze rispetto agli andamenti di alcuni processi in corso, permettere di fare delle previsioni rispetto per esempio a futuri meccanismi di collasso e quindi di fondamentale aiuto per una tempestiva analisi dei possibili rischi con conseguente procedura di allerta. I risultati delle analisi sui monitoraggi sono inoltre

in grado di aiutare le autorità competenti a prendere delle decisioni in modo tale da garantire la miglior condizione di sicurezza possibile sia per l'ambiente che per la popolazione.

Come detto, i monitoraggi sono in grado di individuare in modo tempestivo eventuali anomalie sul comportamento della struttura e del terreno, per esempio nel caso studio di Stava, che possono essere di grande aiuto sia in fase di progettazione iniziale, sia in fase di costruzione ma anche in fase di gestione una volta terminati i lavori di realizzazione.

Nel caso di Stava la mancanza di un sistema di monitoraggio che potesse indagare i parametri geotecnici è stata una delle principali cause che hanno portato poi al collasso della struttura. A quel tempo infatti il monitoraggio era stato implementato semplicemente delegando a parte del personale della diga un sopralluogo periodico per osservare superficialmente la struttura. Tale metodologia però non può tenere monitorati i parametri critici come il livello di falda oppure la presenza di superfici di rottura in profondità.

La necessità al giorno d'oggi è quindi quella di implementare efficaci misure di prevenzione e mitigazione del rischio di collasso strutturale, attraverso accurati sistemi di monitoraggio atti ad individuare livelli di falda, spostamenti e cinatismi interni.

3.2. Sistemi di monitoraggio tradizionali

La modellazione trattata al capitolo precedente ha messo in luce la necessità di sottoporre a monitoraggio i livelli della falda, la superficie di scivolamento e le masse in gioco ed eventualmente l'apertura delle fratture.

Al tempo di Stava queste strumentazioni potevano essere semplicemente installate e campionate manualmente, ad oggi invece è possibile utilizzare un sistema di campionamento automatico che permette la trasmissione e l'archiviazione dei dati in real-time permettendo di avere sempre l'andamento dei valori sotto controllo.

Il principio di funzionamento tuttavia rimane sempre coerente con le letture manuali, di seguito verranno citati alcuni strumenti utili per il monitoraggio dei parametri critici.

3.2.1. Piezometri

In ambito geotecnico, il piezometro altro non è che una strumentazione atta alla misurazione del carico idraulico di una falda in profondità, che permette di ricostruire la superficie

piezometrica della stessa, ovvero la superficie lunga la quale la pressione dell'acqua è pari a quella atmosferica, attraverso una semplice interpolazione delle misure raccolte dai piezometri installati nell'area circostante.

Attraverso l'uso dei piezometri è possibile ottenere informazioni in merito al gradiente idraulico, alla direzione del flusso di falda e alla pressione.

Sono caratterizzati da diametri del carotaggio piuttosto ridotti, sull'ordine dei 120 mm, e possono essere di tipo permanente o temporaneo. Per quanto riguarda i piezometri di tipo permanente ci si riferisce a strumenti che vengono installati in sito con lo scopo di rimanerci per lungo tempo senza alterare gli equilibri chimici e idrologici della falda. Per quanto riguarda i piezometri temporanei si fa riferimento a strumentazione che viene installata per ottenere la misura e poi viene abbandonata dopo essere stata sigillata.

Il metodo di installazione più diffuso è quello a carotaggio continuo in rotazione, che permette assieme alla creazione del pozzo, anche la campionatura della stratigrafia del terreno. Tale metodo però deve essere definito in base alle tipologie di terreno e la finalità delle misure. Di seguito in Figura 3.1 viene riportata una sequenza schematica tipo per l'installazione di un piezometro elettronico.

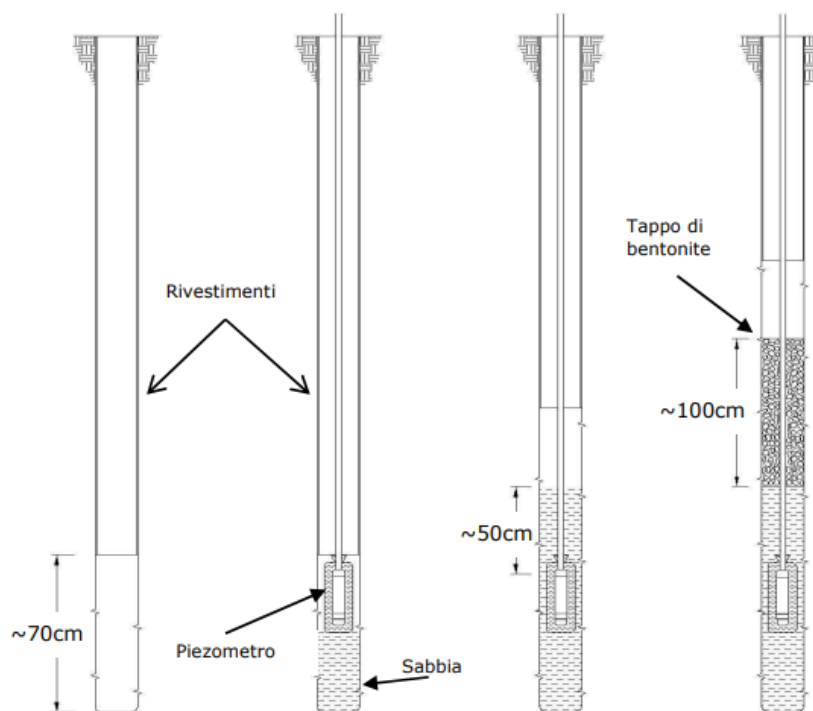


Figura 3.1: Schema di installazione di un piezometro elettronico ricavato dal Manuale Uso e Manutenzione dei Piezometri Elettrici forniti dall'azienda Sisgeo srl

Al giorno d'oggi viene utilizzato il piezometro elettronico il quale permette di eseguire il campionamento delle misure in modo automatico.

Tale strumentazione funziona per deformazione della membrana che ricopre la punta del piezometro e, a causa della pressione dell'acqua, genera una variazione del segnale elettrico che passa all'interno dello strumento.

