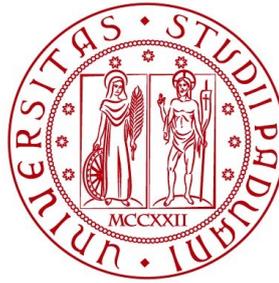


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE
E AMBIENTALE

Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

**EFFETTO DI PICCOLE CAVITA' SULLA
STABILITA' ARGINALE – ANALISI
ALL'EQUILIBRIO LIMITE E AGLI ELEMENTI
FINITI**

Relatore:

Dott.ssa Francesca Ceccato

Laureando: Stefano Malvestio

Numero matricola: 1237526

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

Sommario

Le inondazioni costituiscono uno dei più diffusi e distruttivi pericoli ambientali degli ultimi decenni, anche a causa del cambiamento climatico a cui è strettamente correlato un aumento esponenziale dei livelli idrici dei corsi d'acqua e dei fenomeni metereologici di carattere eccezionale. Per ridurre l'impatto di tale pericolo sulla vita umana e sul patrimonio artistico e infrastrutturale sono stati realizzati nel corso dei secoli diversi sistemi di difesa, tra i quali gli argini in terra. Tuttavia l'errata progettazione o eventuali danni al sistema strutturale di queste opere possono comprometterne l'efficienza e determinare il non soddisfacimento dei requisiti idraulici e geotecnici di progetto.

Tra i fenomeni in grado di innescare il cedimento strutturale degli argini in terra vi è l'effetto delle cavità, realizzate dall'attività scavatrice degli animali in corrispondenza dei paramenti esterni o all'interno del nucleo del rilevato. Facendo uso del metodo all'Equilibrio Limite e del metodo agli Elementi Finiti si valuterà la possibile formazione di un cinematismo di instabilità locale che riguarda il solo paramento esterno del rilevato arginale lato campagna. A seguito dell'espulsione di terreno nell'intorno della cavità per effetto della pressione dell'acqua, il rilevato arginale sarà poi assoggettato ad erosione concentrata lungo la via preferenziale creata dal sistema di tane, che porterà al collasso dell'intera struttura. Tale fenomeno, denominato punzonamento locale della scarpata arginale, è stato considerato dalla Commissione tecnico-scientifica come il più probabile meccanismo di danneggiamento in grado di causare la rotta arginale avvenuta il 6 dicembre 2020 sull'argine destro del fiume Panaro a Castelfranco Emilia causando ingenti danni economici.

Indice

Introduzione.....	1
1. Stato dell'arte: gli argini e le relative problematiche	3
1.1. Componenti e sezioni caratteristiche degli argini.....	5
1.2. Problematiche idrauliche e geotecniche degli argini in terra.....	8
1.2.1. Erosione esterna.....	10
1.2.2. Erosione interna.....	12
1.2.3. Instabilità del paramento esterno o interno.....	14
1.3. Valutazione dell'effetto delle cavità sul cedimento degli argini in terra.....	15
1.3.1. Geometria delle tane.....	16
1.3.2. Studi di letteratura in merito all'influenza delle tane sul comportamento idraulico e strutturale degli argini in terra.....	19
2. Metodi LEM e FEM per le analisi di stabilità sui rilevati arginali	29
2.1. Limit Equilibrium Method (LEM).....	31
2.1.1. LEM – Pendio indefinito	33
2.2. Finite Element Method (FEM)	36
2.2.1. Il problema differenziale e la soluzione numerica delle analisi statiche	37
2.2.2. Le analisi elastoplastiche e i modello costitutivi elastoplastici	39
2.2.3. Strength Reduction Method (SRM).....	41
3. Metodo LEM: punzonamento locale della scarpata arginale.....	43
3.1. Valutazione del Fattore di Sicurezza del meccanismo di punzonamento locale	47
3.1.1. Analisi matematica delle relazioni per la stima del Fattore di Sicurezza.....	51
3.1.2. Valutazione dell'angolo d'inclinazione del piano di scorrimento critico.....	54
3.2. Analisi di sensibilità dei parametri che influenzano il meccanismo limite di punzonamento locale	61
4. Modellazione numerica del fenomeno di punzonamento locale e confronto con i risultati del metodo LEM.....	71
4.1. Definizione del modello numerico	72
4.1.1. Discretizzazione del dominio e condizioni al contorno.....	75
4.1.2. Construction stage delle analisi FEM.....	77
4.2. Risultati delle analisi FEM	79
4.2.1. Angolo di inclinazione $\beta=25^\circ$	80
4.2.2. Angolo di inclinazione $\beta=30^\circ$	107
4.2.3. Angolo di inclinazione $\beta=35^\circ$	119

4.3. Confronto tra i risultati ottenuti col metodo LEM e col metodo FEM per il meccanismo di punzonamento locale	139
5. Relazione semplificata per la valutazione del Fattore di Sicurezza del fenomeno di punzonamento locale	143
5.1. Confronto tra la formula semplificata e la trattazione rigorosa per la valutazione del Fattore di Sicurezza	145
5.2. Determinazione della distanza orizzontale L_H tale da garantire un $FS > 1$	150
Conclusione	153
Appendice	157
Bibliografia	161

Introduzione

I cambiamenti climatici e i sempre più presenti e prolungati fenomeni metereologici, che comportano una modifica progressiva dei regimi idrologici e della capacità di deflusso dei corsi d'acqua, stanno causando numerosi problemi di dissesto idro-geologico su tutto il territorio nazionale. In particolare, secondo quanto riportato da European Environment Agency nel 2011, le inondazioni avvenute tra 1998 e il 2009 in Europa hanno causato oltre 1100 morti, lo sfollamento di mezzo milione di persone e almeno 52 miliardi di euro di danni economici. Inoltre, a causa della progressiva urbanizzazione, il gruppo di lavoro sugli argini e le difese contro le inondazioni dell'ICOLD (EUCOLD, 2018) prevede che entro il 2050 il 15% della popolazione mondiale vivrà in aree soggette a intensi eventi alluvionali e diverse decine di milioni di persone saranno a rischio di inondazione.

A fronte di tutto ciò, le opere di difesa assumono un ruolo fondamentale nei confronti della mitigazione e gestione di tale rischio. Tra le diverse strutture di protezione contro il pericolo di inondazione vi sono gli argini, i quali, attraverso il rialzo delle sponde, consentono un incremento della portata d'acqua in transito nella sezione fluviale di riferimento senza incorrere in possibili esondazioni. Oltre alle rotture di tipo idraulico, per superamento delle sponde arginali, vi possono essere ulteriori fenomeni in grado di compromettere l'operatività e le prestazioni dell'argine come ad esempio le rotture strutturali, in cui il collasso dell'opera si verifica per motivi di natura geotecnica.

Fra i numerosi fattori in grado di innescare il cedimento strutturale degli argini, l'impatto della fauna scavatrice risulta spesso sottovalutato al punto di non essere menzionato in molti libri di testo di ingegneria geotecnica classica e pubblicazioni scientifiche. L'asportazione di materiale sciolto lungo le sponde o dal nucleo del rilevato, per effetto dell'azione animale, altera la geometria dell'opera riducendone la resistenza e modificando il comportamento idraulico globale della struttura. Tutti gli studi presenti in letteratura considerano l'effetto peggiorativo delle tane sul regime delle pressioni, prevedendo la nascita di meccanismi di instabilità globale nell'opera danneggiata. Lo scopo del suddetto studio consiste nella valutazione dell'effetto di piccole cavità sul fenomeno meccanico della stabilità, mediante l'analisi di un meccanismo di instabilità locale che prevede la formazione di una superficie di rottura che interessa solamente la porzione di rilevato arginale lato campagna. Il punzonamento locale del paramento che si verifica a seguito dell'espulsione di terreno nell'intorno della cavità per effetto della pressione dell'acqua, comporta l'instaurarsi di un fenomeno di erosione concentrata che riduce la resistenza globale dell'argine, compromettendone la resistenza. Le diverse simulazioni che

sono state condotte attraverso il metodo all'Equilibrio Limite e il metodo agli Elementi Finiti, per la valutazione di tale meccanismo, prevedono la definizione di un modello bidimensionale, con tana a sviluppo longitudinale disposta a distanza variabile dal paramento esterno. Il punzonamento locale del paramento esterno è stato inoltre considerato dalla Commissione tecnico-scientifica per la valutazione delle cause all'origine della rotta arginale lungo il fiume Panaro come il più probabile meccanismo di rottura in grado di determinare la formazione di una breccia arginale in destra idraulica in località Gaggio di Castelfranco Emilia il giorno 6 Dicembre 2020, cui è seguito l'inondazione di un'ampia porzione di territorio tra le province di Modena e Bologna, in particolare nei comuni di Castelfranco Emilia, Nonantola, Ravarino, Sant'Agata Bolognese e Crevalcore provocando danni ingentissimi.

La tesi è suddivisa in 5 capitoli: nel primo capitolo è esposto lo Stato dell'Arte per quanto riguarda gli argini e le relative problematiche di natura idraulica e geotecnica, con particolare riferimento all'influenza delle cavità sui cedimenti degli argini in terra; nel secondo capitolo sono introdotti alcuni concetti base dei metodi all'Equilibrio Limite e agli Elementi Finiti che vengono utilizzati per valutare la stabilità di un rilevato nei confronti dei possibili fenomeni di rottura. Nel terzo capitolo si definisce il meccanismo instabile oggetto di studio e si analizzano i cinematismi di rottura dal punto di vista analitico, valutando l'effetto dei vari parametri caratterizzanti le azioni sollecitanti e la resistenza del terreno mediante un'analisi di sensibilità. Il quarto è dedicato alla simulazione numerica del meccanismo di punzonamento locale attraverso un'analisi statica col metodo FEM ed i risultati, espressi in termini di Fattore di Sicurezza e forma del cuneo di terreno mobilizzato, sono confrontati con quelli ottenuti dal metodo LEM. Per concludere, nel quinto capitolo si definisce una relazione semplificata per la stima della distanza orizzontale minima tra la tana ed il paramento esterno dell'argine, oltre la quale è garantita la stabilità del rilevato nei confronti del meccanismo limite di punzonamento locale.

Capitolo 1

1.Stato dell'arte: gli argini e le relative problematiche

La maggior parte degli argini e delle strutture di protezione dalle inondazioni si trova lungo i fiumi ma, soprattutto nell'Europa occidentale, una frazione significativa è stata costruita lungo le coste e gli estuari. In Italia, per esempio, il distretto delle Alpi Orientali copre il 12,5% della superficie nazionale e comprende 6 fiumi principali che sfociano nell'alto Adriatico, con una presenza complessiva di circa 4000 km di arginature (EUCOLD, 2018).

Gli argini hanno spesso una storia di costruzione lunga e complicata; oggigiorno la realizzazione di nuove opere è molto rara e la principale attività antropica è atta a garantire la manutenzione e l'adeguamento delle strutture esistenti in seguito ai grandi eventi alluvionali, in modo da sopportare condizioni di piena critiche, ormai sempre più frequenti. Il comportamento dal punto di vista idraulico e geotecnico degli argini dipende quindi da diversi fattori, tra i quali l'ubicazione della struttura, determinata dall'andamento del corso d'acqua e dalle opere presenti sul territorio, le caratteristiche del terreno di fondazione e del terreno con cui è costruita e i successivi/eventuali interventi di rinforzo e modifica che si rendono necessari nel tempo per mantenere efficiente l'opera.

Qualsiasi sia l'ambiente in cui si collocano, gli argini sono sottoposti a carichi esterni di intensità proporzionale al regime idrologico. Al fine di mantenerne l'integrità e svolgere la propria funzione, la sezione trasversale di un tratto arginale dev'essere composta da una serie di elementi compatibili con i carichi agenti, tali da garantire (Simonini et al., 2014):

- *impermeabilità*: è la funzione primaria di un tratto arginale, che deve limitare il flusso di filtrazione attraverso il corpo arginale e nel terreno di fondazione. La filtrazione genera forze di volume che, nei terreni granulometricamente eterogenei, possono indurre la migrazione di particelle più fine del terreno stesso causando un incremento della permeabilità locale e riducendo la resistenza meccanica;
- *drenaggio*: i sistemi di drenaggio hanno lo scopo di limitare le pressioni dell'acqua nella zona lato campagna per evitare crolli locali ed erosione interna. Agiscono indirizzando

il moto di filtrazione verso zone dove l'acqua può essere raccolta e allontanata senza danni;

- *stabilità*: l'instabilità meccanica del sistema arginale può verificarsi con crolli parziali più o meno profondi. Dev'essere evitata in tutte le condizioni di esercizio ed eventualmente anche in presenza di eventi sismici. Entrambi i costituenti del sistema (terreno di fondazione e corpo arginale) devono possedere sufficiente resistenza sia quando il fiume è in regime di magra che quando è in piena;
- *protezione esterna*: gli argini sono esposti a vari tipi di azioni esterne (impatto delle onde e dei filoni di corrente, azione degli animali, attività umane ecc.) che generano effetti meccanici e/o idraulici che, a loro volta, possono causare l'erosione del corpo arginale.

Il non soddisfacimento dei requisiti di cui sopra, a causa di una errata progettazione o mancata manutenzione nel corso della vita utile dell'opera, comporta l'instaurarsi di fenomeni di danneggiamento di natura idraulica e geotecnica che possono condurre alla rottura del tratto arginale. Tra i possibili fattori di innesco di questi fenomeni vi è la presenza di cavità all'interno della struttura: gli animali scavatori sono infatti riconosciuti dalle agenzie responsabili delle dighe e degli argini di terra per avere un impatto negativo sull'integrità degli argini in terra (es. Federal Emergency Management Agency, 2005). L'impatto delle attività di scavo di queste specie sul rischio di erosione degli ambienti acquatici risulta un argomento tuttora oggetto di studio e di difficile valutazione.

All'interno di questo capitolo si riporta quindi una sintesi inerente le caratteristiche principali di una sezione arginale, elencando i principali metodi di danneggiamento e soffermandosi sugli studi presenti in letteratura circa l'effetto delle cavità sul comportamento idraulico e strutturale delle opere in terra.

1.1. Componenti e sezioni caratteristiche degli argini

La progettazione di un argine è vincolata da numerosi aspetti, tra i quali il regime idraulico del fiume, l'altezza dell'opera in relazione alle esigenze di sicurezza idraulica, ossia la predisposizione di un franco libero per evitare un possibile sormonto e quindi l'esonazione dell'onda con riferimento alle massime piene storiche o previste, eventuali vincoli di carattere geometrico o idraulico, i parametri meccanici e di permeabilità dei terreni di fondazione e dei terreni disponibili per la costruzione del rilevato.

In linea generale, una sezione arginale è composta da due elementi fondamentali: il terreno di fondazione e il corpo arginale. Il terreno di fondazione rappresenta lo strato di terreno su cui poggia direttamente il rilevato e può presentare caratteristiche molto diverse in termini di resistenza e permeabilità. La sua funzione principale è quella di fornire un supporto stabile al corpo arginale e assicurare l'impermeabilità. Il corpo arginale è invece la componente principale dell'intero sistema ed è generalmente costituito da materiali granulari e coesivi come sabbie limi e argille, con una conducibilità idraulica di circa 10^{-6} - 10^{-8} m/s tale da garantire l'impermeabilità del sistema per le normali onde di piena. Questa componente deve essere a sua volta stabile e garantire una sufficiente resistenza nei confronti dell'azione erosiva dell'acqua e dei processi di filtrazione.

Qualora il terreno che costituisce il corpo del rilevato non fosse in grado di fornire adeguate prestazioni in termini di resistenza e permeabilità, possono essere introdotte componenti aggiuntive quali (CIRIA et al., 2013):

- *nuclei impermeabili*: sono solitamente realizzati in corrispondenza della parte centrale del rilevato e composti da materiali a bassa permeabilità come argilla o bentonite;
- *rivestimenti spondali*: costituiti da materiali con angoli di attrito elevati come pietrisco e rocce, consentono di proteggere le sponde dai fenomeni erosivi;
- *zone filtro*: sono zone costituite da materiale relativamente permeabile che posto a contatto con il nucleo impermeabile impedisce la migrazione delle particelle di terreno;
- *sistemi di drenaggio*: raccolgono le acque di filtrazione e sono costituiti da materassi drenanti di materiale ghiaioso o geosintetici collocati nella zona al piede del rilevato lato campagna;
- *berme*: realizzate con materiale di riporto, rappresentano delle estensioni lato fiume o lato campagna con la funzione di stabilizzazione della struttura, contenimento della

linea di saturazione, approssimata con una pendenza 1:5-1:6 a partire dalla massima piena prevista, all'interno del corpo arginale e riduzione dell'erosione in caso di sormonto della cresta dell'argine.

Nello schema di Figura 1.1 sono evidenziate le componenti utilizzate per incrementare le prestazioni idrauliche e di resistenza di una generica sezione arginale, spesso non rappresentativa del contesto nazionale.

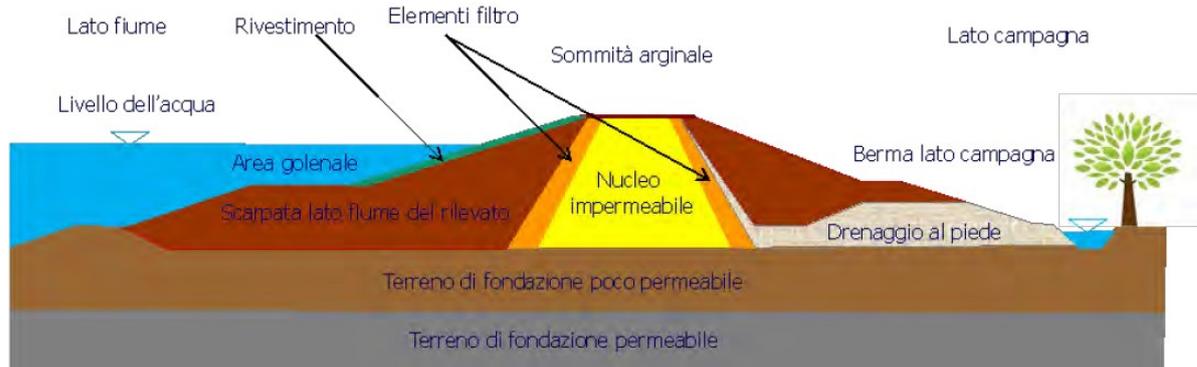


Figura 1-1: generica sezione arginale (CIRIA et al., 2013)

La realizzazione di nuovi argini risulta, ad oggi, poco frequente e le principali attività svolte dall'uomo sulle opere di difesa riguardano il rialzo, per rispondere al sempre più crescente aumento dei livelli idrici dei corsi d'acqua, e il rafforzamento delle opere esistenti. Proprio per questo motivo gli argini storici sono realizzati secondo una successione di strati di terreno non sempre di adeguate caratteristiche. In Figura 1.2 è illustrata una tipica sequenza di interventi di rinforzo, messi in opera in strati successivi fino al raggiungimento della geometria di progetto mentre in Figura 1.3 sono raffigurati gli interventi di rinforzo sulle arginature del fiume Po. Nei casi in cui non sia possibile ricorrere all'uso del terreno per le opere di sovrizzo, a causa di vincoli economici o geometrici, le nuove tecniche costruttive permettono di raggiungere l'obiettivo utilizzando elementi strutturali quali muri, palancole o diaframmi.

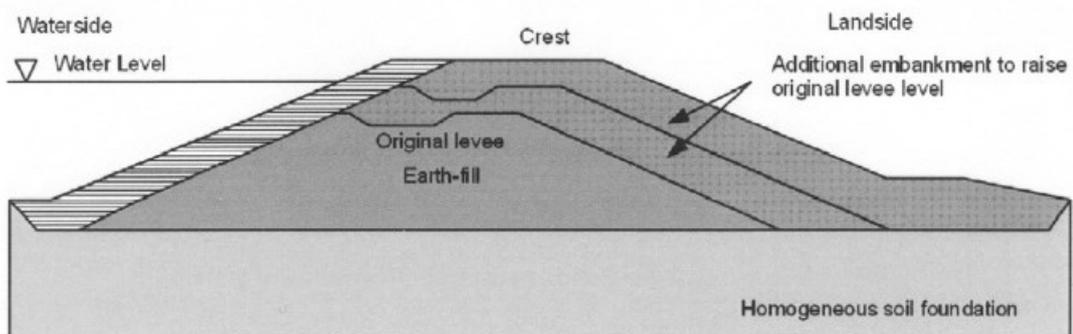


Figura 1-2: sequenza di interventi di rinforzo per raggiungere la geometria di progetto (CIRIA et al., 2013).

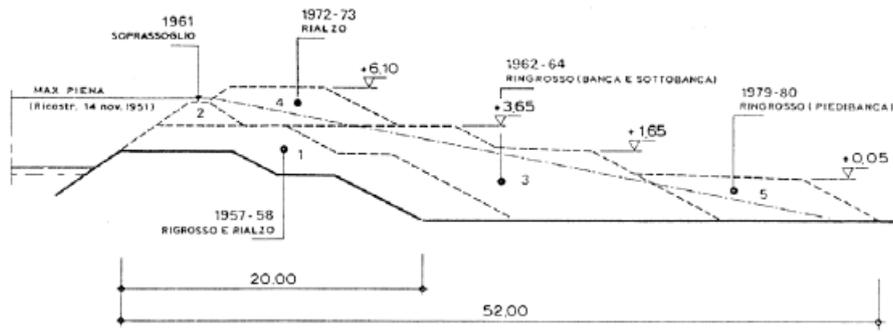


Figura 1.3: configurazione caratteristica dei rinforzi degli argini del Po (Colleselli F., 1994).

1.2. Problematiche idrauliche e geotecniche degli argini in terra

Nel caso di rilevati arginali viene definita rottura una qualsiasi condizione che non permetta alla struttura di svolgere la sua funzione di protezione dal rischio di alluvioni. Tra i diversi tipi di danneggiamento si distinguono le rotture in fase di costruzione come l'instabilità del paramento o del complesso rilevato-fondazione e le rotture in esercizio, molto più pericolose in quanto seguite dall'inondazione del territorio. Le rotture in esercizio si suddividono, a loro volta, in rotture di tipo idraulico, generalmente senza danno per la struttura arginale e legate al passaggio di acqua al di sopra del rilevato (*overtopping*) o al suo interno (*through-flow*), e in rotture di tipo strutturale dovute alla perdita di resistenza di uno o più elementi del sistema. Le rotture di tipo idraulico sono quindi correlabili a eventi eccezionali o a errori nella progettazione, nella realizzazione o nell'esercizio dell'argine (livelli idrometrici maggiori di quelli attesi o previsti in progetto, errori nell'esercizio di opere idrauliche complementari, quote sommitali minori per errore di realizzazione o cedimento del terreno di fondazione, variazioni della geometria del corso d'acqua), mentre le rotture di tipo strutturale sono spesso causate dal processo di filtrazione generato dal dislivello idraulico tra lato fiume e lato campagna e dalla distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno dell'argine stesso che riduce, secondo il principio di Terzaghi¹, le tensioni efficaci. I due tipi di rottura possono anche essere collegati, dal momento che possono essere una causa dell'altro.

Le rotture rappresentano il raggiungimento di una condizione definita Stato Limite Ultimo in quanto, secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni italiane (DM 17 gennaio 2018) al § 2.1, *“da queste possono dipendere crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera”*. In generale, un collasso arginale è quindi causato da un'azione precisa quale può essere un sovraccarico, un livello dell'acqua eccessivo o una rapida variazione dello stesso, la forza di filtrazione o un'anormale crescita del flusso idraulico.

Dal punto di vista geotecnico, i principali meccanismi di danneggiamento osservati e riportati in letteratura sono (CIRIA et al., 2013; Simonini et al., 2014):

- erosione esterna;
- erosione interna;

¹ Karl von Terzaghi (Praga, 2 ottobre 1883 - Winchester, 25 ottobre 1963)

- instabilità del paramento o del complesso rilevato-fondazione;
- instabilità per liquefazione statica e sifonamento.

A questi tipi di instabilità si può aggiungere il danno causato dalla degradazione del terreno costituente il rilevato a seguito di cicli di congelamento/scongelo o imbibizione/essiccamento oppure quello causato dall'azione umana, dalla fauna scavatrice locale o dall'impatto di natanti.

Tra i meccanismi di danneggiamento sopra riportati, verranno descritti in maniera più approfondita le rotture caratteristiche delle condizioni di esercizio che possono essere innescate in maniera diretta dalla presenza di cavità nel corpo arginale, ovvero il fenomeno di erosione esterna, erosione interna e instabilità del paramento. L'instabilità del complesso rilevato-fondazione è invece una tipologia di collasso legata alla fase costruttiva, in quanto una volta dissipate le sovrappressioni in eccesso nel terreno di fondazione si ha un incremento di resistenza, in condizione di esercizio, proporzionale al carico del rilevato stesso. D'altro canto, la liquefazione statica è una rottura che si manifesta in condizioni di esercizio ma non è correlata all'attività scavatrice della fauna. Tipicamente si innesca durante le piene all'interno di fossi di drenaggio prossimi al corso d'acqua o in aperta campagna, manifestandosi con fontanazzi, e può procedere in forma retrogressiva fino a raggiungere l'alveo fluviale formando una via di comunicazione sotterranea tra l'alveo e la campagna a lato dell'argine.

1.2.1. Erosione esterna

L'erosione esterna comporta l'asportazione del materiale costituente lo strato superficiale della scarpata, del banco o del piede della scarpata, sia lato fiume sia lato campagna. Tale fenomeno si verifica quando la sollecitazione idraulica, intesa come azione d'attrito del fluido, produce sulla superficie una tensione tangenziale di taglio che se è superiore alla resistenza del terreno ne provoca il distacco e il successivo allontanamento. L'intensità dell'azione tagliante risulta incrementata se la corrente trasporta sedimenti granulari che esercitano anche un'azione abrasiva sulle pareti.