Il piezometro poi una volta che viene inserito all'interno del carotaggio, necessita di essere cementato alle estremità così da evitare contaminazioni della falda e ricoperto da uno strato di sabbia che opererà da filtro (Figura 3.2)

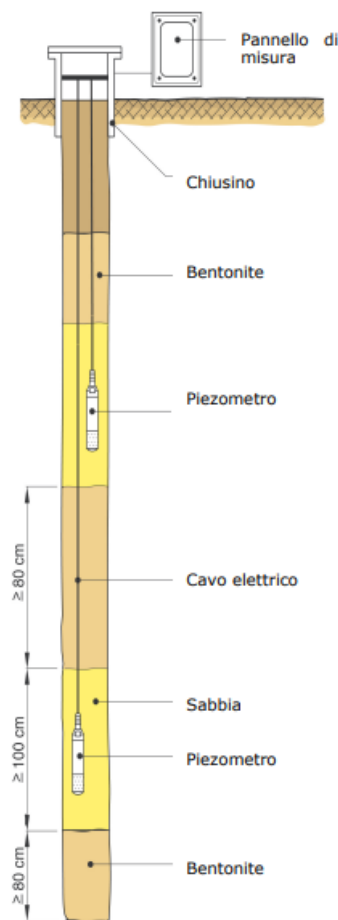


Figura 3.2: Rappresentazione di un piezometro elettronico ricavato dal Manuale Uso e Manutenzione dei Piezometri Elettrici forniti dall'azienda Sisgeo srl

Per poter garantire nel breve periodo una risposta immediata rispetto al peggioramento delle condizioni di stabilità, è necessario sfruttare il piezometro elettronico collegato ad un sistema di campionamento automatico che permette di trasmettere i dati in real-time.

La misura del sensore installato viene prima calcolata come differenza tra la pressione dovuta al peso dell'acqua e quella atmosferica per poi essere convertita in un segnale elettrico che verrà inviato al sistema di archiviazione dei dati automatico.

3.2.2. Inclinometri

Altra strumentazione necessaria per il monitoraggio dei parametri geotecnici nei pendii e nelle dighe in terra sono gli inclinometri.

Le misure inclinometriche vengono utilizzate in sito per valutare eventuali dissesti nel versante permettendo nel corso del tempo di individuare la superficie di scorrimento di una possibile frana.

Gli inclinometri vengono installati mediante infissione nel terreno di un tubo deformabile in alluminio caratterizzato da quattro scanalature (Figura 3.3).



Figura 3.3: Immagine di dettaglio della sezione di un tubo inclinometrico con scanalature, ricavata dal sito <https://www.snpambiente.it/wp-content/>

All'interno di questo tubo deformabile solidale al terreno viene calata la sonda inclinometrica la quale misura la deviazione verticale ovvero gli spostamenti laterali.

Nel caso di inclinometri automatici, invece che calare manualmente la sonda di volta in volta, viene sempre realizzato un carotaggio con infisso un tubo in alluminio con le scanalature e al suo interno viene installata una sonda inclinometrica fissa in più punti della colonna (Figura 3.4) in grado di fornire dati in continuo riducendo al minimo gli errori dovuti alla periodica installazione della strumentazione mobile.

Anche in questo caso come per i piezometri, il campionamento delle misure avviene in modo automatico con trasformazione della misura in segnale elettrico da inviare alla stazione di archiviazione automatica.

I dati derivanti da queste misure vengono però prima sottoposti ad una procedura di validazione per verificare se nelle misure vi sono delle anomalie significative dello strumento.

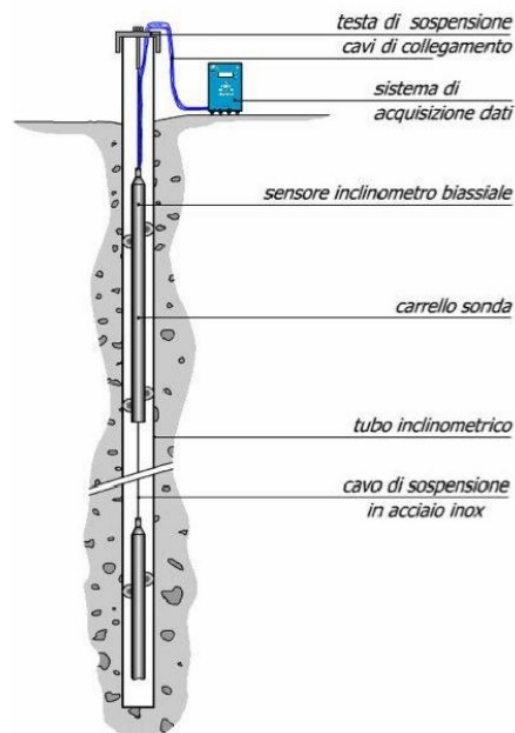


Figura 3.4: Schema di installazione di una stazione inclinometrica , ricavata dal sito <https://www.snpambiente.it/wp-content/>

3.2.3. Mire Ottiche

Un'ulteriore tecnologia implementabile per il monitoraggio di tipo tradizionale è il rilievo geodetico-topografico mediante l'utilizzo di mire ottiche. Tale strumentazione è in grado di fornire informazioni in relazione agli spostamenti di diverse strutture tra le quali anche i movimenti franosi sia in larga scala, come la stabilità dei pendii, sia in piccola scala come il collasso arginale o delle dighe in terra.

I rilievi geodetici-topografici sono molto utilizzati in diversi ambiti tecnologici, in particolare però possono essere particolarmente importanti nell'ambito del monitoraggio, consistenti nell'insieme di misure e tecniche per la determinazione di variazioni di posizione di particolari oggetti su cui sono state installate delle mire ottiche (Figura 3.5).

Le misure necessarie al monitoraggio topografico con mire ottiche sono di tipo geometrico, quindi si parla di angoli, distanze e dislivelli dalle quali è possibile attraverso una rielaborazione dei dati, risalire all'eventuale variazione di posizione del punto identificato con la mira ottica determinato da una deformazione della struttura o del territorio (Figura 3.6).

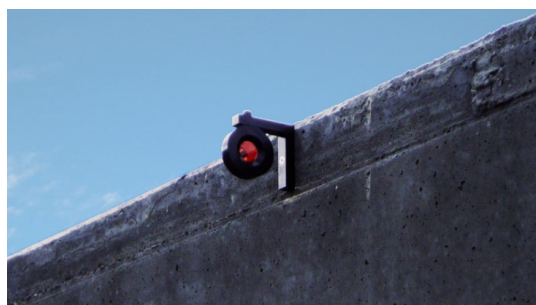


Figura 3.5: Esempio di mira ottica topografica installata su di un muro in calcestruzzo

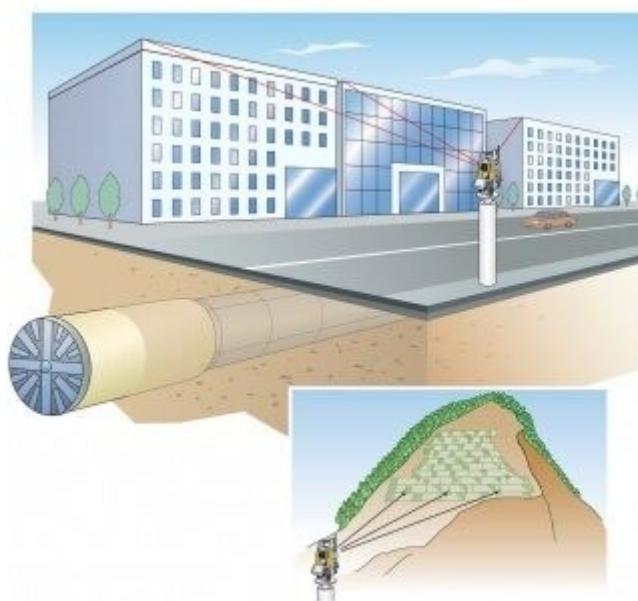


Figura 3.6: Rappresentazione di un sistema di monitoraggio tramite stazione totale e mire ottiche, immagine recuperata al sito web <https://www.topconpositioning.com/>

Lo schema di implementazione di questo sistema di monitoraggio consiste come prima cosa nell'identificazione delle cause che hanno portato alla necessità di implementare tale sistema. Il secondo passo fondamentale è quello di individuare degli elementi che hanno determinato il fenomeno in atto, come per esempio fessurazioni o cedimenti e infine parametrizzare gli spostamenti in relazione al grado di dettaglio di cui si necessita, ovvero 1D, 2D oppure 3D.

È necessario definire un sistema di riferimento e scegliere con attenzione i sensori da installare e restituire quindi un progetto del sistema di monitoraggio ideato.

Il sistema di monitoraggio attraverso l'uso di mire ottiche è composto da una stazione totale robotizzata per la lettura diretta sulle mire installate (Figura 3.7), ad intervalli periodici, e una stazione di acquisizione dei dati che poi li trasferirà ad un altro sistema di elaborazione ed archiviazione.

Una volta eseguita l'installazione, come prima lettura verrà eseguita una misura zero tale da individuare e determinare la posizione iniziale delle mire necessaria poi per la valutazione degli spostamenti. Tre delle mire installate serviranno poi alla stazione totale da orientamento e serviranno inoltre per la valutazione di eventuali spostamenti della stazione stessa.

3.3. Sistemi di monitoraggio innovativi

Con lo sviluppo tecnologico avvenuto negli anni, la strumentazione tradizionale che si basava principalmente su delle misurazioni puntuali a sensori singoli non è più sufficiente per poter garantire una rapida ed immediata localizzazione e valutazione dei segnali di anomalia rilevati. Inoltre, l'incremento della consapevolezza nei confronti delle condizioni di sicurezza negli ultimi anni ha portato ad uno sviluppo delle tecnologie a disposizione nel monitoraggio in grado di captare le minime variazioni segnalandole tempestivamente in modo tale da poter prevenire le possibili catastrofi e fornire una miglior conoscenza della struttura (Inaudi et al., 2013).

Le tecnologie che verranno citate in questo elaborato a scopo conoscitivo sono le fibre ottiche distribuite e i sistemi di monitoraggio satellitare "SAR".

3.3.1. Fibra Ottica Distribuita

Negli ultimi 30 anni si sono registrati notevoli sviluppi per quanto riguarda i sensori a fibra ottica, i quali hanno avuto un'importante diffusione nel campo ingegneristico sia civile che geotecnico. La principale motivazione per cui tali strumenti si sono diffusi è dovuta al fatto che attraverso l'utilizzo di queste tecniche è possibile avere a disposizione una quantità di dati più ampia e dettagliata rispetto alle misure effettuate con le tecnologie tradizionali. Le fibre ottiche sono nate come strumento di trasmissione dei dati e informazioni, per questo motivo si prestano

molto bene per la misurazione di variazioni termiche del terreno indotte dalla filtrazione a seguito dell'innalzamento dei livelli di falda, ma anche per la misura di deformazioni del terreno dovute a spostamenti o cedimenti strutturali (Fabbian *et al.*, 2022).

Tale sistema permette di individuare localmente fenomeni come infiltrazioni, assestamenti, perdite per sifonamento e allagamenti. L'installazione di questi sistemi ha già riscontrato notevole successo trovando applicazione in Europa, Asia e America (Inaudi *et al.*, 2013). Vengono per esempio usati per il monitoraggio di ponti, dighe, tunnel, ma anche costruzioni, argini e appunto tailings dam, in quanto il loro punto di forza è il fatto che con un numero limitato di sensori è possibile misurare una grande quantità di dati.

I sensori a fibra ottica distribuita si differenziano dai sensori a fibra ottica puntuali, come dice il nome stesso, per la tipologia di campioni che riescono a rilevare. I primi infatti sono in grado di misurare parametri fisici per tutta la loro lunghezza attraverso un singolo sensore (Figura 3.7).