L'effetto dell'erosione lato alveo si traduce, in genere, in una progressiva riduzione del materiale al piede della scarpata che può successivamente collassare per mancanza di sostegno alla base. Quando la geometria della scarpata arginale e del fondo fluviale raggiunge condizioni prossime al collasso, quest'ultimo si verifica durante la fase di diminuzione della piena, anche in conseguenza di piccole variazioni del materiale. L'erosione esterna è quindi legata alle turbolenze del moto d'acqua diretto contro la superficie del rilevato ma anche l'azione antropica o biologica, come le tane degli animali, possono indurre o aggravare questo fenomeno.

Questi fenomeni, illustrati in figura 1.4, sono difficilmente rappresentabili con modelli idrodinamici e non è facile ottenere una previsione sul volume di terreno asportato. L'erosione può essere tuttavia stimata mediante un'equazione empirica del tipo (Parteniades E., 1965):

$$E_{rf} = k_d(\tau_b - \tau_c)^a \quad (1.1)$$

dove: E_{rf} è la velocità di erosione fluviale unitaria;

τ_b la tensione tangenziale esercitata dalla corrente sul contorno;

a è un esponente empirico, generalmente assunto pari a 1.0;

τ_c e k_d sono il coefficiente di erodibilità e lo sforzo tangenziale critico, entrambi dipendenti dalla natura del terreno, Tabella 1.1 (Bonelli et al., 2007).

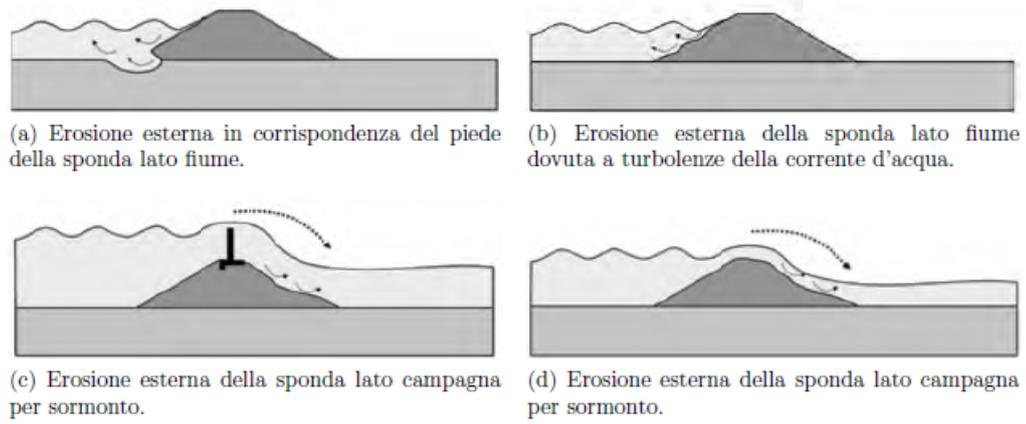


Figura 1.4: esempi di erosione esterna (CIRIA et al., 2013).

Tabella 1.1: valori tipici di τ_c e k_d (Bonelli et al. 2007)

Soil		%Gravel	%Sand	%Fines	%<2 μ m	τ_c (Pa)	k_{er} (10^{-4} s/m)
Bradys	high plasticity sandy clay	1	24	75	48	50 - 76	3 - 5
Fattorini	medium plasticity sandy clay	3	22	75	14	6	8
Hume	low plasticity sandy clay	0	19	81	51	66 - 92	0.3 - 3
Jindabyne	clayey sand	0	66	34	15	6 - 72	3 - 9
Lyell	silty sand	1	70	29	13	8	140
Matahina	low plasticity clay	7	43	50	25	128	1
Pukaki	silty sand	10	48	42	13	13	10
Shellharbour	high plasticity clay	1	11	88	77	99 - 106	0.5 - 3
Waranga	low plasticity clay	0	21	79	54	106	1

1.2.2. Erosione interna

L'erosione interna è legata alla forza di filtrazione esercitata dal flusso d'acqua che attraversa l'opera e comporta la migrazione e l'allontanamento delle particelle dal rilevato. La migrazione delle particelle genera dei canali (*pipes*) dentro il corpo arginale o nel terreno di fondazione, che possono compromettere la resistenza del sistema o addirittura creare le condizioni per una rotta arginale, nel caso in cui si formi un collegamento diretto tra l'alveo e il paramento esterno o il piano campagna. Il fattore che causa tale fenomeno è la forza di filtrazione s_f che può essere espressa con la relazione (1.2):

$$s_f = \rho g i = \gamma_w i \quad (1.2)$$

dove: ρ è la densità del fluido;

g è l'accelerazione di gravità;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

i è il gradiente idraulico locale.

La forza di filtrazione è proporzionale al gradiente idraulico che può essere alterato dalla presenza di eterogeneità stratigrafiche o lenti di materiali diversi, da fessurazioni, da cavità, da apparati radicali della vegetazione o da strutture antropiche (tubazioni, manufatti).

L'erosione interna si può presentare nei seguenti modi:

- a. *erosione retrogressiva*: per asportazione del materiale all'uscita del flusso d'acqua, con andamento retrogressivo fino alla formazione di una cavità o un passaggio continuo, (Figura 1.5.a);
- b. *erosione concentrata*: ha luogo lungo vie preferenziali preesistenti (fessure, vuoti interconnessi, tubazioni interrate) quando la forza di trascinamento dell'acqua eccede la soglia critica, (Figura 1.5.b);
- c. *erosione di contatto*: un percorso di filtrazione parallelo all'interfaccia tra due materiali di granulometria molto differente comporta la migrazione della frazione più fine verso quella più grossolana (Figura 1.5.c);
- d. *erosione per migrazione*: identifica la migrazione delle particelle fini entro la matrice grossolana nei terreni intrinsecamente instabili (Figura 1.5.d).

I fenomeni sopra descritti possono presentarsi contemporaneamente o uno successivamente all'altro e sia lato campagna sia lato fiume, come conseguenza dell'inversione dei flussi di filtrazione al variare del livello idrografici dei corsi d'acqua.

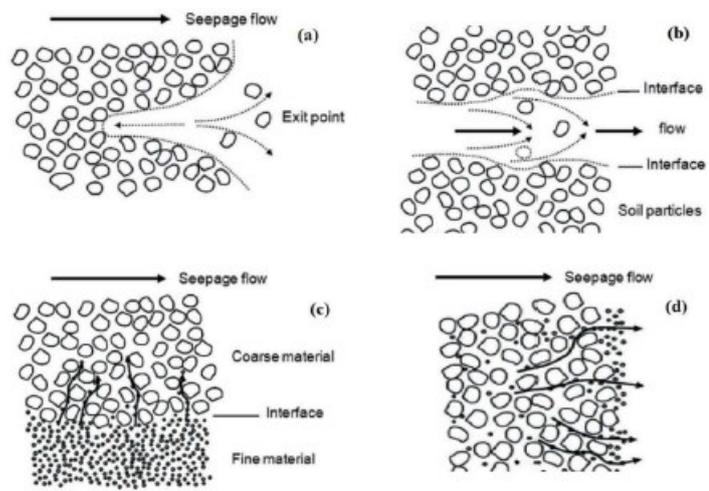


Figura 1.5: esempi di erosione interna (CIRIA et al., 2013).

1.2.3. Instabilità del paramento esterno o interno

L'aumento della sollecitazione agente o la riduzione dei parametri meccanici di resistenza del terreno possono comportare il superamento del criterio di resistenza del materiale e l'instaurarsi di fenomeni di instabilità, definiti come lo scivolamento o la traslazione di parte del paramento esterno lungo una superficie di rottura critica, con una conseguente riduzione della sezione arginale resistente. I fattori che influenzano tale fenomeno sono molteplici e di origine differente: regime di filtrazione e delle pressioni dell'acqua, effetti dell'erosione, peggioramento nel tempo delle caratteristiche meccaniche dei materiali, attività dell'uomo e degli animali, effetto della vegetazione, sollecitazioni sismiche e regime di filtrazione transitorio sulle scarpate.

L'instabilità del paramento può riguardare sia la porzione di rilevato lato alveo sia quella lato campagna, con cause di innesco che possono essere differenti. La condizione di instabilità lato fiume è generalmente legata ad un repentino abbassamento del livello idrometrico in seguito ad un evento di piena (*rapid drawdown*); la pressione dell'acqua sul versante si annulla mentre la filtrazione crea una forza idraulica instabilizzante uscente dal pendio. Questa condizione può essere aggravata dalla presenza di sottoescavazione per erosione esterna generata da una corrente fluviale o interna generata dal medesimo moto di filtrazione. Lato campagna, il fenomeno di instabilità è legato non solo alla filtrazione ma anche alle condizioni del terreno, soggetto a diversi fenomeni che possono ridurre la resistenza e creare uno stato fessurativo nell'argine stesso: cicli di gelo e disgelo e cicli di imbibizione e asciugatura dovuti alle variazioni stagionali su un terreno parzialmente saturo, l'azione umana e animale di scavo o rimaneggiamento, o la presenza di vegetazione. Se ci si limita ai collassi che avvengono senza coinvolgimento del terreno di fondazione, i meccanismi sono essenzialmente quelli rappresentati in figura 1.6.

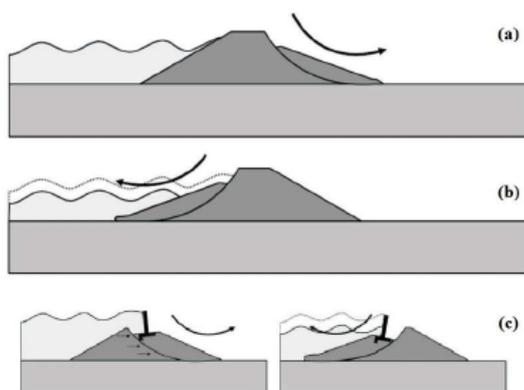


Figura 1.6: esempi di instabilità del paramento: (a) lato campagna , (b) lato alveo, (c) con coinvolgimento di manufatti rigidi (CIRIA et al., 2013).

1.3. Valutazione dell'effetto delle cavità sul cedimento degli argini in terra

Le specie animali e vegetali che sono in grado di modificare lo stato fisico nei materiali biotici e abiotici vengono anche definite “ingegneri dell’ecosistema” (Jones et al., 1994). Un sottoinsieme di questi organismi, indicati come "agenti geomorfici" (Butler, 1995), alterano i processi della superficie terrestre e la morfologia del terreno su una scala che va dal singolo grano a interi paesaggi, abbattendo e frazionando terreni e sedimenti, ad esempio scavando e riducendo la protezione contro l’erosione (Bertoldi et al., 2011; Reinhardt et al., 2010; Rice et al., 2012).

Nel contesto nazionale, tra i mammiferi di medie dimensioni che scavano cunicoli lungo il corso dei fiumi vi sono il tasso e la volpe, appartenenti all’ordine dei carnivori, e istrice e nutria che sono invece roditori. Tali specie, rappresentate in Figura 1.7, condividono la caratteristica comportamentale di scavare tane e gallerie articolate, definite anche “sistemi di tana”, con lo scopo di rifugiarsi dai pericoli dell’ambiente esterno, disporre di dormitori, nonché di siti riproduttivi allocati entro camere appositamente costruite (Menduni et al., 2021).

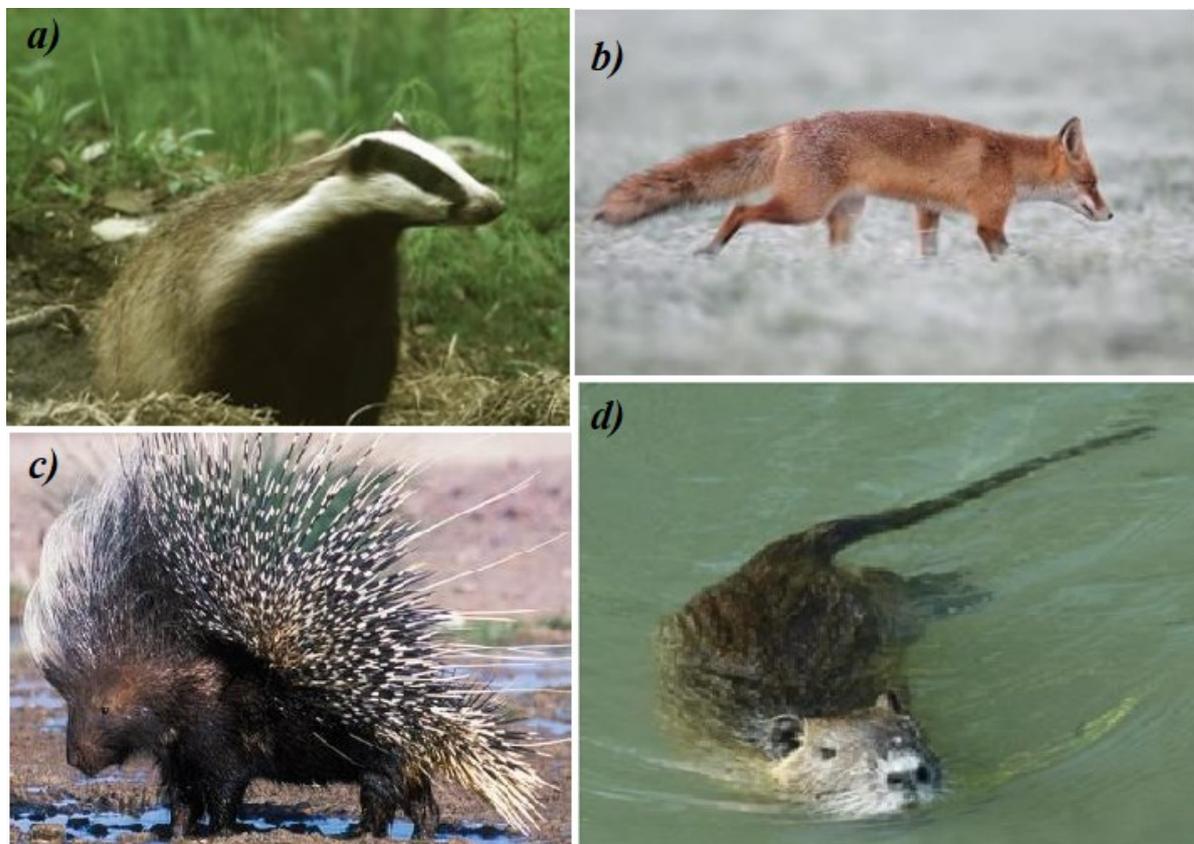


Figura 1.7: esemplari di mammiferi scavatori: (a) Tasso (*Meles meles*), (b) Volpe (*Vulpes vulpes*), (c) Istrice (*Hystrix cristata*), (d) Nutria (*Myocastor coypus*).

1.3.1. Geometria delle tane

La geometria delle tane dipende dagli animali che le producono e dal numero di individui costituenti la popolazione della specie di riferimento in un determinato ecosistema. Ad esempio, i tassi europei creano complessi set di tane, schematizzati in Figura 1.8, in zone a bassa quota o in pendii ripidi con copertura vegetale, su terreni argillosi o sabbiosi-argillosi in quanto più friabili e quindi più facili da scavare (Kruuk, 1978, Reddi et al., 2008). Nonostante la complessità di queste gallerie sotterranee, alcuni schemi geometrici si ripetono: le tane dei tassi sono cunicoli di forma ellittica semicircolare “ad arco” o schiacciata, più larghi che alti (Heptner e Sludskii, 1988), con un'altezza tipica di 0,20 m e larghezza di 0,30-0,35 m (Nichol et al., 2003). Le camere di nidificazione hanno una forma sferica schiacciata con tetto ad arco e la loro sezione orizzontale è approssimativamente circolare (Roper, 2010).

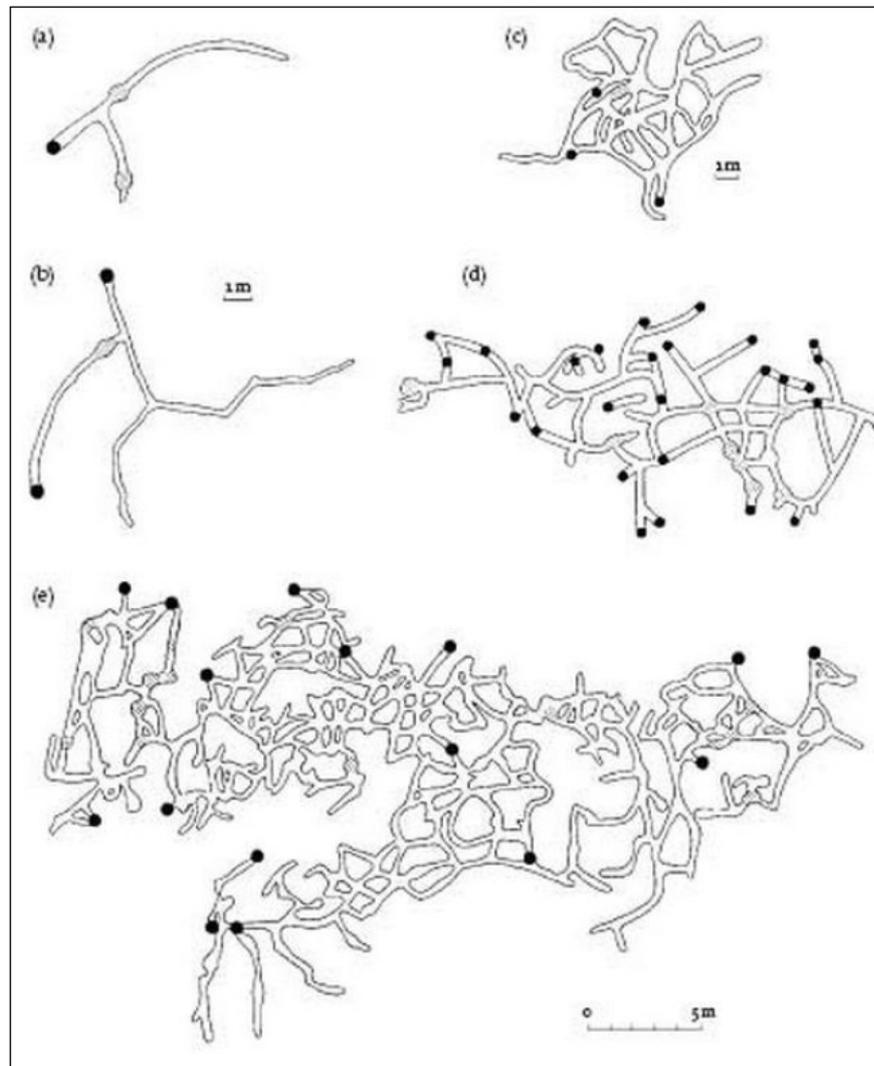


Figura 1.8: schematizzazione di siti di tana di Tasso di differenti estensioni e complessità; siti secondari (a e b), siti sussidiari (d), e siti principali (c ed e). Le entrate sono indicate dai cerchi neri (Roper, 2010).

Le tane delle volpi si trovano invece nei boschi, nelle boscaglie, nelle praterie ma anche negli ambienti urbani dove il terreno è ben drenato. Tali sistemi hanno una struttura semplice, solitamente costituita da un cunicolo principale che porta ad una tana dalla quale si diramano passaggi laterali. Di tutt'altro aspetto sono i cunicoli realizzati dall'istrice, il quale può vivere in cavità esistenti, come grotte, fessure rocciose e buche create da altri animali, oppure scavare le proprie tane su terreni asciutti e compatti ricoperti da una fitta vegetazione che garantisce protezione dai predatori e dal bracconaggio. Le tane sono generalmente composte da una serie di camere connesse tra loro da tunnel con uno o diversi accessi (Tinelli & Tinelli, 1988; Felicioli & Santini 1994). Infine, un'indagine condotta da Tocchetto (2000) sullo sviluppo delle tane di nutria, specie invasiva importata dall'uomo nell'ecosistema italiano, ha evidenziato come, su un totale di 12 tane esaminate, tutte fossero dotate di un'unica entrata ma tre disponevano di gallerie ramificate e complesse (Figura 1.9.a) mentre le altre nove erano composte da cunicoli lineari semplici (Figura 1.9.b).

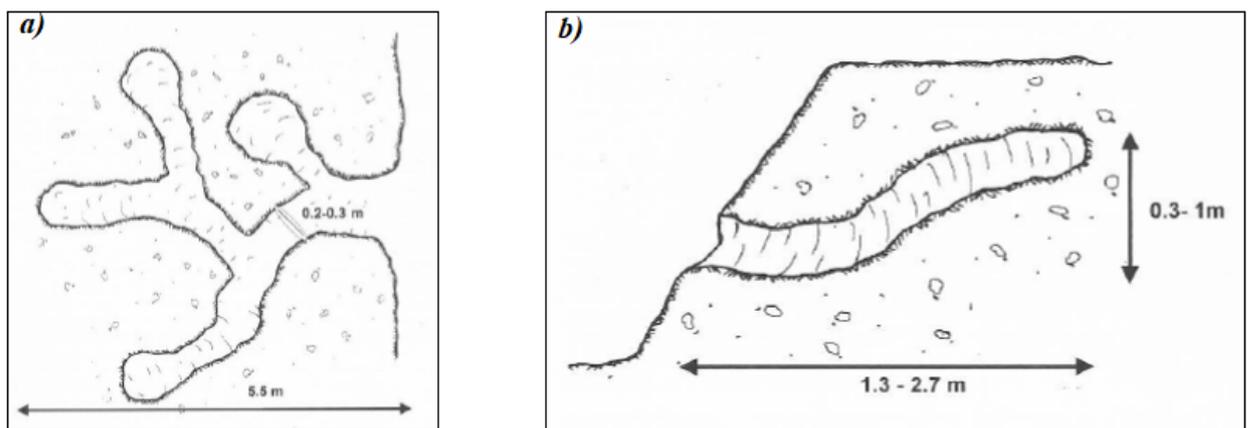


Figura 1.9: (a) struttura di tana di nutria complessa con ramificazione di cunicoli, (b) sezione trasversale e sviluppo in quota di tana da un unico cunicolo; (Tocchetto, 2000).

Nella maggior parte dei casi ciascun individuo o nucleo familiare costruisce un proprio sistema di tane ma vi può essere una condivisione mutualistica, anche contemporanea, nell'uso delle stesse da parte delle specie sopra elencate, oltre che in comunione con altri roditori come mustelidi e lagomorfi (Mori et. al., 2015). Questo fatto, in assenza di altri indicatori di presenza, come impronte e aculei, può rendere non sempre agevole il riconoscimento della specie occupante una data tana.

Dall'elaborazione delle informazioni circa le tane di tassi a Wytham Woods, Oxfordshire, Regno Unito, M.A. Coombes e H.A. Viles (2015) hanno sviluppato un modello per correlare le dinamiche della popolazione e l'attività zoogeomorfa. La superficie A in m^2 , definita come "estensione dei cumuli e delle macerie esistenti", può essere calcolata come:

$$A = 8.7a + 1.0X_{yr} + 15.5c - 7.2u - 20.7 \quad (1.3)$$

dove: a è il numero minimo di anni per i quali esiste la tana;

X_{yr} è il numero di anni di residenza dei tassi nella tana;

c è il numero di cuccioli nella tana;

u è il numero di adulti residenti nella tana.

Il volume V in m^3 scavato nel sottosuolo è correlato alla superficie A attraverso la seguente relazione (Coombes & Viles, 2015):

$$V = 0.03A - 0.14 \quad (1.4)$$

La definizione del volume di terreno scavato da questi ingegneri dell'ecosistema richiede quindi la conoscenza del numero di individui presenti nella zona di interesse e un monitoraggio continuo delle sponde arginali, in quanto questi animali scavatori sono in grado di realizzare tane in pochissimi giorni. Inoltre, è stato spesso osservato come gli animali scavatori realizzassero nuove tane in corrispondenza delle porzioni arginali riparate, nonostante la presenza di reti metalliche applicate in corrispondenza delle zone danneggiate.

Le dimensioni delle cavità riflettono le dimensioni corporee della specie scavatrice, poiché non è energeticamente efficiente costruire tane più grandi del requisito minimo, con una correlazione positiva tra volume di scavo e dimensioni dell'animale (Hausman, 2017). La relazione magnitudo-frequenza non è tuttavia da trascurare: le specie più piccole sono presenti in numero maggiore e possono scavare più tane per individuo all'anno, il che significa che i tassi complessivi di rimozione dei sedimenti possono mostrare una correlazione negativa con le dimensioni corporee (Hausman, 2017). L'impatto di animali più piccoli e meno appariscenti come gli invertebrati acquatici è quindi comparabile con quello di specie più grandi e più visibili come i mammiferi.

1.3.2. Studi di letteratura in merito all'influenza delle tane sul comportamento idraulico e strutturale degli argini in terra

All'interno di questo paragrafo è riportata una sintesi degli studi presenti in letteratura sull'influenza delle tane nei confronti del comportamento idraulico e strutturale delle opere in terra. L'ostacolo maggiore per la valutazione dell'effetto dell'azione animale sulla stabilità globale è costituito dalla difficoltà nel replicare in maniera fedele il comportamento scavatore delle diverse specie animali, in termini di individuazione della reale mappatura dei cunicoli all'interno del rilevato. Le tane degli animali, come i canali radicalari, sono definite macropori, ovvero cavità con diametro $>75\mu\text{m}$ e rappresentano un fattore in grado di modificare la resistenza del rilevato arginale e quindi di ridurre il fattore di sicurezza nei confronti dei possibili meccanismi di collasso di cui al § 1.3.1.

Dal punto di vista del comportamento idraulico delle strutture danneggiate dai sistemi di tane, queste ultime inducono nel terreno un flusso preferenziale, funzione della dimensione, forma, direzione e distribuzione dei cunicoli, tale da accelerare il moto dell'acqua e quindi il processo di filtrazione in alcune porzioni del rilevato (Stadler et al., 2011). Quando poi il livello idrico del corso d'acqua aumenta, l'andamento della linea di saturazione, legato alle proprietà dei materiali costituenti il corpo arginale, è alterato dall'eterogeneità introdotta dalle tane degli animali. Ne consegue quindi la possibile vulnerabilità dell'argine danneggiato nei confronti del meccanismo di erosione interna, la cui condizione di innesco è rappresentata dall'emersione della linea di saturazione in corrispondenza del piede del rilevato lato campagna (Vorogushyn et al., 2009).