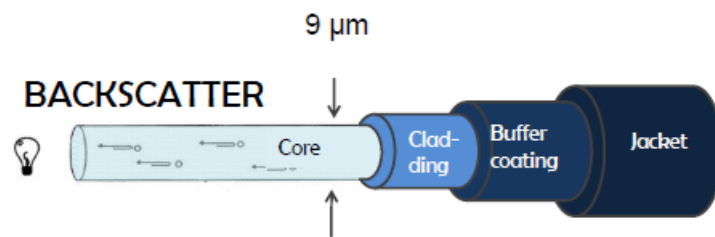


Figura 3.7: Rappresentazione schematica di dettaglio della composizione interna di una fibra ottica (Simonini, 2018)

Tali sistemi utilizzano un'interazione non lineare tra i segnali luminosi che vengono inviati dallo strumento detto interrogatore e la fibra ottica che riceve il segnale e lo restituisce all'unità di controllo per valutarne la risposta (Figura 3.8).

Il meccanismo attraverso il quale è possibile determinare le variazioni di temperatura con le fibre ottiche distribuite è basato sul confronto dei segnali ottici che vengono generati da un'onda luminosa proveniente dalla sorgente definita come interrogatore e indirizzata verso il cavo ottico. In esso il segnale viene retro diffuso e assorbito dall'interrogatore dove, nota la velocità della luce nel mezzo, sarà possibile determinare la posizione lungo il cavo ottico dove si sono registrate delle variazioni, e quindi localizzare nella struttura i punti critici da analizzare (Fabbian *et al.*, 2022)

In particolare nelle tailings dam e negli argini la grandezza rilevante come visto è il moto di filtrazione e la pressione dell'acqua. Attraverso l'utilizzo delle fibre ottiche tali informazioni possono essere ricavate indirettamente, attraverso l'analisi della variazione di temperatura, le quali è possibile descrivere sia il grado di saturazione che la velocità di filtrazione, permettendo di individuare eventuali fenomeni come i sifonamenti o le infiltrazioni (Cola *et al.*, 2021).

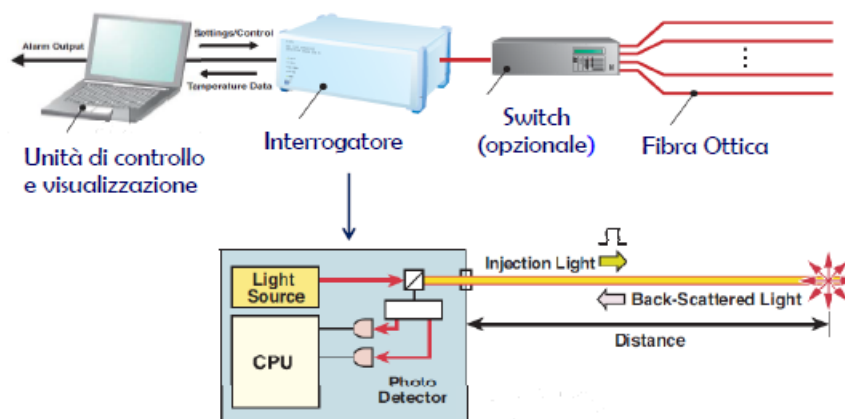


Figura 3.8: Schema di funzionamento di un sistema di monitoraggio con fibra ottica distribuita (Simonini, 2018)

Nelle tailings dam in particolare questa metodologia può essere implementata con facilità nelle nuove strutture in quanto la posa dei sensori a fibra ottica avverrebbe contestualmente all'innalzamento delle arginature della struttura.

Tuttavia, si precisa che allo stato attuale non vi sono metodi comprovati di posa in opera di tali strumentazioni, ma la tecnologia, per quanto riguarda l'applicazione in campo, è ancora in fase di perfezionamento.

3.3.2. Interferometria SAR

I sistemi ad interferometria SAR (Synthetic Aperture Radar) sono una metodologia ad oggi molto utilizzata basata sul telerilevamento ed è tra le più efficaci per monitorare le deformazioni della superficie terrestre e delle strutture di origine antropico. Vi sono due tipologie di sistemi SAR, la prima è la tecnica ad interferometria SAR satellitare, la quale si presenta come uno strumento dalle uniche potenzialità per il monitoraggio di strutture complesse per via della loro capacità di fornire delle informazioni in merito a zone di grandi dimensioni con elevata risoluzione spaziale e precisione millimetrica. La seconda invece è la tecnica ad interferometria

SAR terrestre, caratterizzata dal fatto che può monitorare le deformazioni di aree localizzate ad un'elevata frequenza di misurazione risultando quindi molto efficace per il monitoraggio in tempo reale per esempio nel caso delle dighe o delle tailings dam (Antonelli *et al.*, 2017).

L'interferometria SAR negli ultimi anni si è dimostrata un ottimo strumento per lo sviluppo di sistemi ingegneristici in quanto la quantità di informazioni sulle deformazioni superficiali del suolo e delle strutture risultano di elevata qualità sia per la precisione che per la risoluzione (Antonelli *et al.*, 2017).

La tecnica ad interferometria SAR terrestre (TInSAR) è una tecnica di rilevamento da remoto che viene in genere utilizzata per il monitoraggio di spostamenti per lo più superficiali raggiungendo accuratezza sub-millimetriche. Tale sistema si basa sull'utilizzo di un sensore radar attivo installato su di una piattaforma solidale al terreno, ovvero che non subisce variazioni di spostamento. Il sensore radar che emana il segnale a microonde ne riceve uno di ritorno dai bersagli colpiti che lo riflettono. Esso è composto da due antenne, la prima che emana il segnale e la seconda che lo riceve acquisendo immagini radar durante il movimento delle antenne su di un binario lineare o su di un sistema rotante (Figura 3.9 e 3.10) (Brunetti *et al.*, 2017).

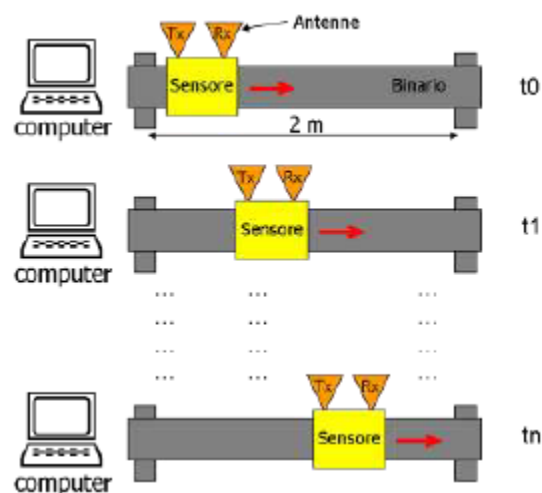


Figura 3.9: Schema di acquisizione di un sistema TInSAR su binario lineare (Brunetti *et al.*, 2017)

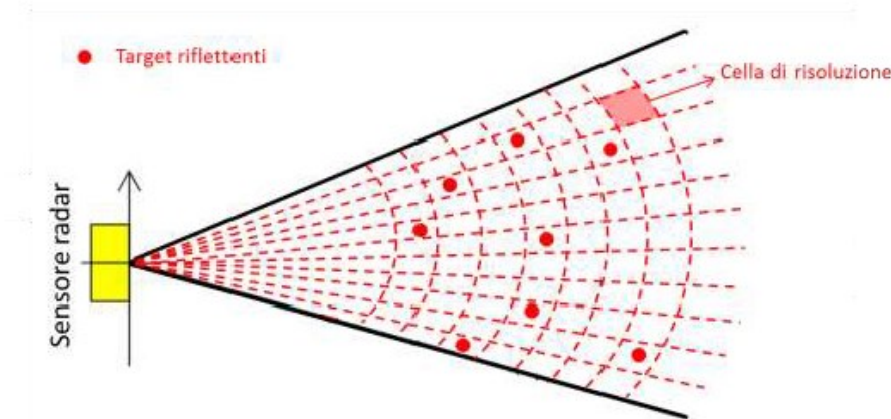


Figura 3.10: Schema rappresentativo di un'immagine TInSAR focalizzata (Brunetti et al., 2017)

Nelle tecniche TInSAR lo spostamento viene misurato attraverso l'analisi della differenza di fase di ogni pixel di cui è composta l'immagine campionata tra due o più immagini SAR acquisite in tempi diversi. La differenza di fase tra due o più pixel ne determina lo spostamento al tempo t .

Per quanto riguarda invece le tecniche *Advance Differential Synthetic Aperture Radar Interferometry* (A-DInSAR), ovvero interferometria SAR satellitare, sono tecniche che forniscono al giorno d'oggi l'alternativa al monitoraggio in sito. Viene molto utilizzata in ambito civile in quanto riesce a fornire, grazie all'ampio archivio di immagini satellitari dagli inizi degli anni '90, intere storie temporali degli sviluppi per esempio di cedimenti di strutture o movimenti franosi.

La tecnica A-DInSAR si basa sull'utilizzo dei satelliti radar che si muovono sulla superficie terrestre e operano sulla banda delle microonde a funzionamento attivo, ovvero che operano in qualsiasi condizione meteorologica e luminosa. In condizioni ideali tali sistemi riescono a rilevare spostamenti con precisione millimetrica di oggetti o strutture di modeste dimensioni (Figura 3.11). Questi risultati si ottengono a seguito di un'interpretazione dei dati che consiste nell'analisi delle differenze di fase e dell'ampiezza del segnale riflesso dalla superficie terrestre verso il satellite. Infatti, il principio di funzionamento dell'interferometria radar satellitare si basa proprio sul fatto che nota la lunghezza d'onda del segnale emesso dal radar, è possibile stimare gli spostamenti lungo la direzione del segnale attraverso l'analisi delle differenze di fase dei pixel tra due o più immagini SAR (Figura 3.12) (Limongelli, Giordano and Lasri, 2023).

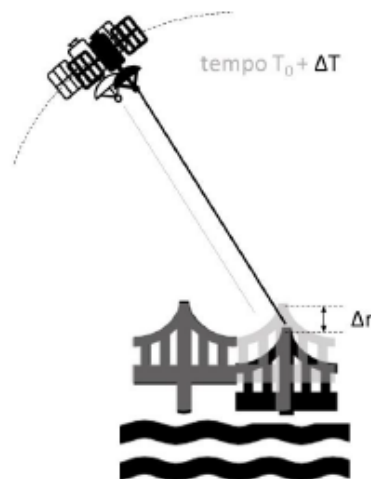


Figura 3.11: Rappresentazione semplificata del monitoraggio statico mediante sistemi satellitari radar, Δr identifica lo spostamento reale della struttura (Limongelli, Giordano and Lasri, 2023)

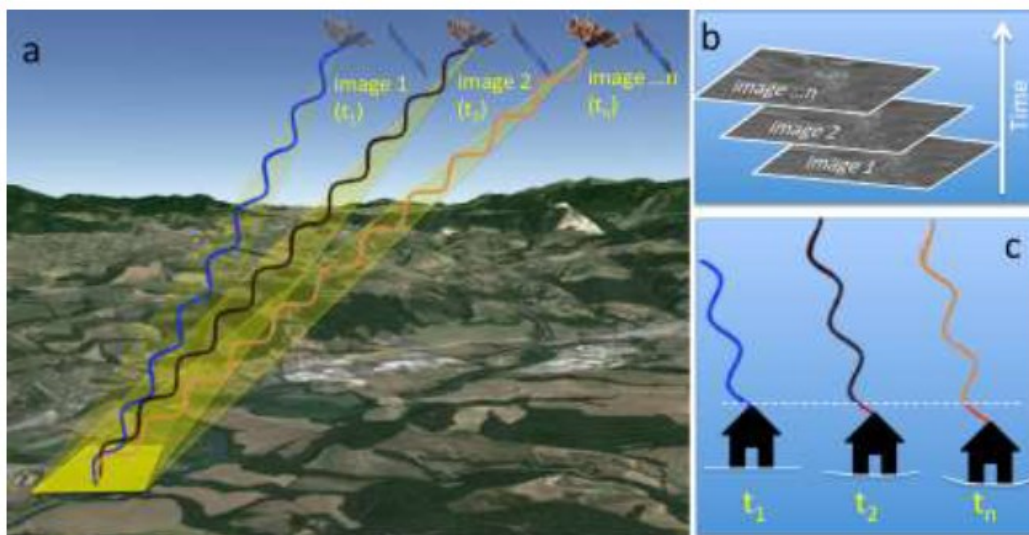


Figura 3.12: Schema del principio di funzionamento della tecnica A-DInSAR, (a) acquisizione del satellite sulla stessa area a tempi diversi, (b) sovrapposizione delle immagini e analisi, (c) valutazione della differenza di fase del segnale per identificazione degli spostamenti (Antonelli et al., 2017)