La fragilità dell'argine nei confronti di tale meccanismo è valutata confrontando la distanza entro la quale la linea di saturazione intercetta il livello del terreno di fondazione (x_{max} in Figura 1.10), con la larghezza della proiezione della porzione di argine lato campagna sul terreno di fondazione (segmento \overline{AB}): la struttura è sicura fintanto che $\overline{AB} > x_{\text{max}}$. Al contrario, la condizione critica, evidenziata con linea rossa tratteggiata, si ottiene quando $x_{\text{max}} = \overline{AB}$ (punto B). La stima di x_{max} si basa sulla soluzione analitica di flusso di filtrazione proposta da Marchi (1961).

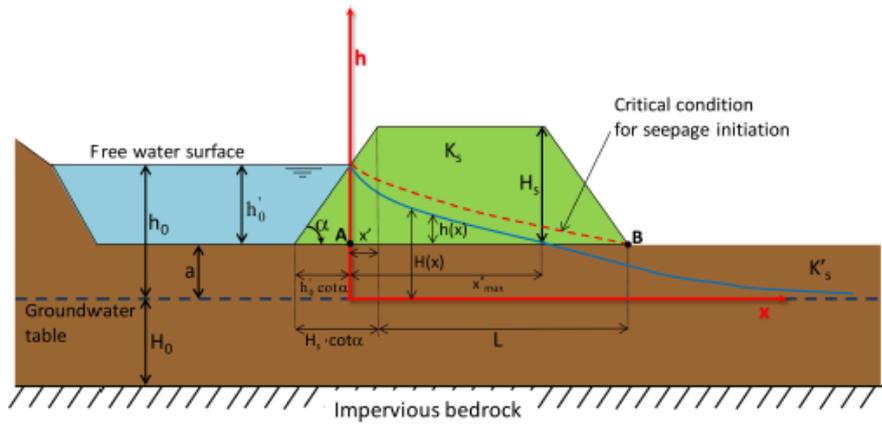


Figura 1.10: schema di argine in terra e rappresentazione delle variabili adottate per la definizione della linea di saturazione secondo la soluzione proposta da Marchi (1961). (Palladino et al., 2019).

La variazione spaziale della linea di saturazione al di sopra della falda, $H(x)$, è data dalla seguente funzione:

$$H(x) = h_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\xi}{k_s H_0 D}} \right) \right] \quad (1.5)$$

dove: h_0 è il carico idraulico al di sopra della falda freatica;

k_s è la conducibilità idraulica;

ξ è la porosità del terreno;

H_0 è lo spessore della falda freatica;

D è la durata dell'alluvione;

erf rappresenta la funzione errore, che è due volte l'integrale della distribuzione Gaussiana, con valore medio pari a 0 e varianza uguale a 0.5.

Barbetta et al. (2017) hanno elaborato la relazione (1.5) introducendo un sistema di assi cartesiani adimensionalizzati, con asse $x^* = x/L$ e $h^* = h/H_s$, dove H_s è l'altezza della sommità dell'argine rispetto al terreno e L è la distanza tra la sommità dell'argine lato fiume e il piede dell'argine lato campagna:

$$h^*(x^*) = \frac{h'_0}{H_s} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x^*}{2\sqrt{k_s \delta}} \right) \right] \quad (1.6)$$

dove: $h'_0 = (h_0 - a)$ è livello dell'acqua al di sopra del letto del fiume;

a è la profondità della falda sotterranea dal letto del fiume;

$$\delta = \frac{H_0 D}{L^2 \xi}.$$

La distanza x_{\max}^* si ottiene quindi imponendo l'uguaglianza a zero dell'equazione (1.6) mentre la vulnerabilità dell'argine è quantificata attraverso l'indice di vulnerabilità $I_{V\text{seep}}$, definito come (Barbetta et al., 2017):

$$I_{V\text{seep}} = \frac{x_{\max}^* - (1 + x'^*)}{x_{\max}} \quad (1.7)$$

dove: $x'^* = \coth(\alpha) \left(1 - \frac{h'_0}{H_s}\right)$;

α è l'angolo d'inclinazione della scarpata dell'argine;

$$\delta = \frac{H_0 D}{L^2 \xi}$$

A seconda del valore assunto da $I_{V\text{seep}}$ ci si colloca in una delle seguenti casistiche: se $I_{V\text{seep}} < 0$ la linea di saturazione è interna al corpo arginale e la struttura è sicura nei confronti del meccanismo di erosione interna; se $I_{V\text{seep}} = 0$ la linea di saturazione attraversa il piede dell'argine lato campagna, indicando la condizione critica di possibile innesco; se $I_{V\text{seep}} > 0$ la linea di saturazione intercetta il paramento esterno lato campagna e la struttura è vulnerabile.

Palladino et al. (2019) hanno condotto uno studio sul sistema di opere di difesa del fiume Tanaro, uno dei principali affluenti del Po, applicando il metodo di cui sopra agli argini intatti e danneggiati dalla presenza delle tane. Il sistema di tane è stato modellato nelle analisi bidimensionali di filtrazione come uno strato di terreno caratterizzato da un'alta permeabilità e con una geometria semplificata costituita da una discontinuità orizzontale, di forma cilindrica e di 10 cm di diametro (dimensione tipica dei piccoli mammiferi o dei gamberi). I cunicoli sono localizzati lato fiume in diverse posizioni e con lunghezze differenti (Figura 1.11):

- il livello della tana h_b varia da $H_s/6$ (tana A), a $H_s/2$ (tana B) fino a $5H_s/6$ (tana C);
- la lunghezza della tana L_b varia da $L_s/4$ (tana A), a $L_s/2$ (tana B) fino a $3L_s/4$ (tana C) dove L_s è la larghezza dell'argine misurata nella posizione in cui è collocata la tana e quindi $L_s(h_b)$.

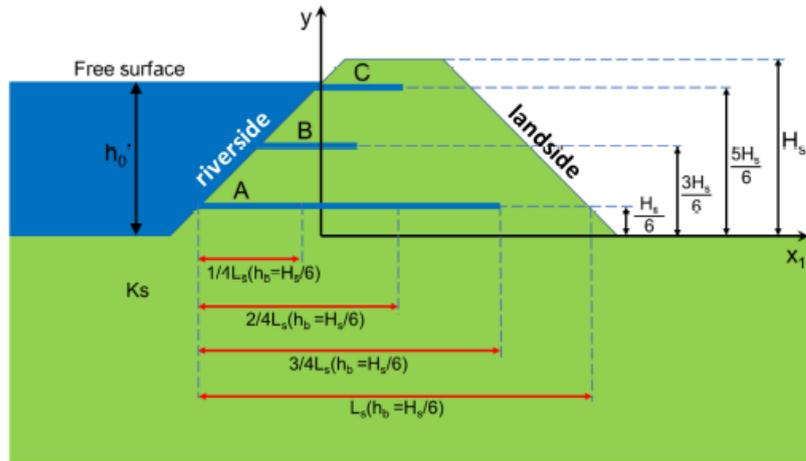


Figura 1.11: schema raffigurante la configurazione delle tane nell'argine per le simulazioni di tipo SEEP/W (Palladino et al., 2019).

Le analisi di filtrazione mostrano come la presenza di cavità con imbocco lato fiume estenda la zona saturata all'interno del corpo arginale con spostamento progressivo, all'aumentare del parametro L_b , della linea di saturazione verso il lato campagna (Figura 1.12). La variazione spaziale e temporale della linea di saturazione è significativamente influenzata dai valori assunti per la permeabilità idraulica K_s e per il coefficiente di compressibilità volumetrica m_v : in un terreno impermeabile il fronte di saturazione avanza molto lentamente all'interno dell'argine e la variazione delle pressioni nel rilevato è ridotta. Inoltre, la durata dell'alluvione $D_{c,eq}$ necessaria per raggiungere la condizione critica ($x_{max}^* = \overline{AB}/L$) si riduce drasticamente nelle strutture danneggiate: la durata critica diminuisce da 24 ore (struttura non danneggiata) a 19 ore (struttura danneggiata), con valori ancora più brevi (fino a circa 0.5 ore) se la struttura è seriamente danneggiata. Se ci si sofferma su una posizione specifica della tana (A, B o C) e si analizza l'effetto della lunghezza, si osserva come $D_{c,eq}$ diminuisca all'aumentare di L_b mentre se si mantiene la lunghezza costante non è possibile evidenziare un andamento generale della $D_{c,eq}$ al variare di h_b . Infine, se la durata dell'alluvione critica diminuisce, la probabilità di innesco del fenomeno di erosione interna ΔP_{seep} e quindi la vulnerabilità dell'argine aumenta: ΔP_{seep} aumenta, per una posizione costante della tana, al crescere di L_b (ΔP_{seep} varia tra il 3.9% e l'11.4% per la tana più corta, tra il 22.7% e 37% per $L_b = L_s(h_b)/2$ e tra il 27% e 50.9% per $L_b = 3L_s(h_b)/4$).

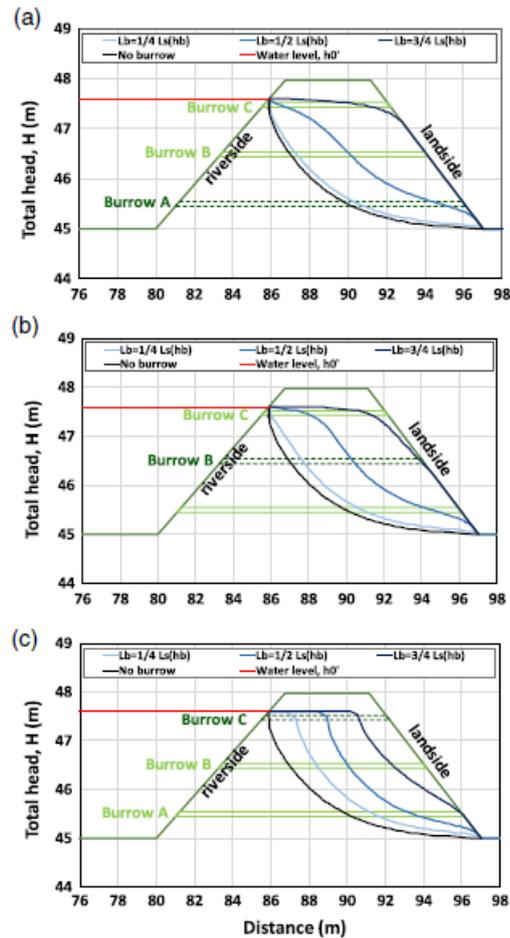


Figura 1.12: risultati delle simulazioni SEEP/W in termini di andamento della linea di saturazione per tre diversi valori di lunghezza della tana. (a) tana A - $h_b = H_s/6$, (b) tana B - $h_b = 3H_s/6$, (c) tana C - $h_b = 5H_s/6$ (Palladino et al., 2019).

Il sistema di tane analizzato ha quindi un effetto peggiorativo sulla stabilità arginale in quanto comporta una rapida saturazione degli argini e riduce il tempo necessario alla linea di saturazione per intersecare il paramento esterno lato campagna, configurazione che induce alla formazione di fontanazzi e all'insorgere del fenomeno di erosione interna.

Rispetto al modello di calcolo previsto da Palladino et al., Taccari (2015) ha studiato il comportamento idraulico degli argini danneggiati dalla presenza di tane con imbocco in corrispondenza del paramento esterno lato campagna: tale configurazione può influenzare la distribuzione della pressione dell'acqua, intercettando la linea di saturazione. I diversi scenari sono illustrati in Figura 1.13 con riferimento alla soluzione stazionaria:

1. la tana non intercetta la linea di saturazione e quindi non vi sono alterazioni nel comportamento idraulico dell'opera rispetto alla condizione di argine intatto;
2. la tana intercetta la linea di saturazione. L'innalzamento del livello idrico del fiume durante un evento alluvionale causa l'aumento delle pressioni idrostatiche nel terreno sottostante la linea di saturazione;

3. cunicoli con ingresso nella parte inferiore del pendio interno fungono da drenaggi, abbassando le pressioni dell'acqua all'interno di tutto il corpo del rilevato.

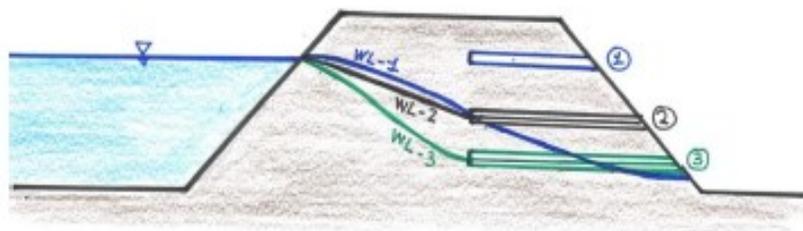


Figura 1.13: andamento della linea di saturazione allo stazionario, in funzione della posizione altimetrica delle tane con imbocco dal lato campagna (Taccari, 2015).

La geometria utilizzata dagli autori per descrivere l'andamento dei cunicoli nel rilevato arginale è una semplificazione bidimensionale di quanto descritto al § 1.3.1 circa il comportamento delle principali specie scavatrici caratterizzanti gli ambienti fluviali. Nonostante ciò, la rappresentazione utilizzata è sufficiente a dimostrare come il processo di saturazione negli argini danneggiati sia molto più breve rispetto a quello che avviene nelle opere intatte; il collasso della struttura si può verificare quindi per eventi alluvionali di durata inferiore rispetto a quella prevista in fase di progetto.

L'attività scavatrice degli animali influenza anche il comportamento prettamente strutturale dell'opera (Gemma L. Harvey et al., 2019), infatti:

- a. modifica la posizione del piano di rottura, diminuendone la lunghezza e aumentandone l'angolo d'inclinazione rispetto alla direzione orizzontale. La resistenza al taglio della sponda risulta quindi notevolmente diminuita;
- b. altera la distribuzione spaziale della pressione interstiziale, aumentando il flusso di filtrazione sotterraneo con riduzione della coesione e aumento della probabilità di rottura della sponda per meccanismi di scivolamento;
- c. aumenta i moti di turbolenza e trascinamento di sedimenti agli ingressi delle tane, nel caso in cui queste siano disposte con ingresso dal lato alveo, modificando la resistenza all'erosione del paramento esterno.

In riferimento al punto a., Dassanayake et al. (2020) hanno sviluppato una relazione attraverso il metodo delle Strisce per la determinazione del FS di un'opera danneggiata, con il centro della cavità, assunta di forma circolare, che giace sul piano di rottura previsto per la sezione intatta (Figura 1.14). La presenza della tana riduce sia il peso $W_{n,1}$ della fetta considerata sia il contributo del momento resistente, a causa della diminuzione della lunghezza della base ($L_n - d$).

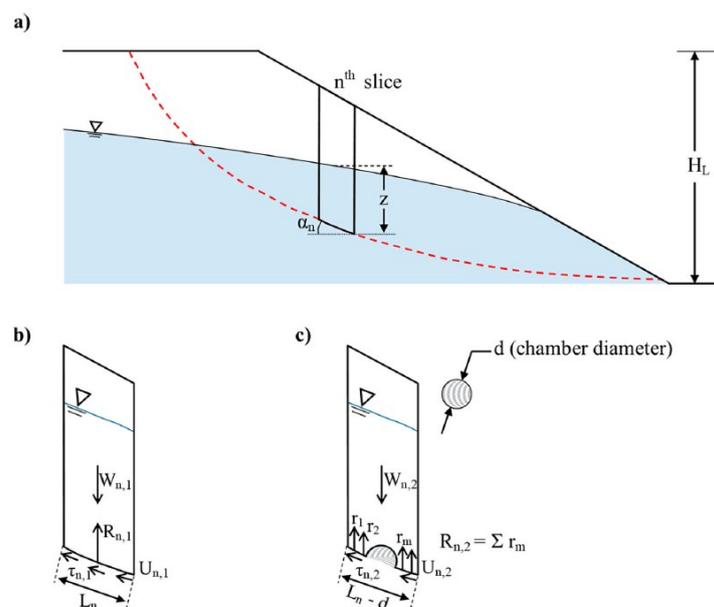


Figura 1.14: analisi di stabilità: (a) individuazione della striscia e rappresentazione del cinematiso, (b) striscia intatta, (c) striscia con cavità in corrispondenza del piano di rottura (Dassanayake et al., 2020).

Infine, attraverso un approccio probabilistico, gli autori hanno valutato la stabilità di una sezione di diga in terra in funzione di 75 diverse posizioni plano-altimetriche della cavità; il risultato è rappresentato in Figura 1.15 in termini di FS e di probabilità di collasso dell'opera. Il rischio di collasso è maggiore se la cavità è collocata in corrispondenza del piano di rottura previsto per la diga intatta ed è minimo nella porzione di rilevato più vicina al paramento esterno.

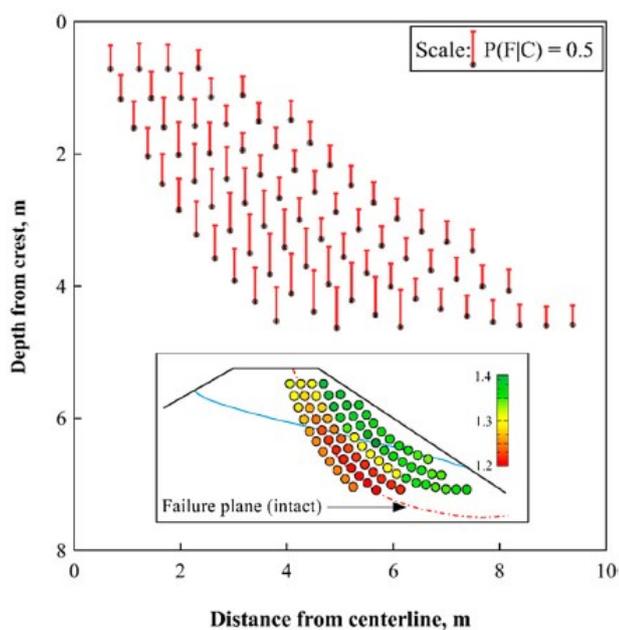


Figura 1.15: mappatura del FS e della relativa probabilità di collasso per le 75 diverse posizioni della tana in sezione. (Dassanayake et al., 2020).

Le probabilità di rottura della sponda arginale per meccanismi di scivolamento (punto b.) sono strettamente correlate anche alla posizione plano-altimetrica degli ingressi delle tane nel rilevato arginale. I cunicoli con imbocco in corrispondenza del lato fiume possono compromettere la stabilità del versante interno, come conseguenza dell'aumento delle pressioni interstiziali e della contemporanea riduzione delle tensioni efficaci all'interno del rilevato. Tale effetto è legato alla posizione altimetrica dell'ingresso e aumenta all'aumentare della profondità della tana (caso 3 in Figura 1.16.a). Allo stesso tempo, anche una tana con ingresso dal lato campagna può avere effetti negativi o positivi sulla macrostabilità, a seconda della sua posizione altimetrica nei confronti del livello del pelo libero d'acqua: se il cunicolo intercetta il livello dell'acqua la pressione interstiziale all'interno del corpo arginale aumenta (caso 2 in Figura 1.16.b); il peso aggiuntivo dell'acqua e l'innalzamento della pressione contribuiscono ad aumentare la probabilità di scorrimento della porzione di argine lato campagna. Un cunicolo con ingresso nella parte inferiore del pendio (caso 3 di Figura 1.16.b) può invece aumentare il FS rispetto al caso di argine non danneggiato o con ingresso dal lato fiume, in quanto funge da drenaggio abbassando la falda freatica e riducendo così le sovrappressioni (Taccari, 2015).

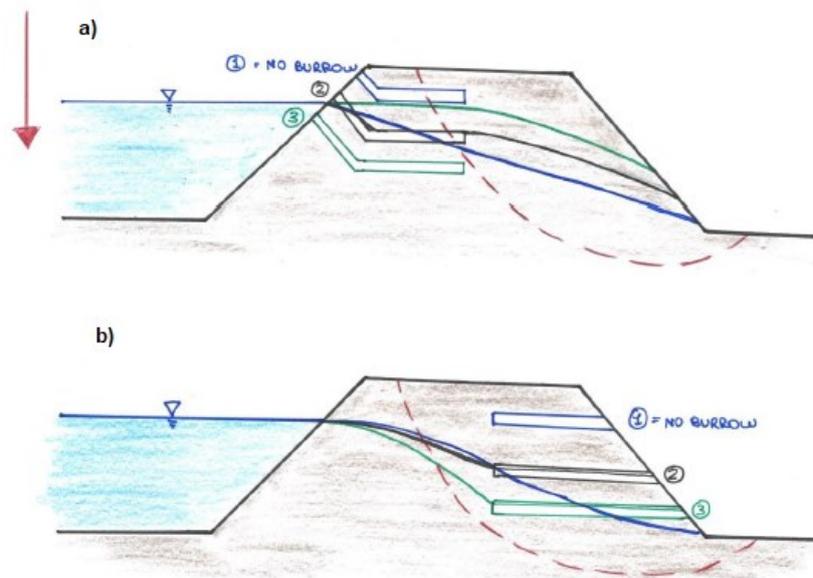


Figura 1.16: influenza delle tane di animali con ingresso lungo il lato fiume (a) o lato campagna (b) sulla macro-instabilità del versante interno. La superficie di scorrimento è indicata dalla linea tratteggiata rossa. (Taccari, 2015).

Gli studi presenti in letteratura, molto spesso riferiti a back-analysis su rilevati arginali collassati in seguito ad eventi alluvionali, considerano l'effetto peggiorativo delle cavità sul regime delle pressioni, prevedendo la nascita di meccanismi di instabilità globale nell'opera danneggiata. Le attività di scavatura hanno quindi il potenziale di modificare il comportamento

idraulico, rappresentare un rischio di erosione e indurre meccanismi di instabilità per le rive e i margini di fiumi, laghi, stagni, paludi, estuari e infrastrutture di drenaggio artificiale e di difesa fluviale in terra.

Il suddetto elaborato si prefigge l'obiettivo di valutare l'effetto delle cavità sulla stabilità degli argini in terra attraverso la definizione di un meccanismo di collasso che si instaura, a seguito della sollecitazione idraulica, nelle tane ad estensione prevalentemente longitudinale collocate in prossimità del paramento esterno del rilevato. Il cedimento dell'opera, conseguente allo sviluppo del cinematismo limite proposto, è indipendente dall'andamento della linea di filtrazione all'interno del corpo arginale, ma è legato solamente al fenomeno di erosione concentrata che si innesca dopo l'instabilità locale della scarpata.

Capitolo 2

2. Metodi LEM e FEM per le analisi di stabilità sui rilevati arginali

Le analisi di stabilità sono basate sulle relazioni che intercorrono tra le caratteristiche meccaniche del terreno che si oppongono al moto di scivolamento e le forze instabilizzanti che invece tendono a provocarlo; la stabilità del rilevato è quindi associata alla valutazione del Fattore di Sicurezza definito come il rapporto tra la tensione di taglio disponibile (resistenza del terreno, R_d) e la tensione di taglio agente (azione sollecitante, E_d). Se il rilevato è instabile il Fattore di Sicurezza assume valori pari a $FS \leq 1$.

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \quad (2.1)$$

La stabilità della sponda arginale lato campagna, porzione di rilevato interessata dal meccanismo di collasso di punzonamento locale, è valutata nella condizione di argine intatto e danneggiato dalla presenza del sistema di tane. Tra i possibili movimenti di collasso descritti da Varnes (1978) è stato analizzato il fenomeno dello scorrimento, in quanto ritenuto più probabile per il caso in esame, che in base alla forma della superficie di scivolamento può essere di tipo rotazionale (Figura 2.1.a) o traslazionale (Figura 2.1.b). Lo scorrimento rotazionale avviene in terreni dotati di coesione e si sviluppa generalmente lungo una superficie concava, che si forma al momento della rottura del materiale. Lo scorrimento traslazionale consiste invece nel movimento di terreni lungo una discontinuità poco scabrosa. Le principali cause degli scorrimenti sono le acque di infiltrazione, le azioni antropiche o di scavo degli animali e i terremoti.

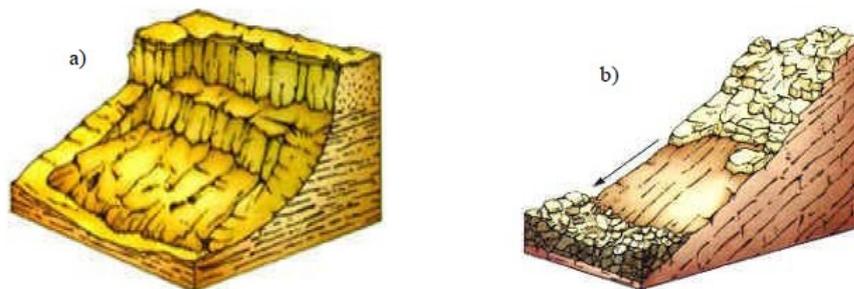


Figura 2.1: meccanismo di collasso a scorrimento (a) rotazionale, (b) traslazionale.

All'interno di questo capitolo si riportano quindi le caratteristiche principali e le relazioni che governano i due metodi utilizzati nel suddetto studio per la valutazione della stabilità del paramento esterno lato campagna dell'argine in terra: il Limit Equilibrium Method (LEM) e il Finite Element Method (FEM).

2.1. Limit Equilibrium Method (LEM)

In generale, i metodi all'Equilibrio Limite ipotizzano per il terreno un comportamento rigido-perfettamente plastico: il terreno non si deforma fino al raggiungimento della condizione di rottura e, in questa situazione ultima, la resistenza al taglio si mantiene costante e indipendente dal regime deformativo. Inoltre, con tale schematizzazione viene trascurato il comportamento tridimensionale del movimento franoso e il problema viene analizzato in condizioni di deformazione piana. Da tale ipotesi ne consegue che:

- a. la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa instabile e il terreno stabile;
- b. la massa in movimento è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigida;
- c. la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dal moto della massa instabile, e pari ovunque alla resistenza al taglio;
- d. non è possibile determinare l'entità delle deformazioni precedenti la rottura, l'entità dei movimenti del blocco rigido e la velocità del fenomeno.

Per tenere conto in maniera semplificata dell'andamento variabile delle tensioni lungo il piano di scivolamento, l'intera massa instabile può essere suddivisa in un insieme opportuno di strisce verticali (Metodo delle strisce, Figura 2.2): ciascuna striscia è sottoposta ad un sistema di forze derivanti dalle azioni interne (peso proprio, spinta idraulica ed eventuale carico sismico) e dalle azioni di contatto agenti in corrispondenza del piano campagna, sulle due interfacce (forze di interconco) che la collegano alle strisce adiacenti e sulla parte della superficie di scivolamento che interseca la striscia (resistenza al taglio del terreno). Per ognuna delle n strisce è possibile scrivere tre equazioni di equilibrio del corpo rigido ed una condizione riguardante il criterio di resistenza del materiale. Il problema è così caratterizzato da $4n$ equazioni e $(6n-2)$ incognite che rendono necessaria l'introduzione di $(2n-2)$ assunzioni indipendenti per poterlo risolvere in modo univoco. I diversi metodi all'Equilibrio Limite presenti in letteratura si distinguono a seconda delle assunzioni adottate per rendere il problema determinato.

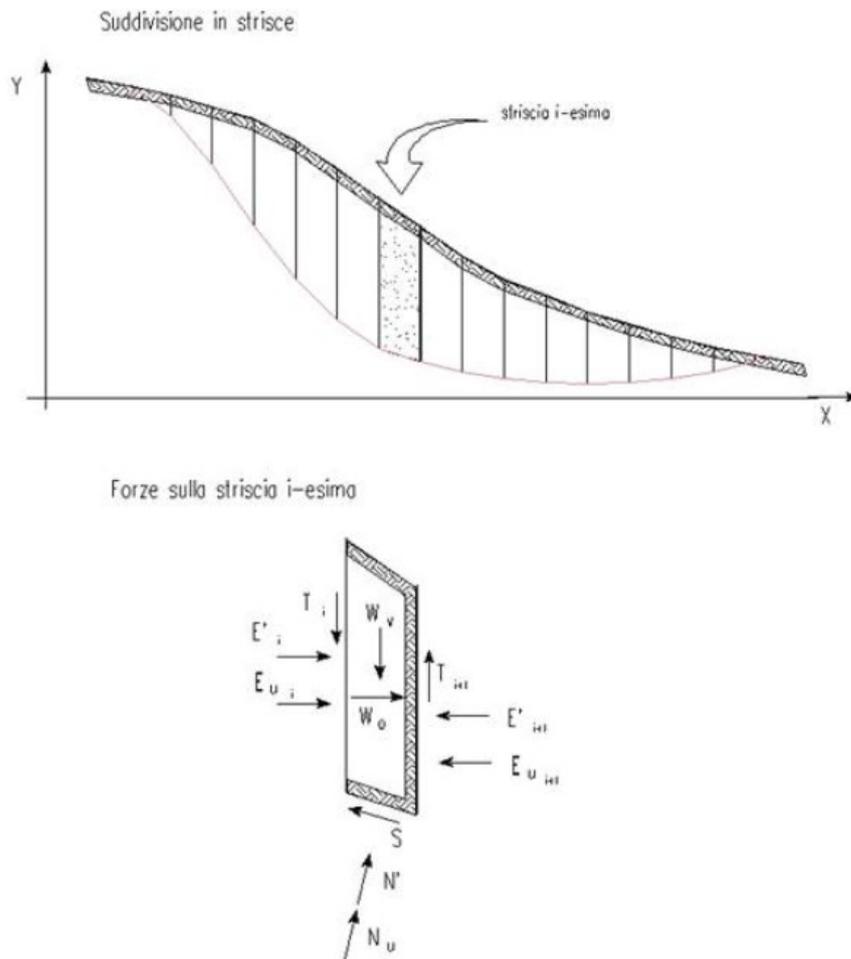


Figura 2.2: rappresentazione del metodo delle strisce e del sistema di forze agenti sul concio i-esimo.

Le analisi LEM sono ripetute, a partire da una superficie di scivolamento di prima ipotesi, fino alla definizione della superficie di scivolamento critica, ovvero quella caratterizzata dal Fattore di Sicurezza minimo associato ad un determinato cinematico. Nonostante queste semplificazioni, l'affidabilità dei risultati dipende quasi esclusivamente dalla corretta schematizzazione del fenomeno e dalla scelta dei parametri meccanici del terreno. In particolare, nei pendii artificiali (fianchi dei rilevati stradali, degli argini o delle dighe in terra) la geometria è quasi sempre nota e semplice, i terreni sono costituiti da materiale omogeneo di caratteristiche fisico-meccaniche conosciute, in quanto specificate nel capitolato, e lo schema bidimensionale tipico dei problemi piani è aderente alla realtà fisica; tali opere hanno infatti una dimensione di gran lunga prevalente rispetto alle altre due, con variazione graduale della sezione trasversale.

2.1.1. LEM – Pendio indefinito

Lo schema di pendio indefinito è applicabile al caso di instabilità allungate, in cui l'influenza delle porzioni di sommità e di piede è trascurabile. La definizione del Fattore di Sicurezza dipende dalla tipologia di terreno costituente il rilevato e dalle condizioni idrauliche in cui si trova il pendio. In particolare:

- *pendio indefinito di terreno incoerente asciutto*

La resistenza del terreno è rappresentata dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb² per un terreno privo di coesione:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' \quad (2.2)$$

In Figura 2.3 sono rappresentate le condizioni di equilibrio di un generico concio di terreno delimitato da due superfici verticali e da un piano di base appartenente alla potenziale superficie di scorrimento, parallela alla superficie del pendio inclinata di un angolo β rispetto alla direzione orizzontale. Le forze di interconcoio sono eguali, opposte e agiscono sulla stessa retta d'azione; per tale motivo si elidono a vicenda e non entrano nelle equazioni di equilibrio.

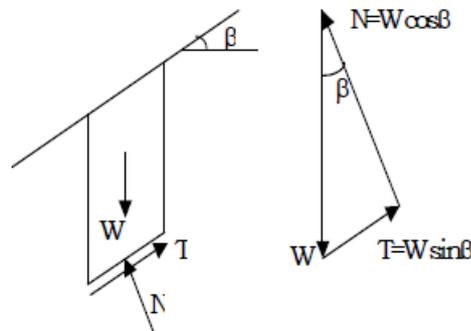


Figura 2.3: rappresentazione dello schema di pendio indefinito incoerente asciutto.

Il FS è definito come:

$$FS = \frac{W \cos \beta \tan \varphi'}{W \sin \beta} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (2.3)$$

dove: W è peso di volume del concio;

β è l'angolo d'inclinazione del pendio;

φ' è l'angolo d'attrito efficace del terreno.

² Christian Otto Mohr (Wesselburen, 8 ottobre 1835 – Dresda, 2 ottobre 1918)

- *pendio indefinito di terreno incoerente totalmente immerso in acqua in quiete*

Si consideri l'equilibrio del concio di terreno omogeneo, incoerente e totalmente immerso in acqua in quiete indicato in Figura 2.4. Oltre alle forze analizzate nel caso precedente, sul concio agirà la spinta idraulica in direzione verticale e diretta verso l'alto di modulo pari al peso specifico dell'acqua per il volume del concio. Poiché per un pendio indefinito il peso del concio è ininfluenza sul valore del FS, quest'ultimo sarà valutato come per il caso di pendio asciutto con la relazione (2.3).

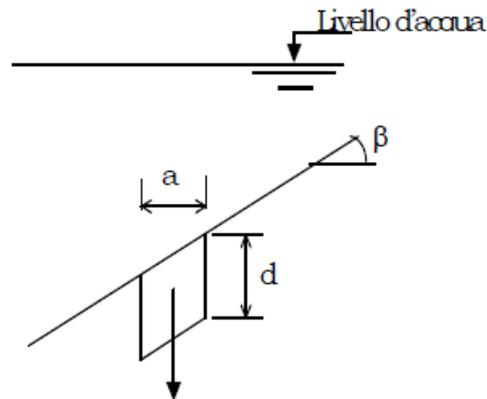


Figura 2.4: rappresentazione dello schema di pendio indefinito incoerente immerso in acqua in quiete.

- *pendio indefinito di terreno omogeneo con filtrazione parallela al pendio*

La resistenza del terreno è rappresentata dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb per un terreno coesivo:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (2.4)$$

In Figura 2.5 è rappresentato lo schema di pendio indefinito con filtrazione parallela al pendio e con l'altezza della falda che viene messa in relazione alla durata e all'intensità della pioggia, ed al coefficiente di assorbimento del terreno. Nelle successive relazioni si indicherà con γ il peso di volume medio del terreno sopra falda e con γ_{sat} il peso del terreno saturo sotto falda. La tensione normale alla base del concio vale:

$$\sigma' = [(1 - m)\gamma + m\gamma_{sat}] z \cos^2 \beta \quad (2.5)$$

mentre la tensione di taglio alla base del concio è data dalla seguente relazione:

$$\tau = [(1 - m)\gamma + m\gamma_{sat}] z \sin \beta \cos \beta \quad (2.6)$$

L'espressione generale per il Fattore di Sicurezza, introducendo le relazioni (2.5) e (2.6), diventa:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \varphi'}{\tau} = \frac{c' + [(1 - m)\gamma + m\gamma_{sat}] z \cos^2 \beta \tan \varphi'}{[(1 - m)\gamma + m\gamma_{sat}] z \sin \beta \cos \beta} \quad (2.7)$$

Nel caso di opere in terra, l'acqua presente all'interno del corpo del rilevato è legata al moto di filtrazione e non alla presenza di una falda parallela al pendio, per cui $m=0$. Inoltre, la presenza di cavità collegate col lato fiume riduce di molto il tempo di saturazione degli argini (vedi § 1.3.2) per cui è lecito assumere $\gamma = \gamma_{sat}$; il FS nei confronti del LEM-pendio indefinito sarà quindi valutato come:

$$FS = \frac{c' + \gamma_{sat} z \cos^2 \beta \tan \varphi'}{\gamma_{sat} z \sin \beta \cos \beta} \quad (2.8)$$

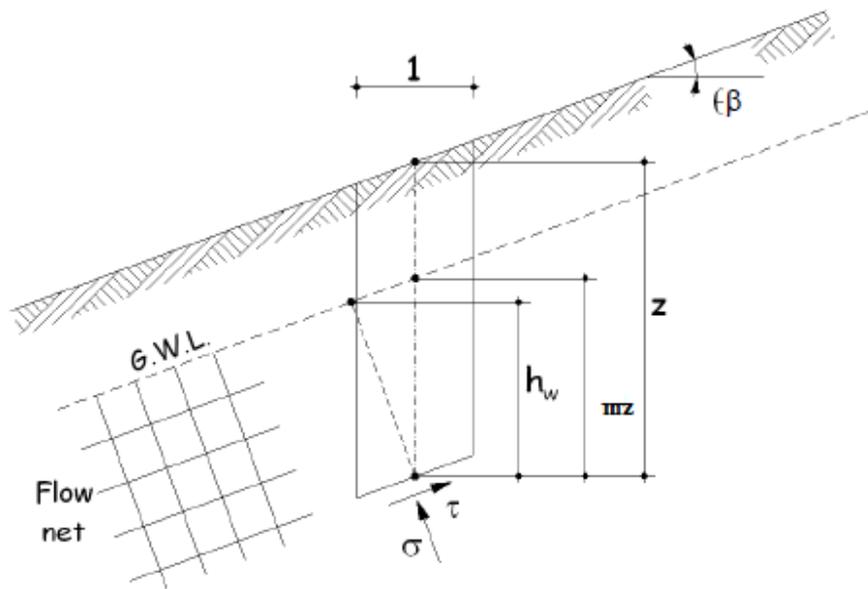


Figura 2.5: rappresentazione dello schema generale di pendio indefinito con terreno omogeneo e filtrazione parallela al pendio.

2.2. Finite Element Method (FEM)

Il metodo agli Elementi Finiti è un metodo numerico che viene impiegato per la risoluzione di equazioni differenziali che rappresentano l'idealizzazione, attraverso un modello matematico, di un problema fisico reale. Il FEM, mediante una procedura di discretizzazione (Figura 2.6), suddivide il dominio del problema in un insieme di sottodomini di forma elementare definiti elementi finiti. Le funzioni approssimanti circoscritte all'interno di ogni elemento, chiamate anche funzioni di forma, descrivono il campo incognito e vengono individuate mediante i valori che la variabile dipendente assume in punti specifici detti nodi. A seconda del grado del polinomio interpolatore, i nodi possono essere collocati solo sul contorno degli elementi finiti, in punti comuni a due o più elementi, oppure anche al loro interno; i valori che la variabile di campo assume sui nodi ne definiscono univocamente l'andamento all'interno dell'elemento. Nella rappresentazione agli elementi finiti di un problema, i valori nodali della variabile di campo rappresentano quindi le nuove incognite.

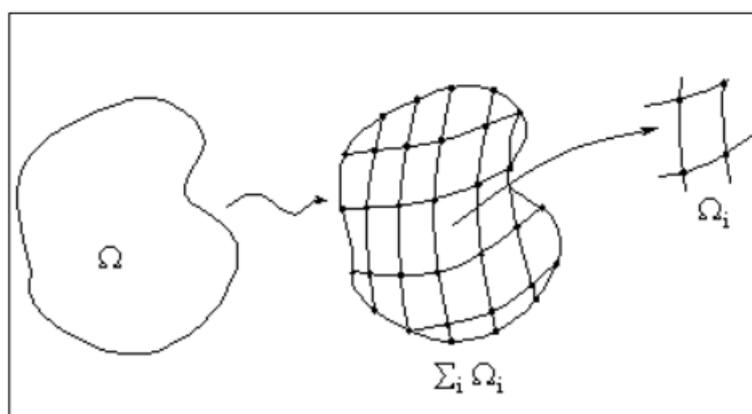


Figura 2.6: schema semplificato della procedura di discretizzazione del dominio in un insieme di sottodomini definiti elementi finiti.

Il metodo FEM è ampiamente trattato in letteratura per cui in questo paragrafo si riportano i principali elementi di rilievo per la modellazione del problema oggetto di studio: nelle simulazioni delle opere in terra i principali problemi sono legati alla filtrazione e all'equilibrio statico, dal quale possono essere dedotte informazioni sulla stabilità e sulla deformazione dell'opera. In linea generale, le analisi di stabilità sono precedute dalle analisi di filtrazione in quanto il processo di filtrazione è spesso il fattore che innesca il cinematismo di rottura. Nel caso in esame, per lo studio del meccanismo di punzonamento locale, sono state effettuate solamente simulazioni FEM di tipo statico e per tale motivo verrà analizzato esclusivamente il problema differenziale e la soluzione numerica di questa tipologia di analisi.

2.2.1. Il problema differenziale e la soluzione numerica delle analisi statiche

Il suolo è un materiale poroso multifase caratterizzato da uno scheletro solido in continua interazione con la matrice liquida e gassosa. In alcuni casi è possibile considerarlo come un materiale omogeneo monofase (*formulazione one-phase*) e gli spostamenti della matrice diventano quindi le variabili principali delle equazioni costituenti il problema matematico; quest'ultimo è governato dalle equazioni di equilibrio indefinito (2.9), di relazione tensione-deformazione (2.10) e di compatibilità (2.11), che rappresentano la forma forte del problema differenziale:

$$\nabla \cdot \sigma + \rho g = \rho \dot{v} = 0 \quad (2.9)$$

$$\dot{\sigma}' = f(\sigma', \dot{\varepsilon}, h) \quad (2.10)$$

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{2}(\nabla v + \nabla v^T) \quad (2.11)$$

dove: $\sigma = \sigma'$ se il terreno è asciutto o $\sigma = \sigma' + pI$ se il terreno è saturo o parzialmente saturo;

p è il vettore della pressione idrostatica;

g è il vettore di gravità;

v è la velocità del terreno;

\dot{v} è l'accelerazione dello scheletro solido (=0 nei problemi statici);

$\dot{\sigma}'$ è l'incremento infinitesimo di tensione efficace eguale all'incremento di tensione totale in quanto la pressione del fluido è costante;

$\rho = (1 - n)\rho_s$ è la densità asciutta o $\rho = (1 - n)\rho_s + nS_l\rho_l + nS_g\rho_g$ è la densità della miscela;

Applicando il metodo variazionale di Galerkin³, si ottiene la formulazione debole del principio dei lavori virtuali in forma generalizzata sul volume Ω (Figura 2.7):

$$\int_{\Omega} u \rho g \, d\Omega + \int_{\partial\Omega} u^T t \, dS - \int_{\Omega} u^T L^T \sigma \, d\Omega = 0 \quad (2.12)$$

dove t sono le azioni applicate al contorno e L la matrice delle derivate dei tensori espressi in notazione ingegneristica (σ e ε in vettore colonna 6×1).

³ Boris Grigor'evič Galërkin (Polack, 20 febbraio 1871 – Mosca, 12 luglio 1945)

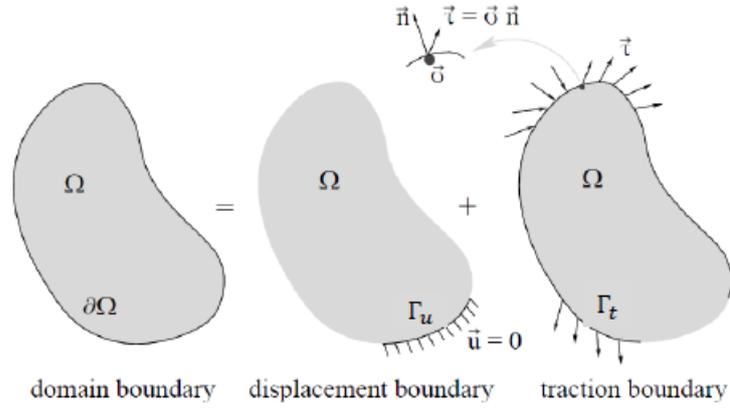


Figura 2.7: rappresentazione schematica dei parametri in gioco nella formulazione debole del PLV.

L'introduzione del metodo agli Elementi Finiti nella relazione (2.12), con la discretizzazione del dominio e l'approssimazione della soluzione esatta degli spostamenti u come somma degli spostamenti nodali u_i moltiplicati per le funzioni di forma $N(x)$, permette di scrivere per il caso statico:

$$\int_{\Omega} u_i^T N^T \rho g \, d\Omega + \int_{\partial\Omega} u_i^T N^T t \, dS = \int_{\Omega} u_i^T B^T \sigma \, d\Omega \quad (2.13)$$

dove $B = LN$ è la matrice contenente le derivate delle funzioni di forma. Nella relazione (2.13) si distinguono le forze esterne legate alla gravità ($F^{\text{grav}} = \int_{\Omega} N^T \rho g \, d\Omega$) e quelle sul contorno ($F^{\text{trac}} = \int_{\partial\Omega} N^T t \, dS$) e le forze interne ($F^{\text{int}} = \int_{\Omega} B^T \sigma \, d\Omega$). Per le analisi non lineari, il problema può essere riscritto in forma incrementale in quanto per i modelli elastoplastici è più conveniente esprimere l'incremento i -esimo di tensione come:

$$\Delta\sigma^i = D^{\text{ep}} \Delta\varepsilon^i = D^{\text{ep}} B \Delta u_i^i \quad (2.14)$$

$$\int_{\Omega} N^T \rho g \, d\Omega + \int_{\partial\Omega} N^T t^i \, dS - \int_{\Omega} B^T \sigma^{i-1} \, d\Omega - \int_{\Omega} B^T D^{\text{ep}} B \, d\Omega \Delta u_i^i \quad (2.15)$$

Le forze interne allo step precedente sono quindi note e considerate forzanti da utilizzare per calcolare la variazione di spostamento Δu_i^i allo step corrente.

2.2.2. Le analisi elastoplastiche e il modello costitutivo elastoplastici

Le simulazioni FEM con modelli costitutivi elastoplastici seguono un procedimento generale che può essere sintetizzato nei seguenti punti cardine:

- a. determinazione dello stato iniziale del terreno in sito in condizioni elastiche applicando i carichi gravitazionali, le eventuali condizioni di filtrazione e le condizioni al contorno che possono essere di tipo: prescrizioni sugli spostamenti e sulle rotazioni (ad esempio $u=0$ o $u=\bar{u}$), forze o pressioni sul contorno oppure tensioni iniziali sugli elementi. La storia tensionale del terreno viene considerata imponendo specifiche relazioni tra le tensioni verticali e quelle orizzontali (K_0 initial stress);
- b. annullamento delle deformazioni e ripristino della geometria indisturbata;
- c. procedura di analisi elastoplastica con applicazione, per ogni incremento di calcolo, del seguente algoritmo iterativo:
 1. calcolo delle tensioni in stato elastico;
 2. confronto delle tensioni determinate al punto 1. con il criterio di rottura;
 3. se le tensioni in un elemento cadono al di fuori dell'involuppo di rottura si ha snervamento con la formazione di un punto plastico;
 4. l'aliquota di tensione in eccesso alla resistenza viene ridistribuita negli elementi confinanti che hanno ancora riserve di resistenza. Quando un numero sufficiente di punti di Gauss raggiunge lo snervamento non è più possibile trovare una soluzione e il codice non converge. In generale questo succede se si forma un meccanismo di rottura.

L'aspetto più importante nella rappresentazione del comportamento del terreno è legato quindi alla scelta di un appropriato modello costitutivo e alla corretta definizione dei suoi parametri. Modelli costitutivi elastici o elastici-non lineari non possono rappresentare deformazioni permanenti del terreno o le condizioni di rottura del materiale. Di conseguenza vengono preferiti modelli costitutivi elastoplastici, per i quali la relazione tra tensioni e deformazioni non è biunivoca ma dipende dalla storia tensionale del terreno. Questi ultimi consentono di simulare in maniera abbastanza realistica i comportamenti deformativi dei diversi materiali (granulari e coesivi) in diverse condizioni di carico (drenate o non drenate).

Per le analisi svolte all'interno di questo elaborato si è scelto il modello costitutivo elastoplastico di Mohr-Coulomb (Figura 2.8), il quale ben si presta allo studio dei problemi di resistenza e stabilità. Il criterio di snervamento generale è espresso dalla relazione:

$$f = |\tau| + \sigma_n \tan \varphi - c = 0 \quad (2.16)$$

Tale criterio è largamente usato con riferimento alle tensioni efficaci (φ' e c') mentre con riferimento alle tensioni totali ($\varphi = 0^\circ$ e $c = C_u$) il modello di Mohr-Coulomb si riconduce al modello di Tresca per le condizioni non drenate dei terreni a grana fine.

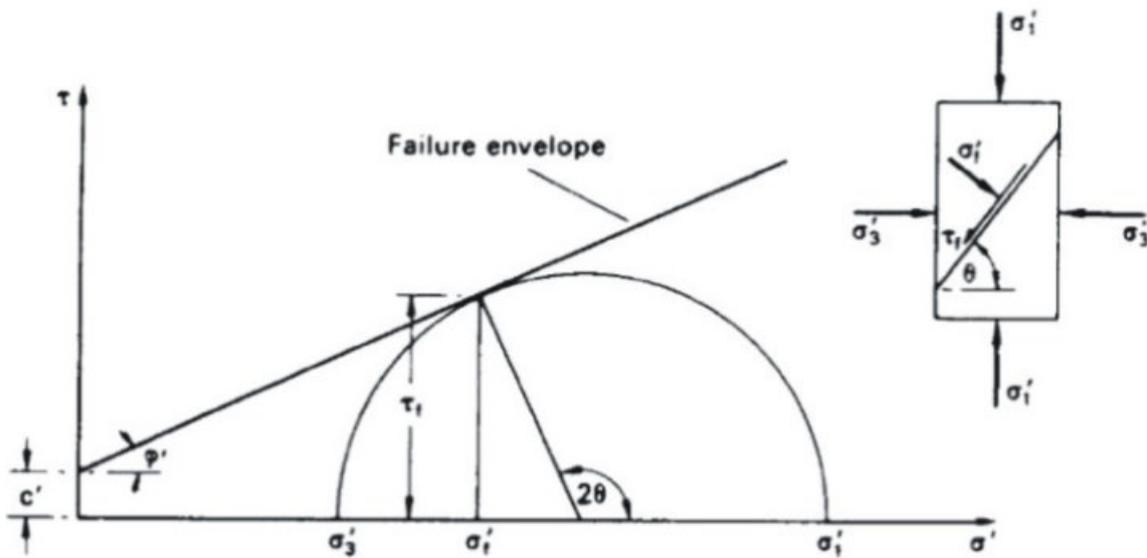


Figura 2.8: rappresentazione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb nel piano τ - σ .

2.2.3. Strength Reduction Method (SRM)

Il metodo di riduzione della resistenza a taglio (Matsui et al., 1992) viene utilizzato per stimare il Fattore di Sicurezza nelle analisi di stabilità condotte attraverso l'utilizzo del Finite Element Method. Il FS del pendio è quindi pari al massimo valore del fattore di riduzione SRF applicato alla resistenza a taglio del terreno:

$$c_f = \frac{c}{\text{SRF}} \quad (2.17)$$

$$\varphi_f = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi}{\text{SRF}} \right) \quad (2.18)$$

$$\text{FS} = \frac{\tau}{\tau_f} = \text{SRF} \quad (2.19)$$

Le analisi sono eseguite sino alla condizione di non convergenza della soluzione che corrisponde anche al raggiungimento del criterio di rottura del materiale (Figura 2.9).