Queste tecniche SAR terrestri e satellitari hanno quindi diversi vantaggi anche a favore dell'implementazione di sistemi per il monitoraggio delle tailings dam in fase di costruzione o già attive. Il primo vantaggio è che presentano un'elevata accuratezza nelle misure dello spostamento superficiale fino ad alcuni decimi di millimetro, inoltre sono in grado di operare in qualsiasi condizione meteorologica e di illuminazione. Tali strumenti non richiedono installazioni in sito di sensori o target riflettenti, solo nel caso delle TInSAR deve essere

installata l'antenna per l'emanazione del segnale, quindi il monitoraggio avviene completamente da remoto anche in zone particolarmente difficili da raggiungere.

Lo svantaggio è che vengono misurati solamente gli spostamenti superficiali e lungo la direzione del segnale quindi si ritiene necessario, per il monitoraggio delle tailings dam, integrare tali sistemi con le fibre ottiche per esempio, in modo tale poter valutare anche i comportamenti nel sottosuolo e non solo superficialmente.

3.4. Limiti di accettabilità

Come è stato visto nei paragrafi precedenti, sono disponibili diverse tecnologie di monitoraggio sia di tipo tradizionale che di tipo innovativo.

Lo scopo di implementare questi sistemi di monitoraggio è quello di incrementare i livelli di sicurezza delle strutture, dell'ambiente e della popolazione attraverso l'analisi in continuo dei parametri critici che ne determinerebbero il collasso.

In questo senso la normativa vigente in materia, le NTC 2018, al capitolo 6.2 tratta come articolare il progetto di un'opera ingegneristica, dove viene espressamente richiamata l'importanza della programmazione delle attività di controllo e monitoraggio. Inoltre al paragrafo 6.2.5 sempre delle NTC 2018 viene citato il metodo osservazionale, secondo il quale:

“La progettazione può fare ricorso anche al metodo osservazionale, nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geologica e geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangono documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase di esecuzione dell'opera. Nell'applicazione di tale metodo si deve utilizzare il seguente procedimento:

- *Devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;*
- *...*
- *Deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.”*

Risulta quindi necessario per implementare un sistema di monitoraggio la definizione dei limiti di accettabilità da monitorare delle grandezze significative.

Per stabilire tali limiti si fa riferimento alla modellazione numerica della struttura oggetto di studio dove vengono implementate tutte le caratteristiche necessarie a riprodurre fedelmente le condizioni del sito e simulare eventuali sollecitazioni che potrebbero condurre la struttura al collasso.

In questo elaborato si fa riferimento alla modellazione sviluppata al Capitolo 2, dove è stata implementata attraverso il software D-Stability la geometria del sito di Stava con le proprietà ricavate da studi condotti nel corso degli anni arrivando a definire la posizione di una delle possibili superfici freatiche critiche tale per cui il fattore di sicurezza della struttura risulta pari a $FS=1,0$ ovvero in condizioni instabili nei confronti di sollecitazioni esterne.

I limiti di accettabilità si riferiscono quindi al monitoraggio delle condizioni di falda all'interno della struttura implementando dei sistemi di allarme che segnalano il superamento del limite previsto e monitoraggi delle deformazioni del versante della diga attraverso l'utilizzo combinato di sistemi a fibra ottica distribuita e tecnologie SAR.

3.5. Considerazioni finali

L'approfondimento del tema relativo al controllo dei parametri critici ha fatto emergere come siano strettamente correlati i concetti di sicurezza e monitoraggio.

In passato l'attenzione era principalmente rivolta al profitto e alla realizzazione dell'opera procedendo incuranti delle problematiche legate all'ambiente e alle condizioni strutturali. Nel corso dei vari anni però questo approccio si è rivelato un fallimento, ne è di esempio il caso di Stava, dove la fame di profitto ha prevalso sull'attenzione nel cogliere i segnali premonitori che si manifestano prima di una possibile catastrofe.

Fortunatamente con il passare del tempo è aumentata la sensibilizzazione nei confronti della sicurezza e questo ha spinto imprenditori ed enti a investire nell'implementazione e nello sviluppo di sempre più sofisticati sistemi di monitoraggio.

In particolare lo sviluppo dei sistemi a campionamento continuo e automatico ha permesso e permetterà sempre di più di migliorare la gestione sia del territorio che delle strutture antropiche e naturali. Nei rilevati in terra, in particolare, questo metodo di acquisizione dei dati in continuo

sarà in grado di determinare in ogni momento le condizioni strutturali dovute alla presenza di flussi d'acqua che ne minerebbero la stabilità.

Il monitoraggio attraverso l'utilizzo delle fibre ottiche giocherà un ruolo fondamentale nel futuro prossimo della geotecnica e della sicurezza, poiché grazie alla capacità dei sensori distribuiti di acquisire dati in ogni momento e in ogni punto in modo rapido e semplificato permetterà di avere dei monitoraggi real-time che saranno in grado di incrementare il livello di sicurezza sia strutturale che socio-ambientale. Questi strumenti infatti sono in grado non solo di percepire variazioni puntuali come la strumentazione tradizionale, ma possono percepire variazioni distribuite andando ad intercettare interi flussi in movimento in ogni punto permettendo di fornire dati per la valutazione anche di eventi localizzati come sifonamenti, perdite o infiltrazioni.