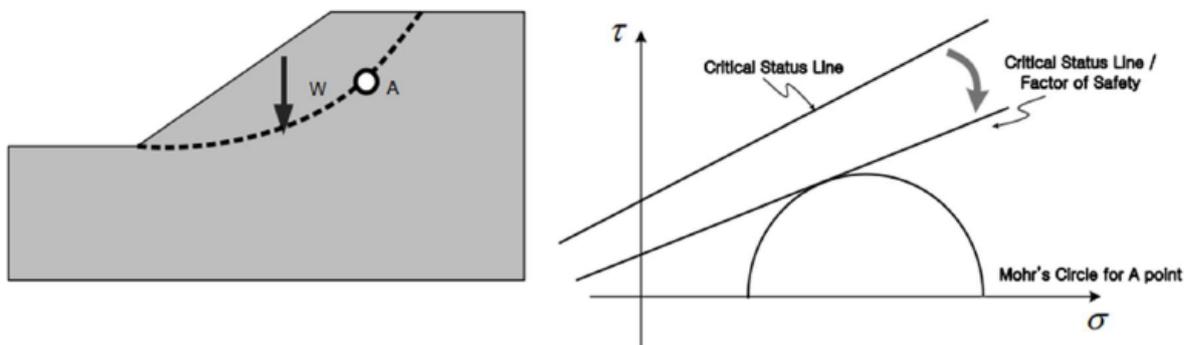


Figura 2.9: Strength Reduction Method (Matsui et al., 1992).

A differenza dei metodi all'Equilibrio Limite, lo SRM non necessita di alcuna ipotesi sulla superficie di scorrimento (es. individuazione dei limiti entro i quali le superfici di scivolamento devono intersecare il pendio): il risultato dell'ultimo incremento di carico nelle simulazioni FEM consente di determinare il campo degli spostamenti del continuo, il quale permette di individuare il volume di terreno instabile definito da un insieme di elementi caratterizzati da una deformazione a taglio di notevole entità. Oltre ai parametri meccanici di resistenza, tale metodo richiede la definizione delle caratteristiche di deformabilità del terreno in campo elastico come il modulo elastico E ed il coefficiente di Poisson ν .

Capitolo 3

3. Metodo LEM: punzonamento locale della scarpata arginale

Il meccanismo di collasso di punzonamento locale della scarpata arginale è considerato dalla Commissione tecnico-scientifica per la valutazione delle cause all'origine della rotta arginale lungo il fiume Panaro come il più probabile meccanismo di rottura in grado di determinare la formazione di una breccia arginale in destra idraulica in località Gaggio di Castelfranco Emilia il giorno 6 Dicembre 2020. Il processo che conduce al cedimento dell'argine in terra, schematizzato in Figura 3.1, è caratterizzato dalla successione temporale delle seguenti fasi (Menduni et al., 2021):

- a) un collegamento idraulico preesistente con il fiume, rappresentato da un sistema di tane anche relitte all'interno del corpo arginale, consente all'acqua di entrare nel rilevato e di seguire il fenomeno di piena come in un sistema di vasi comunicanti, indipendentemente dallo sviluppo spaziale e temporale del regime di saturazione (la permeabilità idraulica del terreno costituente il rilevato arginale è ininfluenza in questa tipologia di meccanismo). Inoltre, non è vincolante che tale collegamento sia costituito da cavità di dimensioni significative, in quanto il fattore rilevante non è la quantità d'acqua ma la sua pressione massima nel terreno all'interno della cavità. Se la cavità è sufficientemente vicina al paramento esterno lato campagna costituito da terreno poco strutturato, con inclusi elementi eterogenei e di riporto recente (es. materiale impiegato per riparare le tane), si può ipotizzare che la pressione dell'acqua eserciti la sua azione sul terreno superando localmente la modesta resistenza al taglio disponibile;
- b) la resistenza al taglio del terreno non è sufficiente a garantire l'equilibrio e il cuneo di materiale nell'intorno della cavità viene espulso per effetto della pressione dell'acqua;
- c) l'acqua può scorrere rapidamente all'interno del condotto, erodendone le pareti e allargandolo fino al collasso della parte sommitale dell'argine, interessando anche la porzione di rilevato lato fiume (erosione retrogressiva);
- d) la sezione arginale resistente diminuisce e non è più in grado di sopportare le sollecitazioni di progetto, con l'argine che collassa in seguito alla formazione di una breccia arginale.

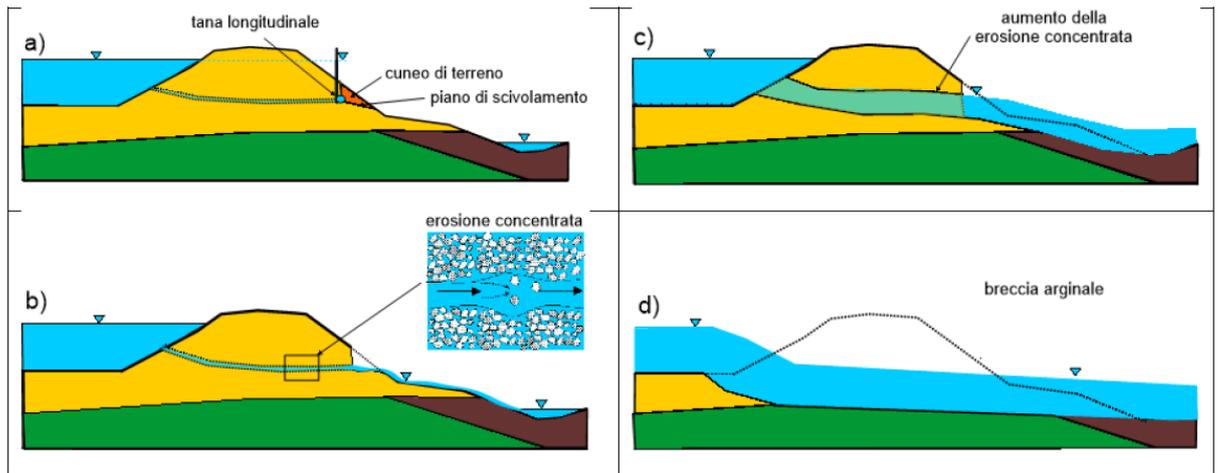


Figura 3.1: evoluzione del fenomeno di erosione concentrata in seguito al punzonamento locale del paramento esterno dell'argine in terra (Menduni et al., 2021).

Quando la resistenza al taglio non è sufficiente a garantire l'equilibrio vi è l'apertura del varco (punto b), che in terreni non plastici facilmente erodibili comporta l'allargamento repentino della cavità, portando la struttura al collasso. È possibile stimare il tempo necessario a raggiungere un raggio massimo della cavità tale da provocare il collasso della sommità attraverso il modello analitico proposto da Bonelli et al. (2007). Tale modello assume che l'argine sia formato da terreno omogeneo caratterizzato dai parametri di erodibilità τ_c e k_{er} , entro cui si colloca una cavità cilindrica inizialmente di raggio R_0 . Il modello permette di stimare il raggio della cavità ad un certo tempo t calcolato, a partire dall'innescò del fenomeno erosivo, con la formula seguente:

$$\frac{R(\tilde{t})}{R_0} = \tilde{\tau}_c + (1 - \tilde{\tau}_c) \exp \tilde{\tau} \quad (3.1)$$

dove: $R(\tilde{t})$ è il raggio della cavità al tempo \tilde{t} ;

R_0 è il raggio iniziale della cavità;

$\tilde{t} = \frac{t}{t_{er}}$ è il tempo adimensionalizzato;

$t_{er} = \frac{2\rho_d}{k_{er} \frac{\Delta p}{L}}$ è il tempo caratteristico del fenomeno erosivo;

ρ_d è la densità del terreno secco;

k_{er} è il coefficiente di erodibilità dipendente dalle caratteristiche del terreno;

Δp è la differenza di pressione in entrata e in uscita dal condotto di filtrazione;

L è la lunghezza del condotto;

$\tilde{\tau}_c = \frac{\tau_c}{\frac{R_0 \Delta p}{2L}}$ è la tensione tangenziale critica adimensionalizzata;

τ_c è la tensione tangenziale critica dipendente dalle caratteristiche del terreno.

Il raggio della cavità $R(\tilde{t})$ è legato al fattore tempo adimensionalizzato da una relazione di tipo esponenziale e \tilde{t} è a sua volta funzione delle caratteristiche del materiale (densità del terreno secco e coefficiente di erodibilità) e del gradiente idraulico ($\Delta p/L$). Quest'ultimo parametro è proporzionale alla differenza di pressione fra l'entrata e l'uscita del condotto, approssimabile con la pressione della colonna d'acqua presente al di sopra della cavità $\Delta p = H\gamma_w$. All'aumentare del dislivello idraulico e del coefficiente di erodibilità e al diminuire della compattezza del materiale, il fenomeno di punzonamento locale e l'allargamento della cavità avranno un'evoluzione temporale molto più rapida.

L'espulsione del cuneo di terreno nell'intorno della tana, per effetto della pressione dell'acqua, è quindi un fenomeno di danneggiamento molto grave e spesso con uno sviluppo talmente rapido nel tempo da non consentire l'intervento riparatorio da parte dell'uomo. La valutazione della stabilità dell'argine nei confronti di tale meccanismo richiede pertanto la definizione di un cinematismo di rottura che non si discosti troppo dal reale problema fisico e che fornisca una relazione affidabile per la stima del Fattore di Sicurezza.

Per far fronte a tale esigenza è stato sviluppato all'interno di questo capitolo un metodo LEM rappresentativo del fenomeno di punzonamento locale con cavità cilindrica a sviluppo longitudinale, disposta ad una certa distanza dal paramento esterno lato campagna. Il modello di calcolo ipotizzato può essere un'idealizzazione matematica della disposizione planimetrica del sistema di tane illustrato in Figura 3.2, in corrispondenza della sezione A-A. Infatti, vi è la presenza di un collegamento lato fiume indispensabile per far entrare l'acqua all'interno del rilevato e due ingressi con imbocco dal lato campagna; la presenza di una tana comunicante col lato campagna non è un elemento essenziale per lo sviluppo del meccanismo oggetto di studio e si può quindi supporre che il terreno nell'intorno di tali cavità sia caratterizzato da uno strato superficiale di materiale avente modesta resistenza al taglio, a seguito della riparazione del paramento esterno da parte degli addetti al monitoraggio delle sponde arginali.

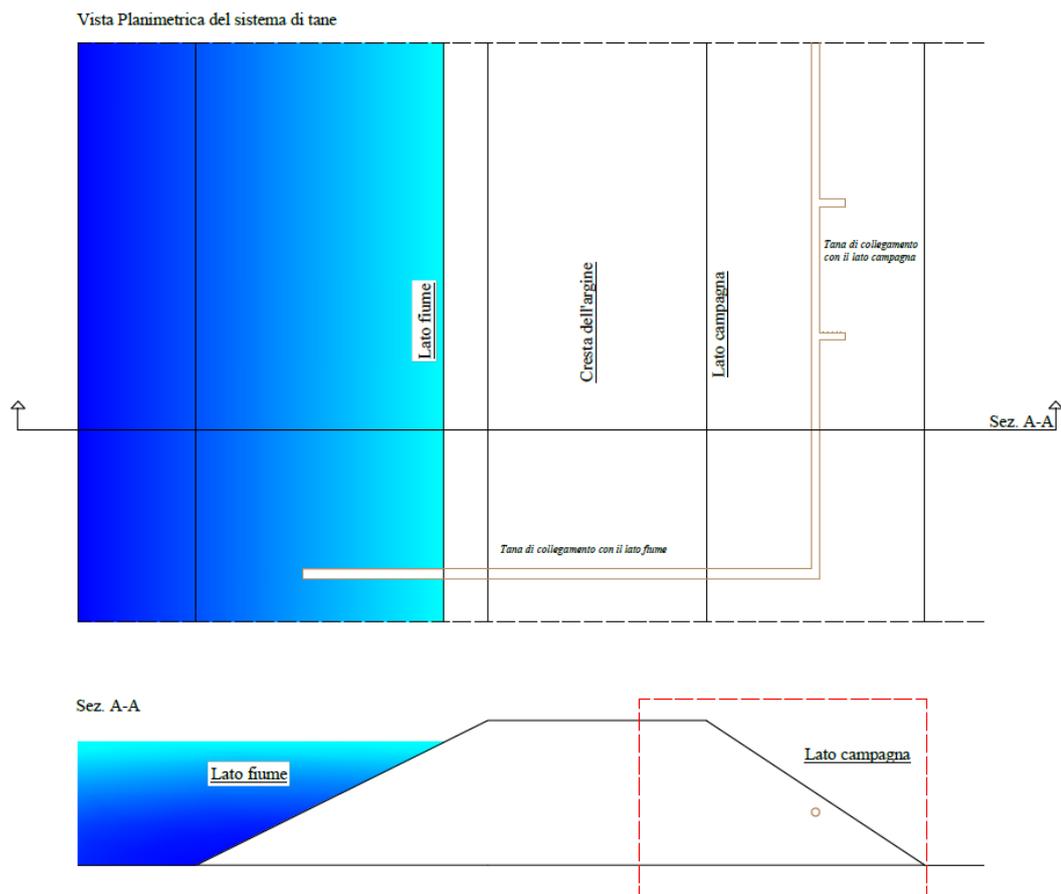


Figura 3.2: vista planimetrica del sistema di tane all'interno del corpo arginale e rappresentazione della sezione A-A oggetto di studio.

Il Fattore di Sicurezza associato allo schema semplificato di Figura 3.3 è stato esaminato dal punto di vista analitico per comprenderne il comportamento al variare dei parametri in gioco (analisi di sensibilità) e valutare la possibile correlazione con altri metodi LEM presenti in letteratura (es. pendio indefinito).

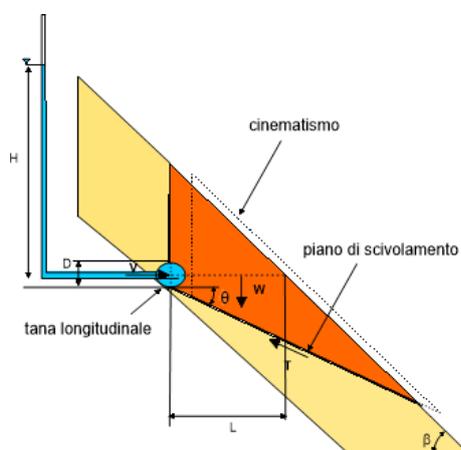


Figura 3.3: rappresentazione del cinematiso di rottura associato al meccanismo di punzonamento locale della scarpata arginale.

3.1. Valutazione del Fattore di Sicurezza del meccanismo di punzonamento locale

La stabilità dell'argine nei confronti del meccanismo limite di punzonamento locale è legata al valore assunto dai diversi parametri che concorrono alla definizione dell'azione di progetto e alla stima della resistenza disponibile. In particolare, si considerano:

- *le caratteristiche meccaniche del terreno*: angolo d'attrito e coesione efficace dello strato superficiale del paramento, soggetto a possibili rimaneggiamenti nel corso della vita utile dell'opera. La coesione è il parametro maggiormente variabile e determinante nello sviluppo della resistenza locale del terreno, quando la pendenza della scarpata supera l'angolo d'attrito del materiale;
- *i parametri idraulici*: altezza del carico idraulico al di sopra della tana, che presuppone la conoscenza della posizione altimetrica, rispetto al livello del fiume, della cavità;
- *i parametri geometrici*: geometria dell'argine (inclinazione della scarpata del rilevato lato campagna) e geometria della cavità (morfologia, diametro e distanza orizzontale dal paramento esterno).

L'espulsione del cuneo di terreno è stata ipotizzata avvenire lungo due piani di scivolamento di cui uno con direzione verticale e l'altro con angolo d'inclinazione θ rispetto alla direzione orizzontale. Dal punto di vista fisico ha senso considerare l'angolo θ compreso tra $-\beta < \theta < \beta$, con β angolo d'inclinazione della scarpata arginale lato campagna; per $\theta < -\beta$ il cuneo di terreno mobilizzato avrebbe un'estensione troppo limitata mentre per $\theta > \beta$ la superficie di scivolamento inclinata non intersecherebbe la scarpata.

Le forzanti del problema sono rappresentate dalla resistenza al taglio del terreno mobilizzata lungo il piano di rottura, dalla forza peso del cuneo di terreno instabile W e dalla pressione idraulica U proporzionale al dislivello idraulico tra il livello del pelo libero d'acqua lato fiume e la posizione della cavità lato campagna; W ed U non sono riferite al piano di rottura e quindi devono essere scomposte in una componente perpendicolare e in una parallela rispetto al segmento inclinato. Tali componenti potranno aver un effetto favorevole o sfavorevole nei confronti della stabilità del rilevato a seconda del verso di rotazione del piano di scivolamento rispetto alla direzione orizzontale (si considerano stabilizzanti le azioni che si oppongono al cinematismo di rottura e quindi le componenti verticali rivolte verso le y e quelle orizzontali rivolte verso le x , in un sistema cartesiano di assi x - y destrorso collocato sul piano di

scorrimento); si distinguono pertanto due diversi cinematicismi di rottura associati al fenomeno di punzonamento locale:

- a. *LEM – punzonamento θ^+ o orario* (Figura 3.4.a): le componenti W_{\parallel} e U_{\parallel} sono dirette verso le x^+ e producono un effetto instabilizzante. La componente W_{\perp} è diretta verso le y^- mentre la componente U_{\perp} è concorde all'asse y^+ e si oppone alla forza peso normale al piano, riducendo la resistenza al taglio disponibile con un esito sfavorevole nei confronti della stabilità del rilevato;
- b. *LEM – punzonamento θ^- o antiorario* (Figura 3.4.b): la componente W_{\parallel} è diretta verso le x^- con risultato positivo sulla stabilità, mentre la componente U_{\parallel} è diretta verso le x^+ e produce un effetto instabilizzante. Le componenti W_{\perp} e U_{\perp} sono concordi all'asse y^- e incrementano la resistenza al taglio in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb definito dalla relazione (2.4).

Il Fattore di Sicurezza associato al metodo LEM – punzonamento orario è stimabile attraverso la relazione

$$FS_{\theta^+} = \frac{(W_{\perp} - U_{\perp}) \tan \varphi + cL'}{U_{\parallel} + W_{\parallel}} \quad (3.2)$$

mentre il FS associato al metodo LEM – punzonamento antiorario vale

$$FS_{\theta^-} = \frac{(W_{\perp} + U_{\perp}) \tan \varphi + cL' + W_{\parallel}}{U_{\parallel}} \quad (3.3)$$

dove: W è il peso del cuneo di terreno mobilizzato pari a $W = \frac{L_V^2}{2(\tan \beta - \tan \theta)} \gamma$;

W_{\perp} è la componente della forza peso normale al piano di rottura pari a $W_{\perp} = W \cos \theta$;

W_{\parallel} è la componente della forza peso parallela al piano di rottura pari a $W_{\parallel} = W \sin \theta$;

U è la pressione idrostatica agente all'interno della cavità pari a $U = \gamma_w HD$;

U_{\perp} è la componente della pressione normale al piano di rottura pari a $U_{\perp} = U \sin \theta$;

U_{\parallel} è la componente della pressione parallela al piano di rottura pari a $U_{\parallel} = U \cos \theta$;

D è il diametro della cavità assunta di forma circolare;

H è l'altezza del carico idraulico al centro della cavità;

β è l'angolo di inclinazione della scarpata arginale lato campagna;

θ è l'angolo di inclinazione del piano di scivolamento;

L' è la lunghezza del piano di scorrimento pari a $L' = L_H \cos \theta + \frac{L_H \sin \theta}{\tan(\beta - \theta)}$;

L_V è la distanza verticale tra la cavità e il paramento esterno;

L_H è la distanza orizzontale tra la cavità e il paramento esterno ($L_H = L_V / \tan \beta$).

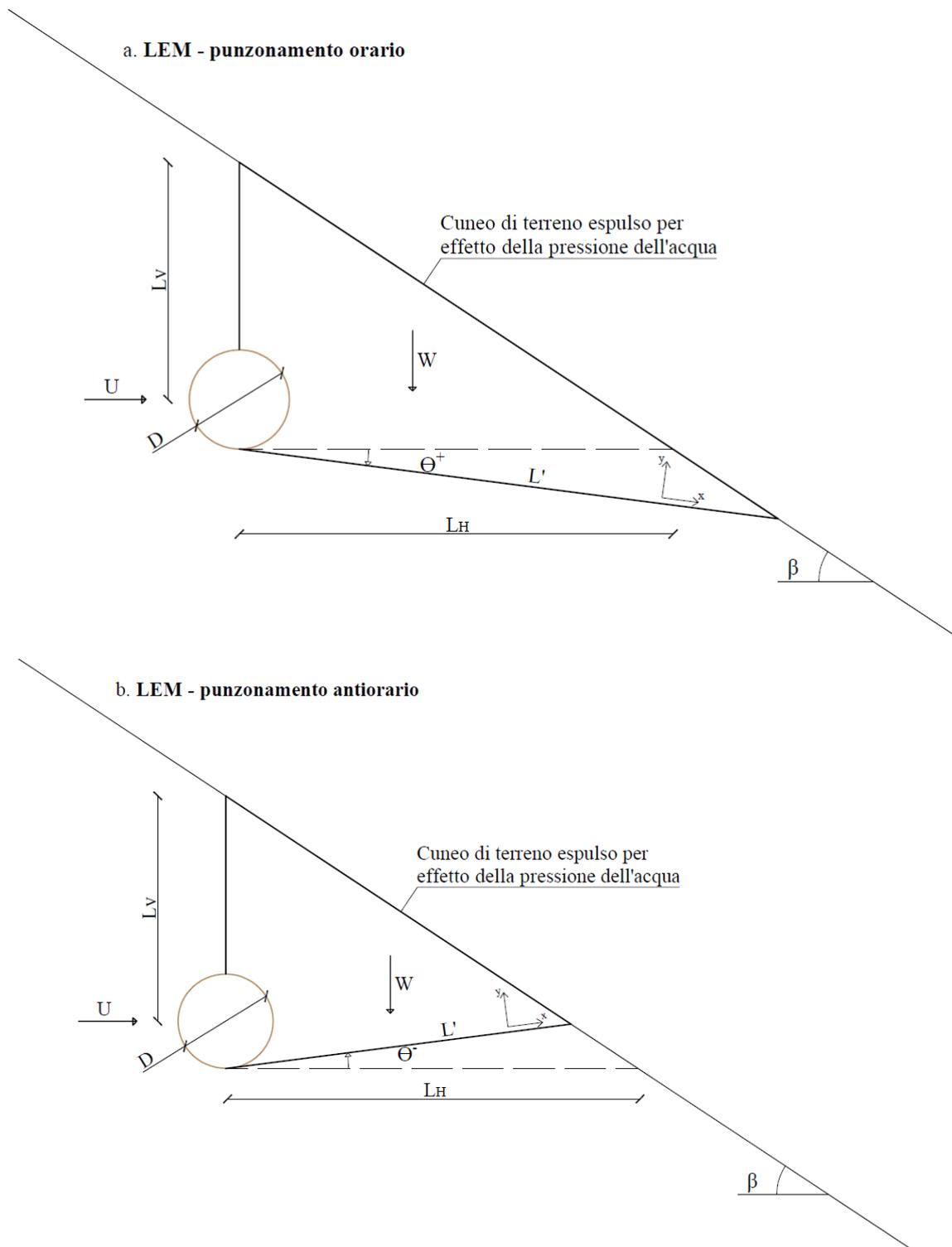


Figura 3.4: rappresentazione del meccanismo di punzonamento locale in funzione dell'angolo di rotazione del piano di scorrimento rispetto alla direzione orizzontale (a) LEM – punzonamento orario, (b) LEM – punzonamento antiorario.

Il peso del cuneo di terreno espulso è stato determinato con riferimento al peso di volume naturale del materiale, come conseguenza del rapido sviluppo del fenomeno della saturazione negli argini in terra danneggiati dai sistemi di tane, in accordo con quanto riportato al § 1.3.2.

La trattazione matematica del meccanismo limite proposto prevede che il piano di rottura L' si formi in corrispondenza dell'estremo inferiore della circonferenza e che il piano verticale tagli a metà la tana. Inoltre, ponendo $\theta = 0$ le relazioni (3.2) e (3.3) forniscono lo stesso valore del Fattore di Sicurezza; per tale motivo, il metodo LEM – punzonamento orario sarà caratterizzato da un piano di scorrimento con inclinazione compresa tra $0 < \theta < \beta$, mentre il piano di rottura associato al LEM – punzonamento antiorario avrà un'inclinazione pari a $-\beta < \theta < 0$.

Si considerino noti a priori la geometria e la posizione plano-altimetrica della tana, il carico idraulico, l'angolo di inclinazione della scarpata e i parametri di resistenza del terreno; il Fattore di Sicurezza risulta pertanto funzione del solo angolo di inclinazione del piano di rottura. Tra tutti i possibili piani di scorrimento si valuta quello contraddistinto dal FS minimo, ovvero quello caratterizzato da un angolo di inclinazione θ_{\min} rispetto alla direzione orizzontale (*piano di scivolamento critico*).

Una volta definito il piano di scivolamento critico per il LEM – punzonamento orario ($FS_{\text{crit},\theta^+}$) e il LEM – punzonamento antiorario ($FS_{\text{crit},\theta^-}$), il cinematismo che comporterà l'espulsione del cuneo di terreno nell'intorno della cavità sarà quello associato al Fattore di Sicurezza in grado di soddisfare la relazione

$$FS_{\text{punzonamento}} = \min[FS_{\text{crit},\theta^+}; FS_{\text{crit},\theta^-}]. \quad (3.4)$$

3.1.1. Analisi matematica delle relazioni per la stima del Fattore di Sicurezza

La relazione (3.2) per la stima del Fattore di Sicurezza nei confronti del Metodo LEM di punzonamento locale del paramento esterno associato al cinematismo con rotazione oraria del piano di rottura è definita sintanto che il termine legato al peso proprio del cuneo non risulta indeterminato, ovvero quando $\beta = \theta$; dal punto di vista fisico questa condizione è rappresentata dalla formazione di un piano di scorrimento parallelo al pendio, con origine in corrispondenza del centro della cavità, in maniera simile a quanto avviene per la trattazione di pendio indefinito.

Per ipotesi ci si pone nella condizione di pressione all'interno della cavità nulla ($U=0$), angolo d'inclinazione del piano di rottura compreso tra $0 < \theta < \beta$ e parametri geometrici (β , D e L_H) e di resistenza del terreno (φ e c) noti. Le relazioni trigonometriche che descrivono la massa del cuneo (3.5) e la lunghezza del piano di rottura (3.6) sono state rielaborate e poi introdotte nella relazione (3.2), ottenendo una formula semplificata per la determinazione del Fattore di Sicurezza:

$$W = \frac{L_v^2}{2(\tan \beta - \tan \theta)} \gamma_{\text{sat}} = \frac{L_v^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \quad (3.5)$$

$$L' = L_H \cos \theta + \frac{L_H \sin \theta}{\tan(\beta - \theta)} = \frac{L_H \sin \beta}{\sin(\beta - \theta)} = \frac{L_v \cos \beta}{\sin(\beta - \theta)} \quad (3.6)$$

$$FS_{(\theta^+)} = \frac{\left[\frac{L_v^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \cos \theta \right] \tan \varphi + c \frac{L_v \cos \beta}{\sin(\beta - \theta)}}{\left[\frac{L_v^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \sin \theta \right]} \quad (3.7)$$

Il comportamento analitico della funzione (3.7), dipendente del solo parametro θ , è stato valutato attraverso lo studio del limite per $\theta \rightarrow \beta$:

$$\lim_{\theta \rightarrow \beta} FS_{(\theta^+)} = \lim_{\theta \rightarrow \beta} \frac{\left[\frac{L_v^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \cos \theta \right] \tan \varphi + c \frac{L_v \cos \beta}{\sin(\beta - \theta)}}{\left[\frac{L_v^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \sin \theta \right]} =$$

si effettua un cambio di variabile imponendo $m = \beta - \theta$,

$$= \lim_{m \rightarrow 0} \frac{\left[\frac{L_v^2 \cos \beta \cos(\beta - m)}{2 \sin(m)} \gamma \cos(\beta - m) \right] \tan \varphi + c \frac{L_v \cos \beta}{\sin(m)}}{\left[\frac{L_v^2 \cos \beta \cos(\beta - m)}{2 \sin(m)} \gamma \sin(\beta - m) \right]} =$$

$$= \lim_{m \rightarrow 0} \frac{\left[\frac{L_V \cos(\beta - m)}{2 \sin(m)} \gamma \cos(\beta - m) \right] \tan \varphi + c \frac{1}{\sin(m)}}{\left[\frac{L_V \cos(\beta - m)}{2 \sin(m)} \gamma \sin(\beta - m) \right]} \quad (3.8)$$

Il cambio di variabile e quindi lo studio del limite di FS per $m \rightarrow 0$ ha reso possibile l'introduzione degli sviluppi di Taylor-McLaurin per il seno(m)⁴, consentendo di risolvere la forma indeterminata ∞/∞ :

$$\lim_{m \rightarrow 0} FS_{(m)} = \frac{z' \cos^2 \beta \tan \varphi + 2c}{z' \cos \beta \sin \beta} \quad (3.9)$$

dove $z' = \gamma L_V$.

La relazione (3.9) è simile a quella del pendio indefinito (2.8), con un'unica differenza legata al termine coesivo: nel cinematismo limite di punzonamento locale della scarpata, come conseguenza della diversa forma della massa di terreno mobilizzata, la coesione incide con un coefficiente moltiplicativo pari a due.

D'altro canto, la relazione associata al cinematismo con rotazione antioraria del piano di rottura non è definita solamente quando la componente di pressione idrostatica, parallela al piano di scorrimento, è nulla; se $U_{\parallel} = 0$ il FS tende a ∞ e il rilevato è sicuramente stabile nei confronti del meccanismo di punzonamento locale del paramento esterno. Infatti, ponendo nella relazione (3.3) un angolo di rotazione del piano di rottura negativo (verso di rotazione antiorario rispetto alla direzione orizzontale) il termine legato alla forza peso diviene $W = \frac{L_V^2}{2(\tan \beta + \tan \theta)} \gamma$, essendo $\tan(-\theta) = -\tan \theta$. Il denominatore è sempre diverso da zero e quindi non vi sono ulteriori punti di discontinuità nella relazione FS_{θ^-} .

Il meccanismo di punzonamento è circoscritto a una porzione limitata di terreno in prossimità del paramento esterno e pertanto si vuole analizzare l'andamento del Fattore di Sicurezza al variare della distanza orizzontale tra la cavità e il paramento esterno e precisamente studiare il limite per L_H (o L_V , essendo $L_V = L_H \tan \beta$) che tende a $+\infty$.

Per il LEM – punzonamento orario:

$$\lim_{L_V \rightarrow +\infty} \frac{\left[\frac{L_V^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \cos \theta - \gamma_w HD \sin \theta \right] \tan \varphi + c \frac{L_V \cos \beta}{\sin(\beta - \theta)}}{\left[\frac{L_V^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \sin \theta + \gamma_w HD \cos \theta \right]} =$$

⁴ $\sin x = x - \frac{x^3}{6} + \frac{x^5}{120} - \frac{x^7}{5040} + \dots + \frac{(-1)^n x^{2n+1}}{(2n+1)!} + o(x^{2n+1})$

$$= \frac{\frac{\cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \cos \theta \tan \varphi}{\frac{\cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \sin \theta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \quad (3.10)$$

Si ipotizza che per $L_H \rightarrow +\infty$ l'angolo di inclinazione del piano di scivolamento critico, ovvero il piano a cui è associato il FS minimo per un determinato set di parametri, tenda all'angolo di inclinazione della scarpata lato campagna. Di conseguenza, si studia il limite della relazione (3.10) per $\theta \rightarrow \beta$:

$$\lim_{\theta \rightarrow \beta} \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (3.11)$$

Per $L_H \rightarrow +\infty$ la relazione del LEM – punzonamento orario tende quindi alla relazione di pendio indefinito in assenza di coesione (2.3) e il meccanismo di equilibrio limite di punzonamento locale perde di significato.

Per il LEM – punzonamento antiorario:

$$\lim_{L_V \rightarrow +\infty} \frac{\left[\frac{L_V^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \cos \theta - \gamma_w H D \sin \theta \right] \tan \varphi + c \frac{L_V \cos \beta}{\sin(\beta - \theta)} + \frac{L_V^2 \cos \beta \cos \theta}{2 \sin(\beta - \theta)} \gamma \sin \theta}{[\gamma_w H D \cos \theta]} = +\infty \quad (3.12)$$

All'aumentare della distanza tra cavità e paramento esterno il Fattore di Sicurezza aumenta. Di conseguenza, ad una certa distanza L_H , il cinematismo critico associato al meccanismo di punzonamento locale descritto dalla relazione (3.4) sarà definito dal metodo LEM – punzonamento orario.

3.1.2. Valutazione dell'angolo d'inclinazione del piano di scorrimento critico

Per una data combinazione di parametri, espressa ad esempio attraverso il vettore $Combinations = [\varphi; c; H; D; \beta; L_H]$, risulta necessario determinare l'angolo di inclinazione θ_{min} del piano di scivolamento critico e quindi definire il Fattore di Sicurezza minimo associato ai due cinematismi di rottura del cuneo di terreno.

L'angolo di inclinazione minimo del piano di rottura è stato ricercato all'interno dell'intervallo $(0, \beta)$ per il modello LEM – punzonamento orario e $(-\beta, 0)$ per il modello LEM – punzonamento antiorario. La funzione $fmincon$ implementata nel codice di calcolo in Matlab⁵ ha permesso di stimare l'angolo di inclinazione del piano critico, estremi esclusi, con una buona approssimazione: il calcolo di θ_{min} è affetto da piccoli errori legati alla convergenza del codice solamente in corrispondenza di piani di rottura critici inclinati con un angolo θ prossimo alla pendenza della scarpata dell'argine lato campagna (FS_{min} per $\theta \cong \beta$); quest'ultima condizione è legata al fatto che la funzione $FS_{\theta+}$ non è definita per $\theta = \beta$.

Nelle immagini che seguono si riportano quindi i risultati in termini di variazione dell'angolo d'inclinazione del piano di rottura critico in funzione del parametro geometrico L_H , per diversi valori di coesione (Figure 3.5.a/3.5.b/3.5.c/3.5.d/3.5.e) e dell'angolo d'attrito del terreno (Figure 3.6.a/3.6.b/3.6.c/3.6.d/3.6.e), al variare della pendenza della scarpata β ; per il metodo LEM – punzonamento orario si fa riferimento all'andamento descritto dalla curva con linea continua, mentre per il metodo LEM – punzonamento antiorario i risultati sono rappresentati dalla curva con linea tratteggiata.

L'altezza del carico idraulico H e il diametro della cavità circolare sono stati mantenuti costanti e assumono valore pari a $H=1.75$ m e $D=0.25$ m, mentre il peso del terreno vale $\gamma=20$ kN/m³. Se si escludono i canali di accesso al sistema di tane, i tunnel scavati dagli animali negli argini in terra tendono ad essere collocati in una porzione di rilevato non troppo superficiale, in modo da avere uno strato di terreno che garantisca la protezione dagli eventi atmosferici e riduca quindi il rischio di collasso della cavità; per tale motivo le diverse analisi sono state condotte con riferimento ad una tana disposta ad una distanza orizzontale pari a $L_H \geq L_{H,min} = 0.50$ m = 1.5 D.

⁵ Matlab 2021Rb – academic use, MathWorks®. Il codice di calcolo è riportato in Appendice.

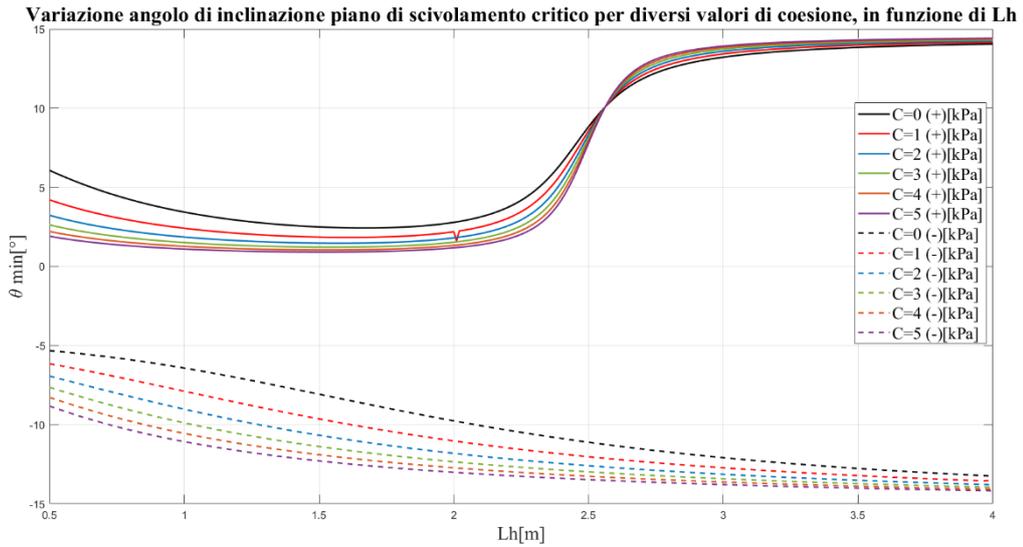


Figura 3.5.a: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di coesione, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=15^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

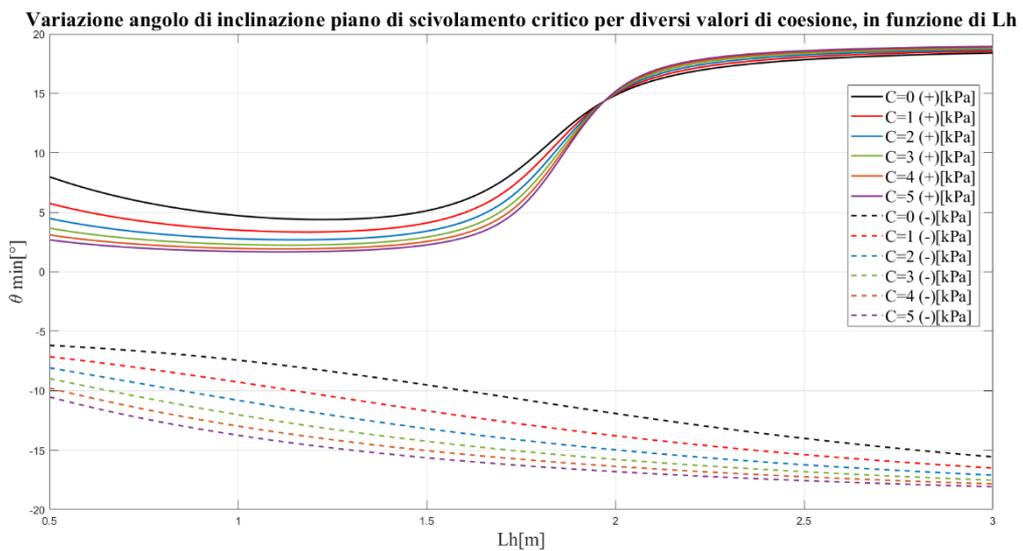


Figura 3.5.b variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di coesione, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=20^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

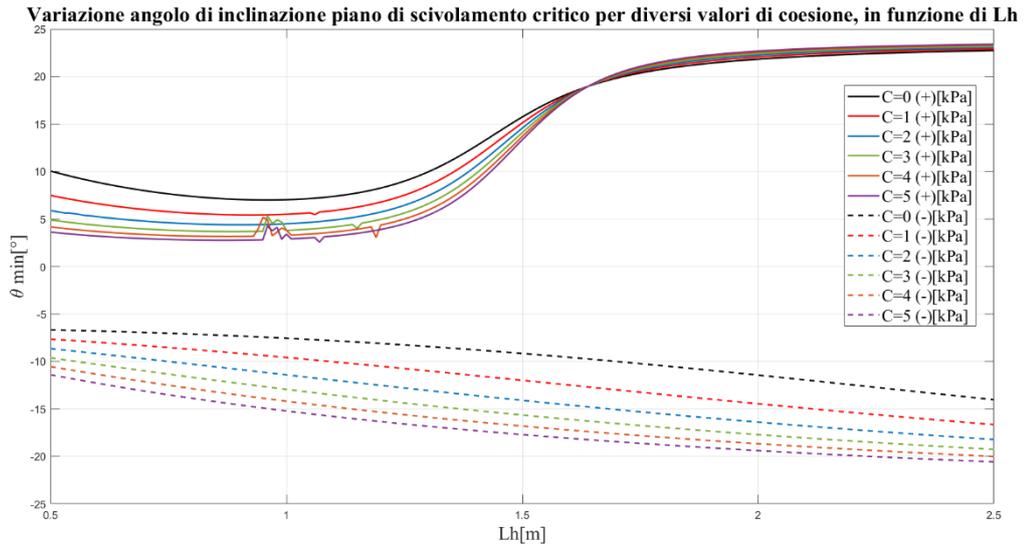


Figura 3.5.c: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di coesione, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=25^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

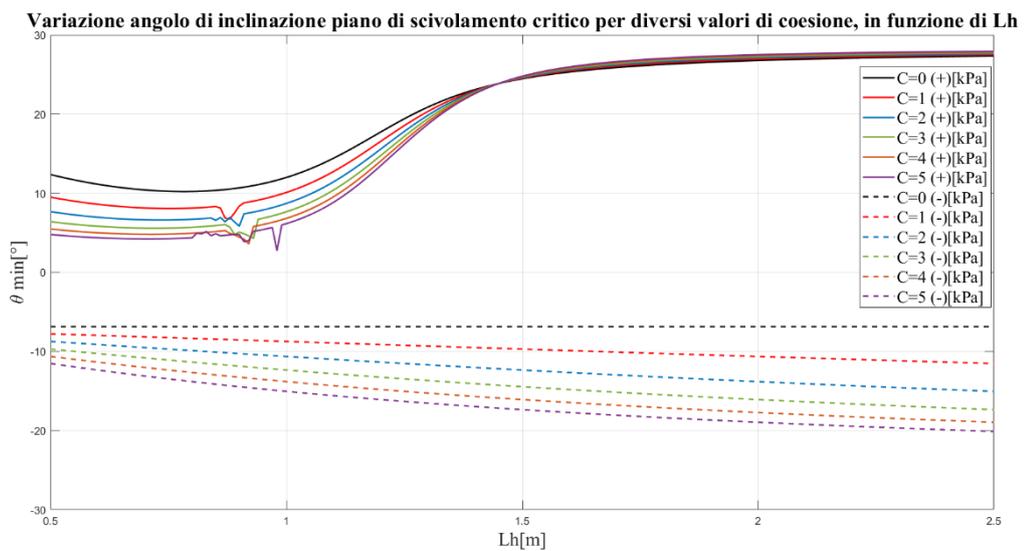


Figura 3.5.d: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di coesione, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=30^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

Variazione angolo di inclinazione piano di scivolamento critico per diversi valori di coesione, in funzione di L_h

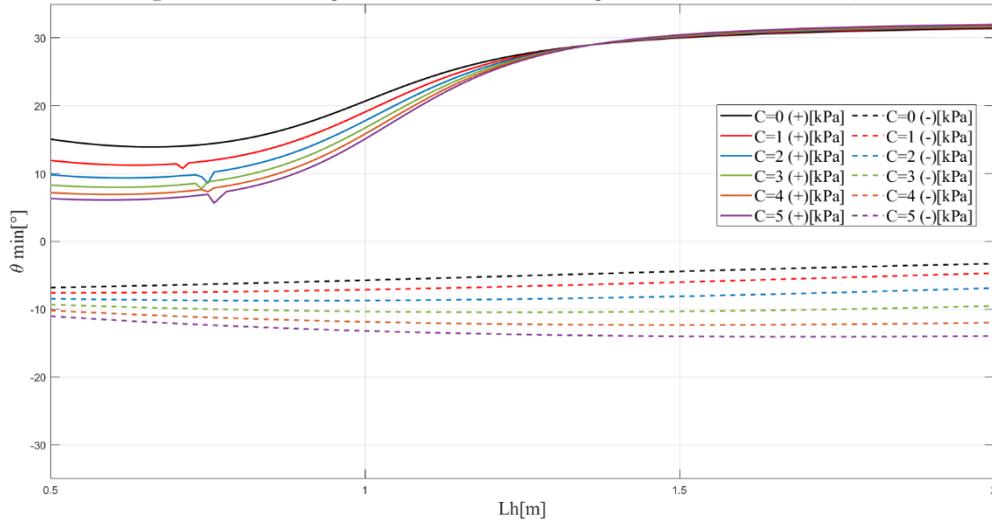


Figura 3.5.e: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di coesione, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=35^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

Variazione angolo di inclinazione piano di scivolamento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_h

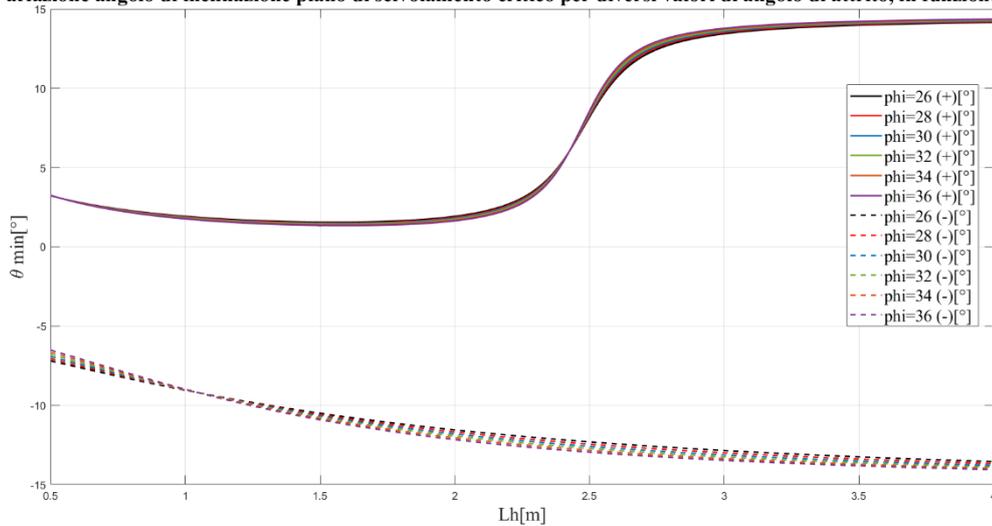


Figura 3.6.a: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=15^\circ$, $c=2\text{ kPa}$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

Variazione angolo di inclinazione piano di scivolamento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H

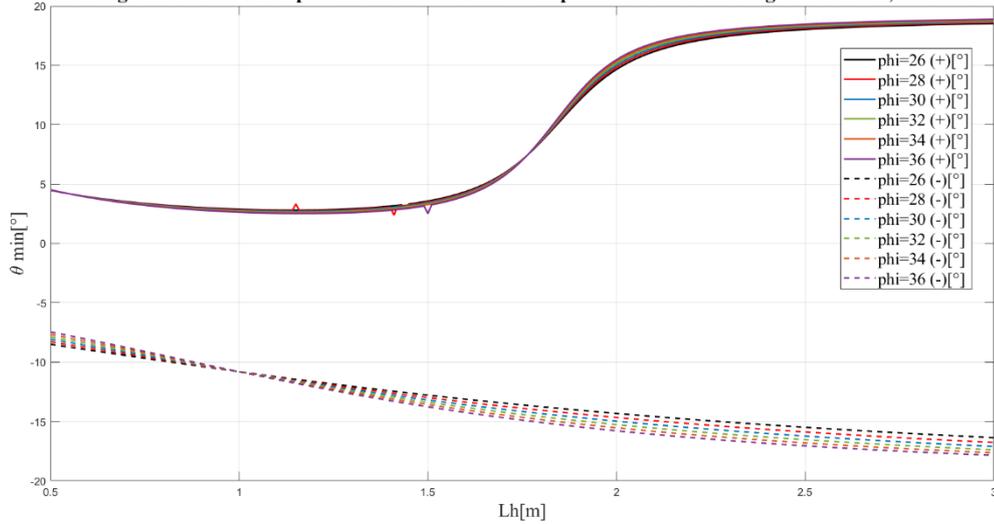


Figura 3.6.b: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=20^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

Variazione angolo di inclinazione piano di scivolamento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H

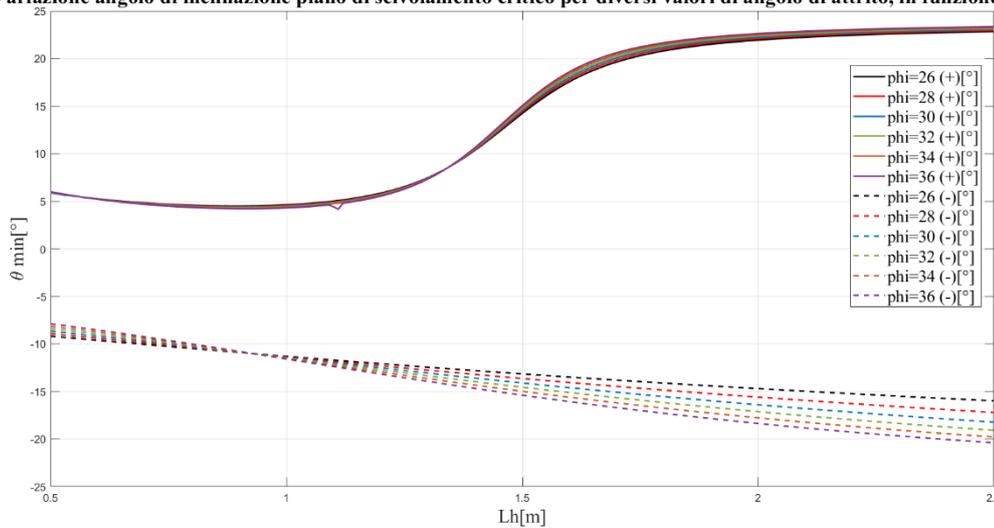


Figura 3.6.c: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=25^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

Variazione angolo di inclinazione piano di scivolamento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H

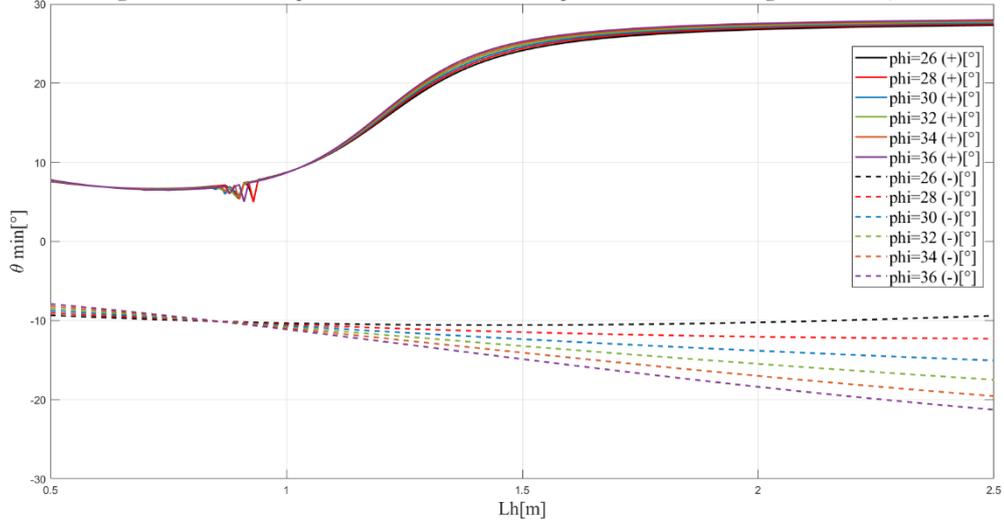


Figura 3.6.d: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=30^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

Variazione angolo di inclinazione piano di scivolamento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H

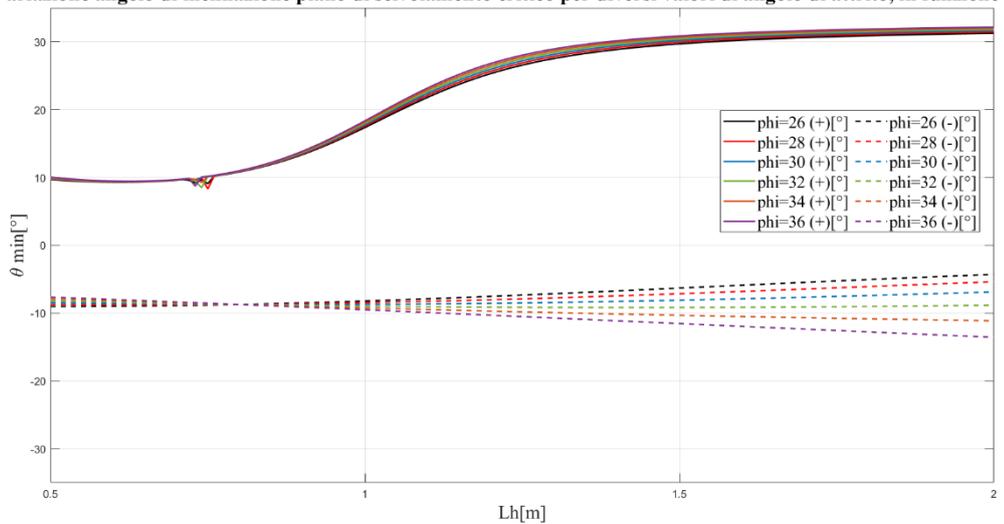


Figura 3.6.e: variazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=35^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

Per il metodo LEM – punzonamento orario è possibile definire una tendenza comune nel comportamento dell'angolo θ_{min} al variare del parametro geometrico L_H , anche per diversi valori dei parametri di resistenza del terreno (ϕ e c) e dell'angolo d'inclinazione della scarpata: la curva presenta un andamento inizialmente decrescente e poi crescente fino a disporsi asintoticamente alla retta $\theta_{min}=+\beta$ (non si raggiunge la condizione $\theta = +\beta$ in quanto rappresenta un punto di discontinuità nella relazione (3.2) e il codice non converge); in aggiunta, il valore

di θ_{\min} risulta influenzato maggiormente dalla variazione del termine coesivo. Le curve valutate in funzione dell'angolo di attrito del terreno possono essere considerate sovrapponibili, in quanto non si assiste ad una distinzione marcata nei risultati.