La sorte sarà la stessa anche per le tecnologie ad interferometria SAR sia terrestre ma soprattutto satellitare. Queste tecniche infatti grazie al grande vantaggio dovuto all'assenza di strumentazione da installare in sito risulta utile e di immediata applicazione in casi in cui può essere impegnativa l'installazione di strumenti tradizionali o fibre ottiche.

In conclusione, le attività di monitoraggio stanno diventando sempre più fondamentali per la gestione della sicurezza in ambito civile e questo richiederà quindi sempre più sforzi per investire nell'implementazione di questi sistemi. La presenza in commercio però di tecnologie come le fibre ottiche o le interferometrie satellitari, definite anche come metodi di monitoraggio *low cost*, permetterà di estendere questa possibilità di implementazione sempre di più, portando ad un aumento su scala globale della sicurezza specialmente nei confronti delle grandi catastrofi.

Conclusioni

Il presente studio si è posto come primo obiettivo l'analisi e la valutazione delle principali cause di collasso e di cedimento delle tailings dam in Europa e nel mondo, con particolare attenzione al caso studio della diga di sterili, collassata nel 1985 in Trentino Alto Adige, più precisamente nella valle di Stava.

Questo elaborato si è poi focalizzato su un secondo obiettivo, relativo al raccoglimento dei dati necessari, messi a disposizione dalla letteratura esistente, con l'intento di fornire un'analisi critica della caratterizzazione meccanica esistente ai tempi di Stava e di poter determinare e valutare la posizione della superficie di falda critica.

In seguito gli studi effettuati hanno permesso di procedere con il terzo e ultimo obiettivo, relativo all'analisi di un sistema di monitoraggio basato sui limiti di accettabilità derivanti dalla modellazione della stabilità, necessario per incrementare i livelli di sicurezza in questo genere di strutture.

La ricerca di articoli e pubblicazioni riguardanti l'argomento delle tailings dam ha permesso di ottenere dati sufficienti alla valutazione delle principali cause di collasso di questo genere di strutture. Come si evince dal Capitolo 1, le cause di collasso più frequenti a livello europeo e internazionale si sono potute riscontrare principalmente per fenomeni meteorologici estremi, anche se in gran parte sono riconducibili a cedimenti strutturali per liquefazione sismica, sifonamenti e carenze nella gestione del sito.

Tali analisi sono state condotte allo stesso modo per il caso di Stava, dove un approfondito studio della cospicua letteratura esistente ha permesso di individuare, anche in questo caso, le principali cause di collasso. In particolare il fattore scatenante di questo evento fu a quel tempo imputato a perdite d'acqua provenienti da un pregresso guasto del sistema di drenaggio delle acque dilavate che, con l'aggiungersi della quantità d'acqua precipitata nei mesi precedenti nella valle, generò un innalzamento del livello di falda all'interno degli argini della struttura. Questa fu la causa che determinò il collasso, ma da un'analisi della letteratura si è evidenziato come la mal gestione, nel corso degli anni, di una lunga serie di attività, ricollegabili anche alla costruzione della diga, abbiano avuto un'incidenza fatale nelle conseguenze oggi note. È questo il motivo per cui la mancanza di un progetto iniziale che prendesse in considerazione tutte le caratteristiche del territorio, in particolare la presenza di attività risorgiva nella zona di Pozzole, è stato forse il primo passo falso dell'iniziativa. In aggiunta, poi, durante le fasi costruttive,

l'errato metodo di innalzamento delle arginature ha condotto il bacino superiore a poggiare il proprio basamento sulle fondazioni molli costituite da tailings limosi, non ancora consolidati, depositati nel bacino inferiore. Infatti, come volevasi dimostrare, il bacino superiore è stato il primo elemento dell'intera struttura a collassare e a generare la reazione a catena.

La carenza più evidente delle dighe di Stava è però legata ai sistemi di monitoraggio, considerati a quel tempo come attività non strettamente necessaria per generare profitto. Sia in fase di progettazione, sia in fase di costruzione, non furono condotti studi approfonditi per una caratterizzazione affidabile del terreno; inoltre le uniche attività di supervisione in fase costruttiva e di operatività furono ridotte a dei sopralluoghi fisici atti a visionare lo stato superficiale dei versanti delle dighe, condotti per lo più da personale inadeguatamente formato. Quindi la mancanza di un sistema di monitoraggio adatto alle caratteristiche del sito non ha permesso di valutare il livello di innalzamento della superficie freatica, rendendo impossibile un piano di evacuazione d'emergenza degli abitanti dalla valle.

Pertanto il presente elaborato si è articolato nello sviluppo di un modello numerico, attraverso l'uso del software D-Stability, capace di simulare una ipotetica individuazione della superficie freatica critica, per una sezione tipo, tale per cui in quelle condizioni il fattore di sicurezza della struttura fosse pari a $FS=1,0$.

La determinazione di questo livello critico risulta di fondamentale importanza per lo sviluppo di un sistema di monitoraggio real time automatico capace di valutare eventuali superamenti di soglia dei parametri critici, come le pressioni interstiziali e i livelli di falda, in modo tale da potersi attivare con segnali di allarme.

Gli studi condotti si sono poi conclusi con delle proposte di tecniche di monitoraggio di tipo tradizionale, come: piezometri, inclinometri, mire ottiche, che in parte potevano essere installate anche ai tempi di Stava, e con proposte di tipo innovativo come le interferometrie SAR e le fibre ottiche, che potrebbero essere implementate nei siti in attività o di nuova costruzione.

La materia delle tailings dam è stata negli ultimi anni oggetto di numerosi studi, talvolta approfonditi, che hanno permesso di valutare nel dettaglio il comportamento di questo tipo di strutture. In aggiunta agli studi recenti, per la stesura di questo elaborato si è fatto riferimento agli articoli pubblicati dal 1985 al 2003 inerenti al caso di Stava e al processo penale che ne conseguì, ordinatamente raccolti nella "*Rassegna dei contributi scientifici sul disastro della val di Stava (Provincia di Trento, 19 luglio 1985)*".