Si definisce $L_{H,crit}$ la distanza orizzontale tra cavità e paramento esterno oltre la quale l'angolo di inclinazione del piano di rottura critico tende a disporsi asintoticamente all'angolo di inclinazione dell'argine lato campagna. Come si evince dai grafici sopra riportati, il valore di $L_{H,crit}$ dipende fortemente dall'angolo β , sia al variare della coesione, sia al variare dell'angolo d'attrito del terreno; in particolare, al diminuire dell'angolo β , $L_{H,crit}$ aumenta. Per valori di $L_H > L_{H,crit}$, $\theta_{\min} \approx \beta$ e quindi ci si riconduce alla trattazione di pendio indefinito; di conseguenza, è stato corretto ipotizzare nel § 3.2.1 che per $L_H \rightarrow +\infty$, $\theta_{\min} \rightarrow \beta$.

Si conclude quindi affermando che il metodo LEM – punzonamento orario trova applicabilità per valori di $L_H \leq L_{H,crit}$ e per distanze superiori il Fattore di Sicurezza, in assenza di altri cinematismi più sfavorevoli, deve essere stimato con riferimento alla trattazione di pendio indefinito.

Per il metodo LEM – punzonamento antiorario non è invece possibile definire un tendenza comune nell'andamento dell'angolo θ_{\min} . Lo sviluppo della curva è fortemente legato alla variazione dell'angolo di attrito e alla variazione dell'angolo di inclinazione della scarpata lato campagna.

3.2. Analisi di sensibilità dei parametri che influenzano il meccanismo limite di punzonamento locale

La stima del Fattore di Sicurezza per il meccanismo limite di punzonamento locale della scarpata arginale richiede la conoscenza preliminare di numerosi parametri, molto spesso difficili da determinare in quanto correlati allo sviluppo piano altimetrico e alla geometria del sistema di tane all'interno del corpo del rilevato (L_H , H e D). Per lo più, gli interventi di rinforzo arginale eseguiti nel corso della vita utile dell'opera o la riparazione delle sponde lato campagna con materiali non sufficientemente costipati possono aver modificato la resistenza al taglio del terreno, rispetto alle condizioni iniziali previste nel capitolato dell'opera.

L'analisi di sensibilità consente quindi di analizzare il comportamento del Fattore di Sicurezza minimo, valutato per l'angolo di inclinazione θ_{min} del piano di scivolamento critico (§ 3.1.2), al variare di un unico parametro all'interno di un intervallo specificato, con gli altri fattori che permangono costanti durante la simulazione; il risultato è un grafico del Fattore di Sicurezza per ciascun parametro analizzato. Con questa tipologia di analisi, eseguite contemporaneamente sia per il metodo LEM – punzonamento orario sia per il LEM – punzonamento antiorario, si riescono a definire i parametri che influenzano in maniera più significativa il meccanismo oggetto di studio e che richiedono pertanto una stima più accurata. Inoltre, la rappresentazione dei due metodi di rottura nello stesso grafico consente di definire il cinematismo che comporterà l'espulsione del cuneo di terreno nell'intorno della cavità, ovvero quello in grado di soddisfare la relazione (3.4).

Il Fattore di Sicurezza minimo è stato rappresentato in funzione della distanza orizzontale L_H , in quanto ritenuta il fattore che determina l'applicabilità del metodo LEM – punzonamento, al variare dei singoli parametri entro un intervallo di valori rappresentativo della condizione reale di possibile sviluppo del meccanismo di collasso. Le analisi di sensibilità sono quindi state eseguite con riferimento alle seguenti variabili:

- *coesione* (Figura 3.7.a): varia all'interno dell'intervallo [0 kPa; 5 kPa]. Gli altri fattori che permangono costanti durante la simulazione sono stati assunti pari a $\varphi=30^\circ$, $\beta=25^\circ$, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³. L'aver scelto un valore di angolo d'attrito maggiore rispetto alla pendenza della scarpata lato campagna ha consentito di analizzare anche il caso di coesione nulla e comportamento del terreno puramente attritivo;

- *angolo d'attrito* (Figura 3.7.b): varia all'interno dell'intervallo $[26^\circ; 36^\circ]$. Gli altri fattori che permangono costanti durante la simulazione sono stati assunti pari a $c=2$ kPa, $\beta=25^\circ$, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³;
- *altezza del carico idraulico* (Figura 3.7.c): varia all'interno dell'intervallo $[1$ m; 5 m]. Gli altri fattori che permangono costanti durante la simulazione sono stati assunti pari a $c=2$ kPa, $\beta=25^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³. Non è stata esaminata la variazione del parametro “diametro della tana” in quanto è legata, in maniera del tutto analoga, all'altezza del carico idraulico nella determinazione della pressione idrostatica U all'interno della cavità;
- *angolo d'inclinazione della scarpata lato campagna* (Figura 3.7.d): varia all'interno dell'intervallo $[15^\circ; 40^\circ]$. Gli altri fattori che permangono costanti durante la simulazione sono stati assunti pari a $c=2$ kPa, $\varphi=30^\circ$, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

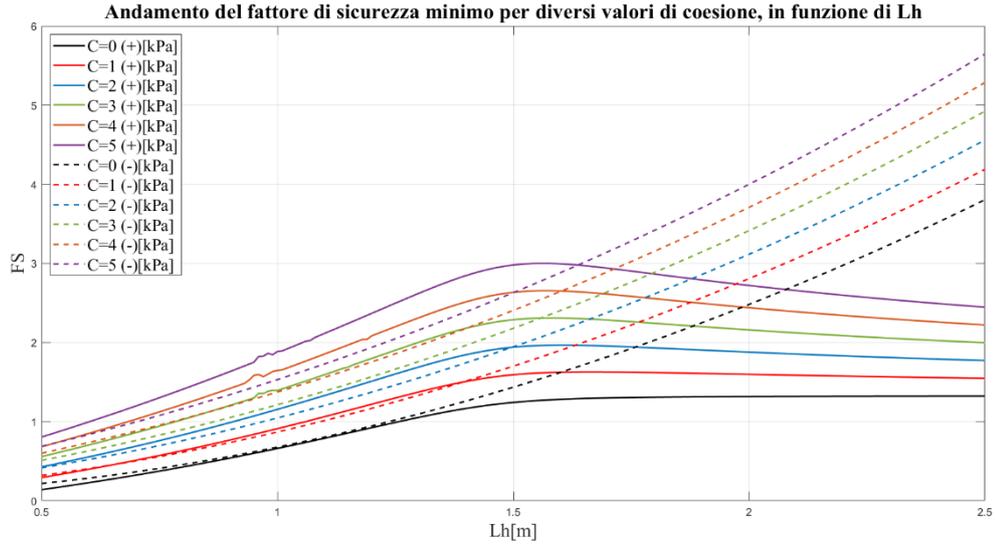


Figura 3.7.a: variazione del FS minimo per diversi valori di coesione, in funzione di L_H, per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=25^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

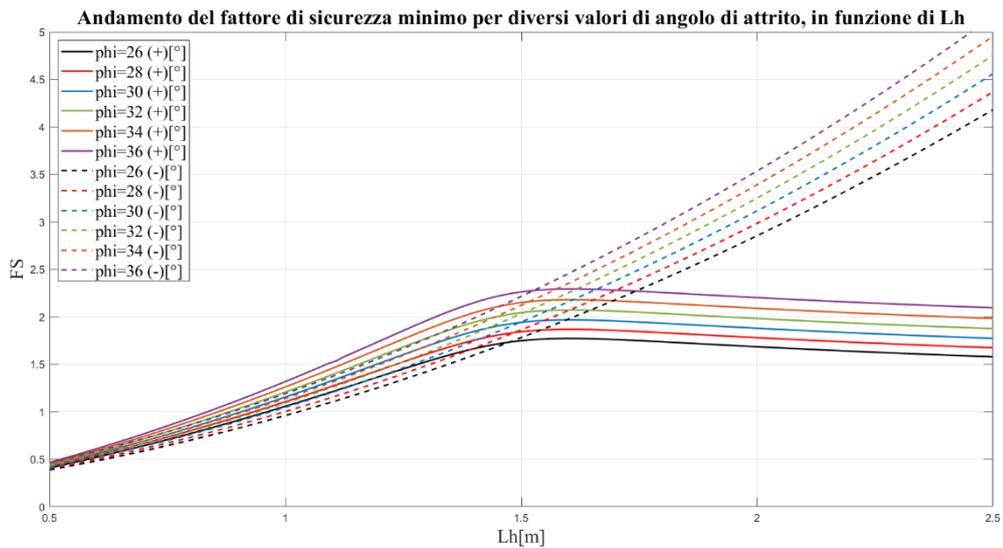


Figura 3.7.b: variazione del FS minimo per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H, per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=25^\circ$, $c=2\text{ kPa}$, $H=1.75\text{m}$, $D=0.25\text{m}$ e $\gamma=20\text{ kN/m}^3$.

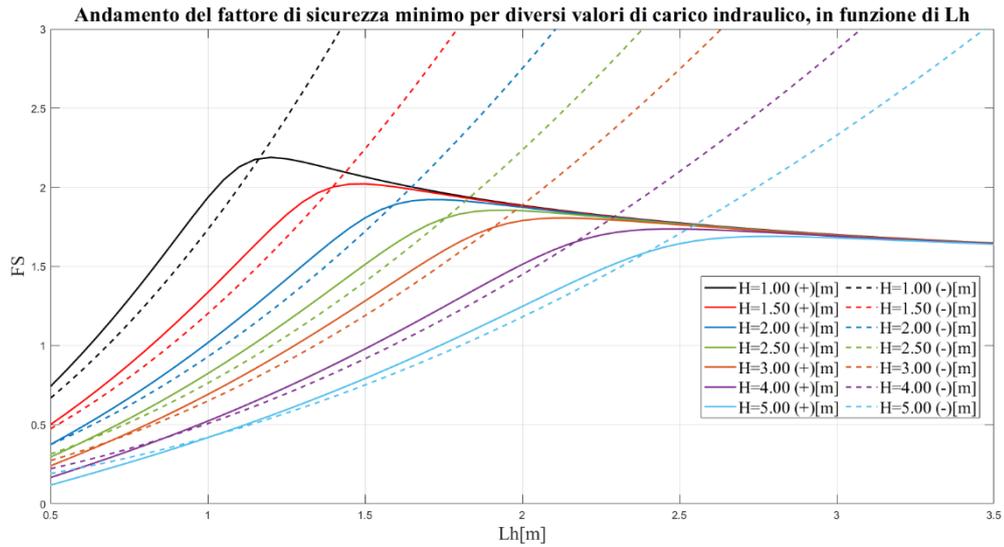


Figura 3.7.c: variazione del FS minimo per diversi valori di carico idraulico, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=25^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $c=2$ kPa, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

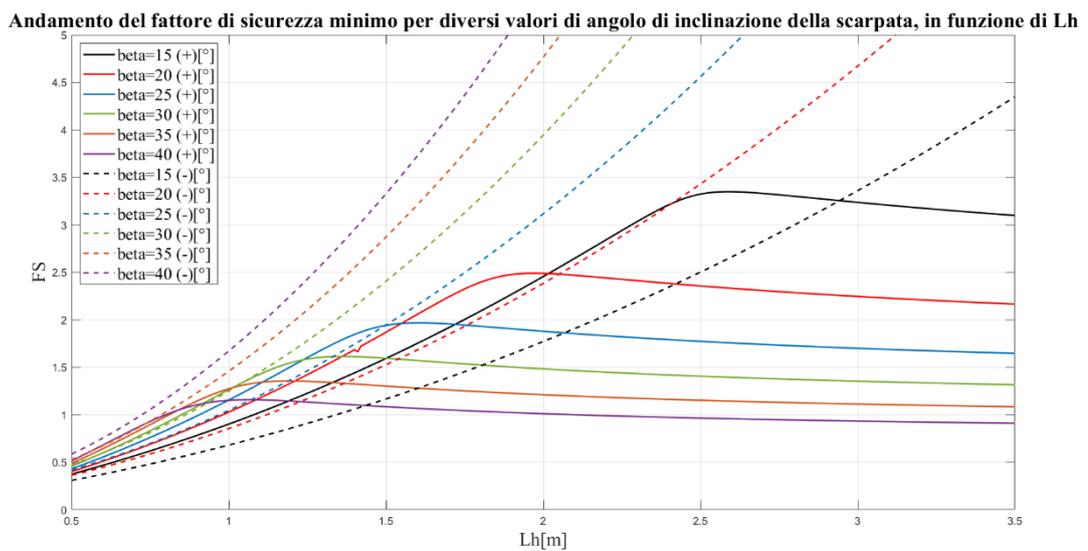


Figura 3.7.d: variazione del FS minimo per diversi valori angolo di inclinazione della scarpata lato campagna, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\varphi=30^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

Dai grafici sopra riportati, con riferimento all'intervallo di applicabilità del metodo LEM – punzonamento ($0.5 \text{ m} \leq L_H \leq L_{H,\text{crit}}$), la coesione risulta il parametro meccanico del terreno che influenza maggiormente il valore del Fattore di Sicurezza: dalla curva di Figura 3.7.a si può notare come ad una variazione unitaria della coesione sia associata una variazione del Fattore di Sicurezza $\Delta FS \cong 0.25$ sull'asse delle ordinate. Il meccanismo di punzonamento locale è quindi un fenomeno di collasso a comportamento principalmente coesivo.

Si definisce $L_H = L_{H^*}$ la distanza per la quale il Fattore di Sicurezza minimo assume valore massimo nelle curve con $c \neq 0$ di Figura 3.7.a (dal confronto tra i grafici 3.7.a e 3.5.c si noti come $L_{H^*} \cong L_{H,\text{crit}}$); a seconda della distanza orizzontale tra cavità e paramento esterno si ricade in una delle seguenti condizioni:

- per $L_H \leq L_{H^*}$ il Fattore di Sicurezza minimo è influenzato prevalentemente dal valore assunto per la coesione;
- per $L_H > L_{H^*}$ il termine legato al peso proprio del cuneo di terreno espulso W , funzione quadratica della distanza orizzontale, prevale sul termine coesivo, funzione lineare di L_H . Per tali distanze il termine coesivo risulta quindi poco influente e prevale il comportamento attritivo del terreno, come avviene nella trattazione di pendio indefinito in materiali incoerenti.

Il carico idraulico e il diametro della cavità contribuiscono ad aumentare l'azione instabilizzante U e quindi a ridurre il FS (Figura 3.7.c). L'altezza del carico idraulico può essere vista come un parametro atto ad individuare la posizione altimetrica della cavità rispetto alla superficie libera dell'acqua lato fiume. Una tana posta in corrispondenza del piede dell'argine lato campagna sarà assoggettata ad un carico idraulico molto maggiore e quindi ad un Fattore di Sicurezza minore rispetto ad una tana identica, per caratteristiche geometriche e morfologiche, posta in corrispondenza del pelo libero. All'aumentare della distanza orizzontale della tana dal paramento esterno, l'effetto del diametro della cavità e del carico idraulico sul valore del FS risulta via via meno significativo.

Il metodo LEM – punzonamento da utilizzare per descrivere il meccanismo di collasso di punzonamento locale, tale da restituire il $FS_{\text{punzonamento}}$ e soddisfare la relazione (3.4), dipende prevalentemente dal valore assunto dall'angolo di inclinazione della scarpata lato campagna e dall'angolo d'attrito del terreno: in Figura 3.7.d è rappresentato l'andamento del Fattore di Sicurezza minimo per diversi valori di β e angolo d'attrito del terreno mantenuto costante ($\varphi=30^\circ$), mentre in Figura 3.8.a/3.8.b/3.8.c/3.8.d è raffigurato il comportamento del FS al variare di φ , per diversi valori dell'angolo di inclinazione della scarpata. Per pendenze modeste del paramento esterno ($\beta < 30^\circ$) il Fattore di Sicurezza minimo è associato al meccanismo LEM

– punzonamento antiorario ($FS_{\text{punzonamento}}=FS_{\text{crit},\theta^-}$), mentre per pendenze maggiori ($\beta > 30^\circ$) il meccanismo di rottura è definito dalla rotazione oraria del piano di scivolamento rispetto alla direzione orizzontale ($FS_{\text{punzonamento}}=FS_{\text{crit},\theta^+}$); in aggiunta, facendo riferimento alla condizione $\beta < 30^\circ$, il metodo LEM – punzonamento antiorario restituisce il Fattore di Sicurezza minimo per L_H piccoli in quanto per $L_H \rightarrow +\infty$ la relazione $FS_{\theta^-} \rightarrow +\infty$ e il metodo LEM – punzonamento orario diventa il meccanismo più sfavorevole.

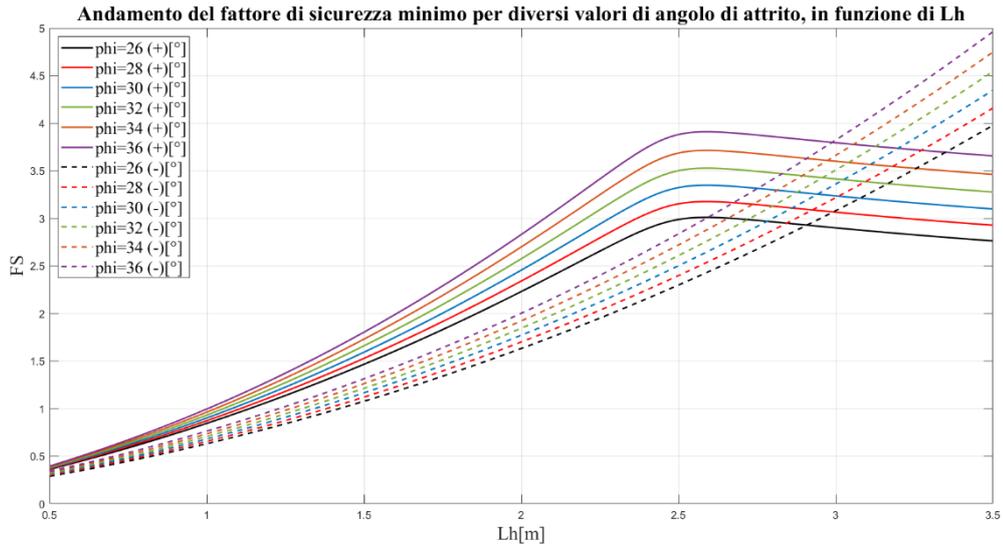


Figura 3.8.a: variazione del FS minimo per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=15^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

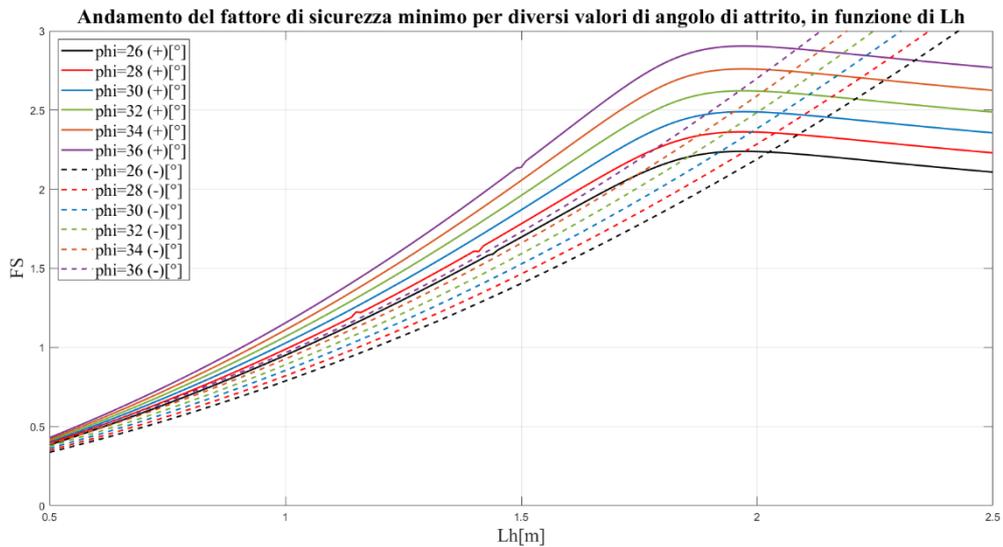


Figura 3.8.b: variazione del FS minimo per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=20^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

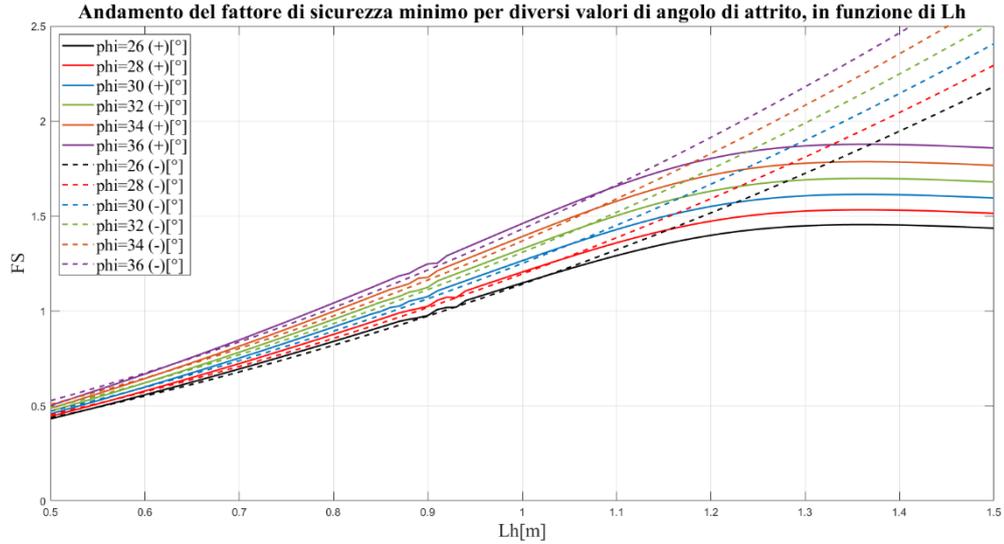


Figura 3.8.c: variazione del FS minimo per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=30^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

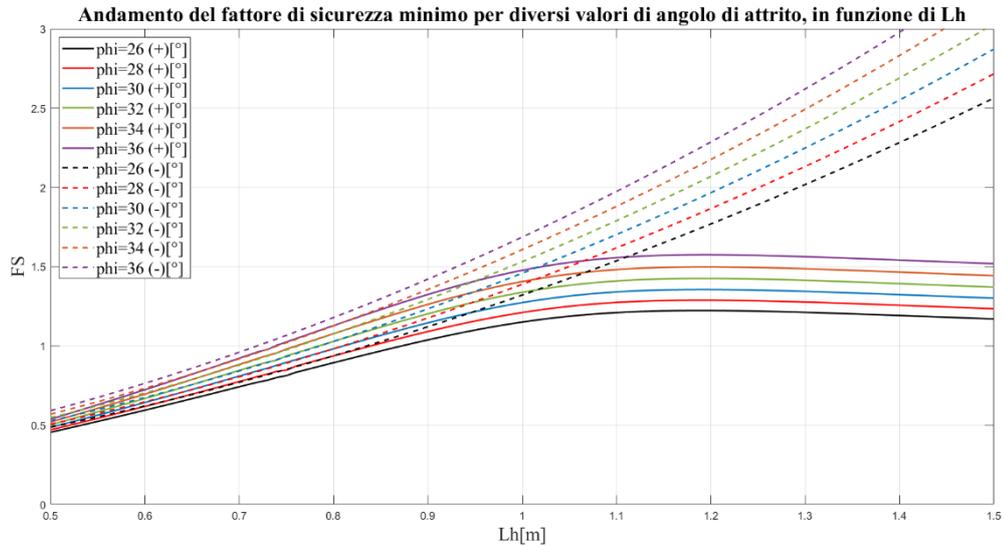


Figura 3.8.d: variazione del FS minimo per diversi valori di angolo di attrito, in funzione di L_H , per il metodo LEM – punzonamento orario (linea continua) e LEM – punzonamento antiorario (linea tratteggiata). I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=35^\circ$, $c=2$ kPa, $H=1.75$ m, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

Le analisi di sensibilità svolte all'interno di questo paragrafo hanno consentito di definire i parametri che influenzano in maniera preponderante la stabilità del rilevato nei confronti del meccanismo di punzonamento locale. La coesione, l'angolo d'attrito del terreno e l'angolo di inclinazione della scarpata lato campagna sono i fattori stimabili con maggiore precisione mentre il diametro, la distanza orizzontale della tana dal paramento esterno e l'altezza del carico idraulico al centro della cavità sono i valori che presentano invece una maggiore incertezza, in quanto legati alla distribuzione del sistema di tane all'interno del rilevato. L'effetto delle cavità sul cedimento delle opere in terra è di complicata valutazione proprio a causa della difficoltà nel replicare, dal punto di vista matematico, il comportamento naturale e diversificato delle specie animali scavatrici.