Si precisa che il presente elaborato è limitato alle analisi di stabilità semplificate su una sezione tipo delle dighe di Stava e prende in considerazione possibili cause di collasso della struttura nella sua globalità. Indagini più approfondite, invece, potrebbero essere condotte analizzando caso per caso tutte le tipologie di collasso localizzate, come, per esempio, infiltrazioni d'acqua, fenomeni di sifonamento o altri cedimenti localizzati.

Ulteriori indagini auspicabili per questo genere di strutture fanno riferimento alle analisi di filtrazione e, queste ultime, potrebbero risultare estremamente utili per la determinazione delle linee di falda ottenute come risultante delle forzanti idrauliche esterne. La difficoltà, però, rimane ad ogni modo legata alla disponibilità di dati per quanto riguarda i casi accaduti in passato, anche se potrebbe essere implementata nelle strutture ad oggi attive o in costruzione.

Per concludere, il tema della sicurezza che è stato trattato si rivolge alla sensibilizzazione globale attorno alle problematiche legate ai collassi delle grandi opere, tenendo presente che, per incrementare il livello di sicurezza nelle opere civili, è fondamentale lo sviluppo di sistemi di monitoraggio avanzati che ne permettano la valutazione in tempo reale.

Infine la possibilità di avere sempre a disposizione dati aggiornati è necessaria per la corretta gestione delle strutture antropiche, come appunto le tailings dam, con l'obiettivo di analizzare e valutare le condizioni di rischio e implementare eventuali misure di sicurezza necessarie. Ecco perché attrezzare le tailings dam attive con questo genere di sistemi e migliorare le modalità costruttive delle nuove strutture, introducendo l'installazione delle tecnologie innovative già in questa fase, risultano essere le prospettive del presente e del futuro per garantire adeguati livelli di sicurezza per la popolazione e l'ambiente.

Nomenclatura

γ_d	=	Peso di volume secco
γ	=	Peso di volume
e	=	Indice dei vuoti
w	=	Contenuto d'acqua
k	=	Permeabilità / Conducibilità idraulica
c'	=	Coazione efficace
φ'	=	Angolo di resistenza al taglio
σ'_v	=	Sforzo verticale efficace
G_s	=	Gravità specifica
K_s	=	Conducibilità idraulica
φ'_{cs}	=	Angolo di resistenza al taglio allo stato critico
PI	=	Indice di plasticità
w_L	=	Contenuto liquido

Acronimi

CPT	=	Cone Penetration Test
CPTU	=	Cone Penetration Test Undrained
ICOLD	=	International Commission on Large Dams
CSL	=	Critical State Line
FS	=	Fattore di Sicurezza

Bibliografia

- Antonelli, B. *et al.* (2017) ‘Il potenziale dell’Interferometria SAR satellitare e terrestre per il monitoraggio delle dighe’.
- Bella, G. (2017) ‘Hydro-Mechanical Behaviour of Tailings in Unsaturated Conditions’.
- Brunetti, A. *et al.* (2017) ‘L’INTERFEROMETRIA SAR TERRESTRE PER IL MONITORAGGIO GEOTECNICO E STRUTTURALE’.
- Carrera, A. (2008) ‘Mechanical behaviour of Stava tailings’.
- Cola, S. *et al.* (2021) ‘An optical fiber-based monitoring system to study the seepage flow below the landside toe of a river levee’, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 11(3), pp. 691–705. Available at: <https://doi.org/10.1007/s13349-021-00475-y>.
- Fabbian, N. *et al.* (2022) ‘Sistemi di monitoraggio tradizionali ed innovativi per valutare il grado di sicurezza dell’argine dell’Adige a Salorno (BZ)’, *ISFMG 2022 - London* [Preprint].
- Hui, S. (Rob), Charlebois, L. and Sun, C. (2018) ‘Real-time monitoring for structural health, public safety, and risk management of mine tailings dams’, *Canadian Journal of Earth Sciences*, 55(3), pp. 221–229. Available at: <https://doi.org/10.1139/cjes-2017-0186>.
- Inaudi, D. *et al.* (2013) ‘MONITORING DAMS AND LEVEES WITH DISTRIBUTED FIBER OPTIC SENSING’.
- Kossoff, D. *et al.* (2014) ‘Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation’, *Applied Geochemistry*, 51, pp. 229–245. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.apgeochem.2014.09.010>.
- Limongelli, M.P., Giordano, P.F. and Lasri, O. (2023) ‘L’interferometria radar satellitare per il monitoraggio di strutture e infrastrutture civili’.
- Mainali, G. (2006) ‘Monitoring of Tailings dams with Geophysical Methods’.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018) ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’. Repubblica Italiana.
- Rico, M. *et al.* (2008) ‘Reported tailings dam failures’, *Journal of Hazardous Materials*, 152(2), pp. 846–852. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2007.07.050>.
- Simonini, P. (2018) ‘Monitoraggio innovativo di opere geotecniche’. Università degli Studi di Padova.
- Tosatti, G. (2003) *Rassegna dei contributi scientifici sul disastro della Val di Stava (Provincia di Trento), 19 luglio 1985*. Pitagora Editrice Bologna.

Van Niekerk, J. and Viljonen, J. (2005) ‘Causes and Consequences of the merriespruit and other tailings-dam failures’.

Siti web:

<https://www.google.it/maps/> (Ultimo accesso 08/01/2023)

<https://it.wikipedia.org/wiki/> (Ultimo accesso 08/01/2023)

<https://www.stava1985.it/> (Ultimo accesso 12/12/2022)

https://readitaliano.com/wiki/it/Tailings_dam_failure
(Ultimo accesso 09/11/2022)

<https://globaltailingsreview.org/about-tailings/>
(Ultimo accesso 24/11/2022)

<http://www.wise-uranium.org/mdafst.html>
(Ultimo accesso 02/01/2023)

<http://geo-tec.it/wp-content/>
(Ultimo accesso 21/01/2023)

<http://www.sisgeo.com/uploads/manuali/>
(Ultimo accesso 21/01/2023)

<https://www.snpambiente.it/wp-content/>
(Ultimo accesso 21/01/2023)

<https://geologobarbero.it/> (Ultimo accesso 21/01/2023)

<https://www.topconpositioning.com/> (Ultimo accesso 21/01/2023)