Per tale motivo è stato rappresentato il $FS_{\text{punzonamento}}$ (Figura 3.9.a/3.9.b/3.9.c) in funzione di diverse posizioni piano altimetriche della tana: ciascun cerchio, posto ad un interasse pari a $i = D$ dal successivo, descrive una cavità di diametro 0.25 m, con distanza orizzontale L_H variabile tra 0.5 m e 10 m e profondità rispetto al livello del fiume (carico idraulico H) compresa tra 1 m e 5 m. L'argine in terra è stato rappresentato attraverso una geometria trapezoidale semplificata con pendenza 2:3 della scarpata lato fiume, cresta a + 7.5 m rispetto al piano di fondazione, angolo di inclinazione β variabile tra 15° e 35° e livello del fiume a +6 m rispetto al piano di fondazione. Il terreno è infine definito da una legge costitutiva elastoplastica del tipo Mohr-Coulomb, con coesione $c=2$ kPa e angolo d'attrito $\varphi=30^\circ$. Il FS è stato mappato per il solo meccanismo di punzonamento locale, in modo da identificare le posizioni piano-altimetriche della tana che rendono l'argine sensibile nei confronti dell'espulsione del cuneo di terreno per effetto dell'azione dell'acqua ($FS_{\text{punzonamento}} < 1$).

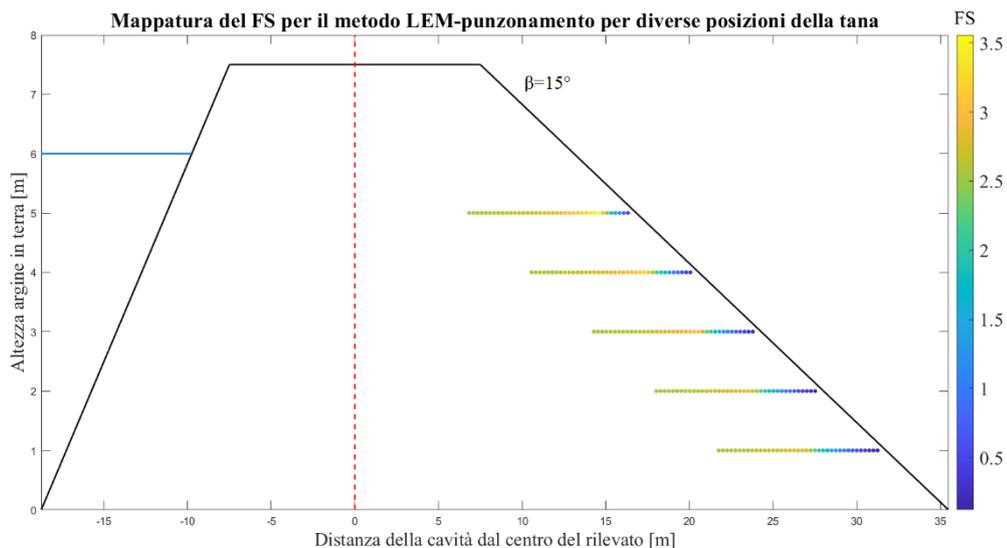


Figura 3.9.a: mappatura del $FS_{\text{punzonamento}}$ per diverse posizioni plano-altimetriche della tana, in relazione alla posizione del livello dell'acqua lato fiume. I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=15^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $c=2$ kPa, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

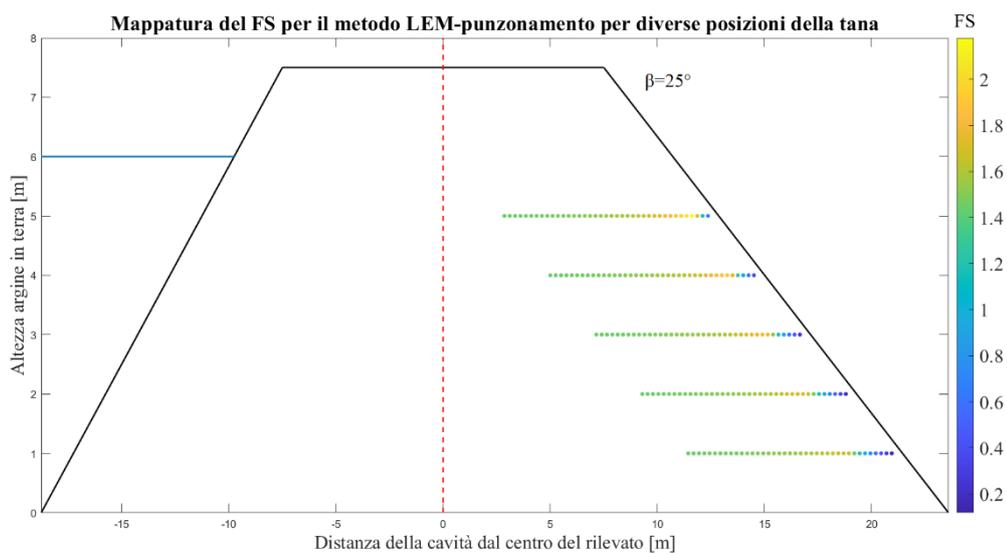


Figura 3.9.b: mappatura del $FS_{\text{punzonamento}}$ per diverse posizioni plano-altimetriche della tana, in relazione alla posizione del livello dell'acqua lato fiume. I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=25^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $c=2$ kPa, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

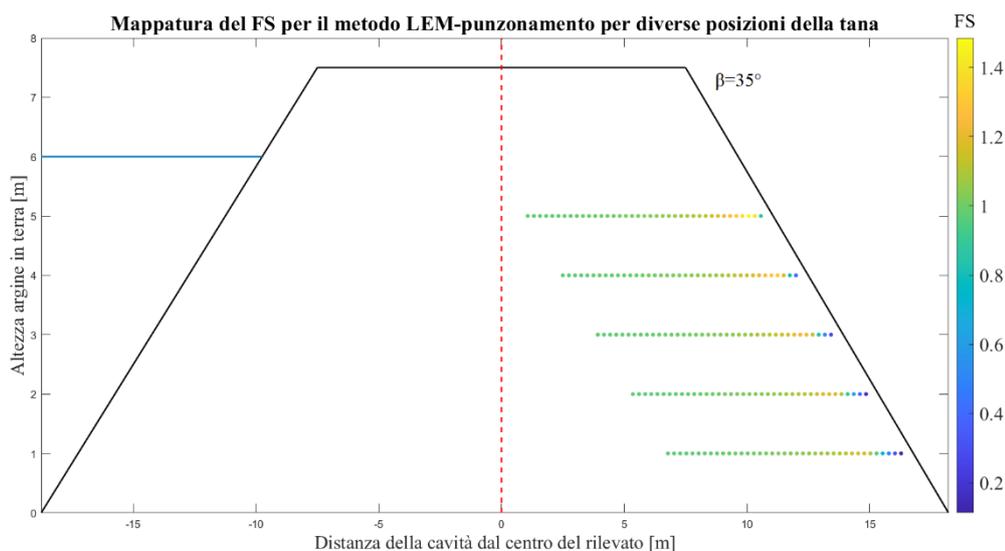


Figura 3.9.c: mappatura del $FS_{\text{punzonamento}}$ per diverse posizioni plano-altimetriche della tana, in relazione alla posizione del livello dell'acqua lato fiume. I parametri mantenuti costanti sono stati assunti pari a $\beta=35^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $c=2$ kPa, $D=0.25$ m e $\gamma=20$ kN/m³.

Per il meccanismo di punzonamento locale, contrariamente a quanto illustrato da Dassanayake et al. (2020) in Figura 1.15, il rischio di collasso è maggiore quando la cavità si trova nella porzione di rilevato prossima al paramento esterno lato campagna. In tutte le casistiche analizzate e per ciascun valore di carico idraulico considerato si osserva, spostandosi verso il nucleo dell'argine, un incremento iniziale del Fattore di Sicurezza (per $L_H \leq L_{H^*}$ il fenomeno di rottura è fortemente influenzato dal termine coesivo e dall'aumento della lunghezza del piano di scorrimento L') e un successivo decremento: per L_H grandi $FS_{\text{punzonamento}}=FS_{\text{crit},\theta^+}$ ma per $L_H \rightarrow +\infty$ la relazione del LEM – punzonamento orario tende alla relazione di pendio indefinito in assenza di coesione. Inoltre, all'aumentare del dislivello tra il livello del fiume e la quota della tana, aumenta la distanza orizzontale associata ad un $FS_{\text{punzonamento}} < 1$. Una tana posta in corrispondenza del livello del piano di fondazione è quindi caratterizzata da un carico idraulico rilevante: nel caso di terreno superficiale rimaneggiato con scarse proprietà meccaniche, il fenomeno di espulsione interesserà un volume di terreno considerevole e il cedimento dell'opera avverrà in tempi rapidi e con conseguenze catastrofiche.

Capitolo 4

4. Modellazione numerica del fenomeno di punzonamento locale e confronto con i risultati del metodo LEM

Il metodo all'Equilibrio Limite ha consentito di delineare i parametri che caratterizzano il meccanismo di rottura di punzonamento locale e di definire il cinematismo associato all'espulsione del cuneo di terreno per effetto della pressione dell'acqua; l'affidabilità di tali risultati, espressi in termini di Fattore di Sicurezza minimo e angolo d'inclinazione del piano di rottura critico (θ_{\min}), è stata valutata dopo aver analizzato numericamente il fenomeno attraverso il software Midas Gts Nx.

Le analisi con il metodo FEM devono essere eseguite su un modello geotecnico ritenuto significativo per lo sviluppo del fenomeno di punzonamento locale: per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, § 6.2.2). Le successive analisi statiche e di stabilità sono state quindi condotte su una geometria semplificata di un argine in terra, con particolare riferimento alla porzione di rilevato lato campagna circoscritta dalla linea tratteggiata rossa in Figura 3.2; nella seguente trattazione non sono state eseguite analisi di filtrazione in quanto il fenomeno di collasso è indipendente dallo sviluppo spaziale e temporale del regime di saturazione.

Nei paragrafi che seguono sono indicate le caratteristiche del modello geotecnico con riferimento alla geometria bidimensionale utilizzata, alla discretizzazione del problema matematico e alla definizione delle forzanti interne ed esterne. I risultati delle analisi FEM sono riportati in termini di spostamento dei nodi costituenti gli elementi della massa di terreno instabile e di angolo di inclinazione del piano di scorrimento, in modo da poter essere confrontati con quanto descritto al § 3.

4.1. Definizione del modello numerico

Il meccanismo di punzonamento locale interessa la porzione di terreno compresa tra la cavità e il paramento esterno del rilevato arginale. Per tale motivo risulta sconveniente, dal punto di vista computazionale, rappresentare l'intera sezione arginale ed è quindi sufficiente analizzare la geometria 2D riportata in Figura 4.1. La zona di rilevato, evidenziata con colore giallo nella figura sottostante, non è interessata al meccanismo di punzonamento locale ma è rappresentata nel modello FEM poiché consente di valutare con maggiore precisione il Fattore di Sicurezza dell'argine con lo Strength Reduction Method, prima e dopo l'introduzione della tana.

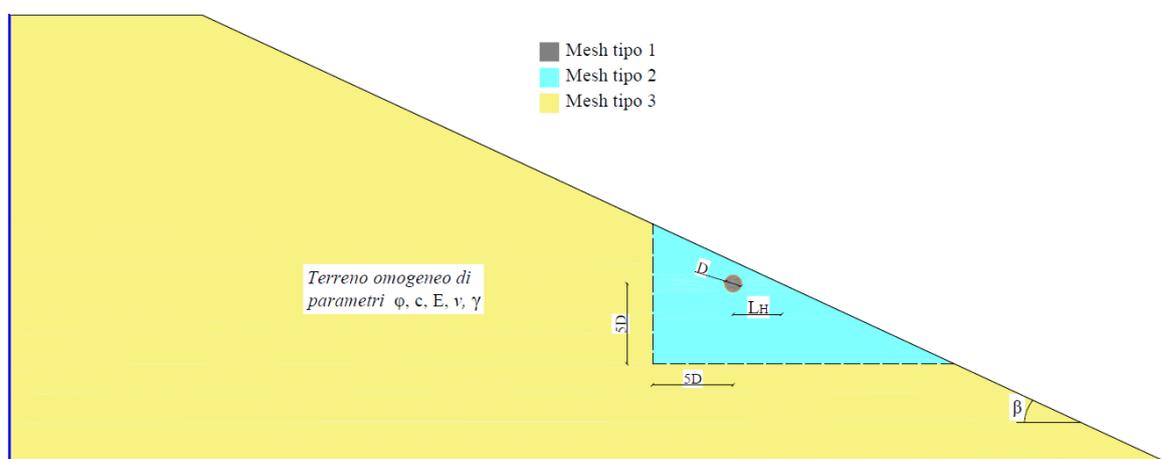


Figura 4.1: schematizzazione della geometria bidimensionale del problema.

Le simulazioni statiche e di stabilità sono state eseguite per diversi valori dei parametri geometrici e dei parametri meccanici di resistenza del materiale (Tabella 4.1), in modo da avere un campione di risultati per il successivo confronto con il metodo LEM. Il terreno è idealizzato attraverso il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e i parametri elastici E e ν , mentre l'effetto delle tane sulla stabilità è analizzato al variare della distanza orizzontale tra cavità e paramento esterno, mantenendo costante il diametro del cunicolo. Il valore del parametro L_H è stato definito a partire dalle curve $L_H - FS_{\min}$ di Figura 3.7.a e 3.7.b: sono stati scelti i valori di L_H che forniscono, per la combinazione di parametri analizzata, un Fattore di Sicurezza situato in corrispondenza del picco della curva ($L_{H,crit}$), a sinistra del picco e in corrispondenza dell'assestamento del Fattore di Sicurezza su un valore pressoché costante (trattazione di pendio indefinito). Le diverse analisi FEM condotte per simulare il meccanismo di punzonamento locale sono quindi riassunte in Tabella 4.2.

Tabella 4.1: parametri meccanici ed elastici del terreno costituente il rilevato arginale di Figura 4.1.

<i>Materiale: Argine 1</i>					
Modello costitutivo: Mohr-Coulomb	→	Parametri meccanici:	ϕ	→	30.00 °
			c	→	2.00 kPa
			γ	→	20.00 kN/m ³
	→	Parametri elastici:	ν	→	0.30
			E	→	30.00 MPa
<i>Materiale: Argine 2</i>					
Modello costitutivo: Mohr-Coulomb	→	Parametri meccanici:	ϕ	→	30.00 °
			c	→	5.00 kPa
			γ	→	20.00 kN/m ³
	→	Parametri elastici:	ν	→	0.30
			E	→	30.00 MPa
<i>Materiale: Argine 3</i>					
Modello costitutivo: Mohr-Coulomb	→	Parametri meccanici:	ϕ	→	36.00 °
			c	→	2.00 kPa
			γ	→	20.00 kN/m ³
	→	Parametri elastici:	ν	→	0.30
			E	→	30.00 MPa

Tabella 4.2: descrizione dei parametri utilizzati nelle simulazioni statiche e di stabilità con il metodo FEM per la rappresentazione del fenomeno di punzonamento locale del paramento esterno.

Numero Analisi FEM:	Angolo di inclinazione pendio β [°]	Diametro cavità [m]	Distanza orizzontale L_H [m]	Tipologia materiale
1)	25	0.25	0.75	Argine 1
2)	25	0.25	0.75	Argine 2
3)	25	0.25	0.75	Argine 3
4)	25	0.25	1.00	Argine 1
5)	25	0.25	1.60	Argine 1
6)	25	0.25	2.50	Argine 1
7)	25	0.25	5.00	Argine 1
8)	30	0.25	0.75	Argine 1
9)	30	0.25	1.00	Argine 1
10)	30	0.25	1.35	Argine 1
11)	35	0.25	0.75	Argine 1
12)	35	0.25	0.75	Argine 2
13)	35	0.25	0.75	Argine 3
14)	35	0.25	1.00	Argine 1
15)	35	0.25	1.20	Argine 1
N.B.: in giallo è evidenziato il valore $L_H=L_{H,crit}$				

A ciascuna analisi numerica, oltre al numero identificativo riportato nella tabella soprastante, è stato associato un codice alfanumerico che riassume in maniera semplificata i diversi parametri geometrici e di resistenza adottati in una specifica simulazione. Il codice utilizzato è del tipo B_-D_-L_-M_, dove B = angolo di inclinazione della scarpata espresso in gradi, D = diametro della tana espresso in cm, L = distanza orizzontale tra cavità e paramento espressa in

cm e M = tipologia del materiale (esempio: il codice alfanumerico associato alla analisi numero 1 è B25-D025-L075-M1).

4.1.1. Discretizzazione del dominio e condizioni al contorno

Nelle analisi agli elementi finiti il dominio del problema viene discretizzato attraverso un reticolo, chiamato *mesh*, costituito da una quantità precisa di elementi, il cui numero dipende dall'accuratezza desiderata; è evidente che più piccola è la dimensione degli elementi che costituiscono il reticolo, più precisa e più fedele al continuo sarà la discretizzazione. Tuttavia, è importante sottolineare che l'utilizzo di una *mesh* troppo raffinata comporta dei costi computazionali rilevanti ed è quindi necessario trovare un compromesso adeguato, caso per caso, sulle dimensioni degli elementi che discretizzano il continuo.

Nel caso specifico, la *mesh* del problema è costituita da elementi quadrangolari a quattro nodi e triangoli a tre nodi, di dimensione variabile a seconda della porzione di argine considerato; con riferimento alla Figura 4.1 si distinguono tre diversi reticoli:

- *mesh tipo 1*: discretizza la cavità ed è composta da elementi triangolari e quadrangolari con dimensione massima pari a 0.01 m;
- *mesh tipo 2*: discretizza la porzione di terreno nell'intorno della cavità, delimitata da un triangolo i cui cateti distano 5 diametri dal centro del foro, in ambedue le direzioni. In tale superficie si sviluppa il fenomeno di punzonamento locale, pertanto il reticolo è costituito da elementi triangolari e quadrangolari con dimensione variabile da 0.01 m a 0.15 m in corrispondenza dei cateti;
- *mesh tipo 3*: discretizza la porzione rimanente di argine ed è composta da elementi triangolari e quadrangolari con dimensione massima pari a 0.5 m.

Il risultato del procedimento di discretizzazione, con riferimento ai reticoli "*mesh tipo 1*" e "*mesh tipo 2*", è visibile in Figura 4.2; tale accorgimento ha consentito di ottenere una precisione superiore nella zona circoscritta di effettivo interesse, senza comportare un aumento eccessivo del costo computazionale.

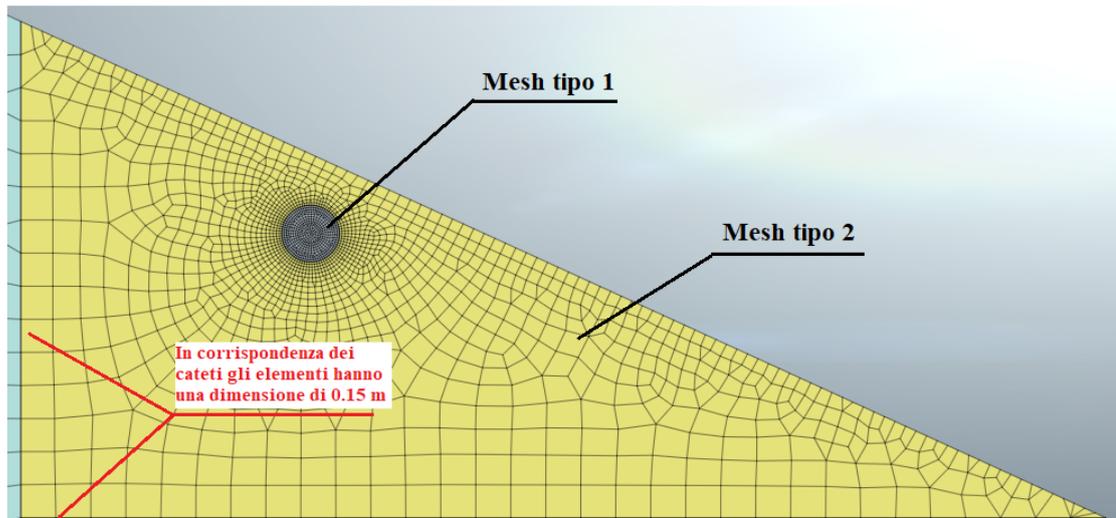


Figura 4.2: discretizzazione del dominio con elementi triangolari e quadrangolari di diversa dimensione, in modo da ottenere una precisione maggiore nella zona di effettivo interesse, senza un eccessivo costo computazionale.

Le condizioni al contorno sono state applicate sui nodi degli elementi che discretizzano le linee di confine del modello. Per le simulazioni di tipo statico e di stabilità sono state impedito le traslazioni orizzontali e verticali degli elementi costituenti la base della geometria (linea evidenziata con colore rosso in Figura 4.1) e le traslazioni lungo l'asse x degli elementi costituenti il confine verticale del problema (linea evidenziata con colore blu in Figura 4.1). Le linee di confine del modello sono collocate ad una distanza notevole dalla porzione di argine di effettivo interesse per lo sviluppo del meccanismo di punzonamento locale (*mesh tipo 2*); per tale motivo le prescrizioni imposte sugli spostamenti ($u_x=u_y=0$) non avranno influenza sui risultati.

4.1.2. Construction stage delle analisi FEM

Le analisi elastoplastiche per la valutazione del meccanismo di punzonamento locale, attraverso il Metodo agli Elementi Finiti, seguono il procedimento generale definito al § 2.2.2. Nel caso specifico, il software Midas Gts Nx richiede la definizione del *Construction stage* associato al problema da analizzare, ovvero la successione temporale dei passaggi che il programma deve eseguire.

Per il caso studio, le simulazioni statiche e di stabilità sono quindi subordinate al seguente *Construction stage*:

1. *stato iniziale*: si determinano le condizioni iniziali dell'argine in sito, soggetto alla sola forza di gravità, e prima dell'esecuzione della cavità. In questa fase si applica lo K_0 initial stress ($K_0=1-\text{sen}\phi$) per una valutazione più accurata della storia tensionale del materiale costituente il rilevato arginale;
2. *tana*: si determinano le condizioni dell'argine in sito, soggetto alla sola forza di gravità, dopo l'esecuzione della cavità. In questo step si disattiva la mesh relativa al foro (*mesh tipo 1*) e si studia il comportamento del terreno in termini di deformazioni e spostamenti;
3. *pressione dell'acqua*: si determinano le condizioni dell'argine in sito dopo l'introduzione di una pressione agente in direzione normale rispetto agli elementi che discretizzano la tana (Figura 4.3). La pressione inserita nel modello come condizione di carico di tipo statico è strettamente correlata al carico idraulico: $p=H\cdot\gamma_w$.

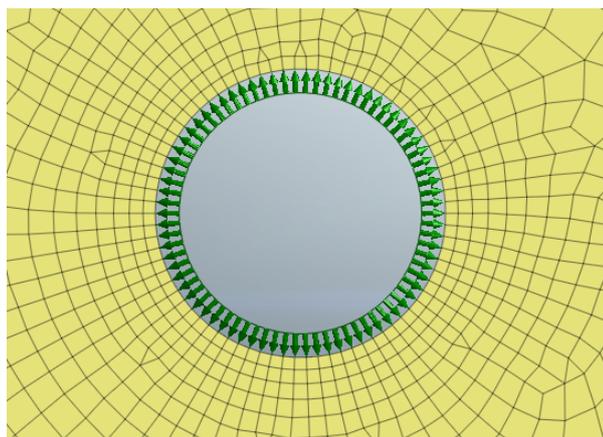


Figura 4.3: rappresentazione del carico statico che idealizza la pressione d'acqua agente in direzione normale rispetto agli elementi che discretizzano il perimetro della cavità.

In tutte le simulazioni si utilizza una pressione molto maggiore rispetto alla resistenza del terreno; in questo modo si visualizza in maniera immediata il comportamento a rottura del terreno con i cedimenti che tendono ad avere un asintoto verticale ($u \rightarrow +\infty$)

in corrispondenza dello step in cui il modello non converge. La resistenza dell'argine nei confronti del meccanismo di rottura di punzonamento locale è determinata dal valore di pressione associato all'incremento di carico che non porta più alla convergenza del modello FEM o che restituisce spostamenti non ammissibili in quanto troppo elevati.

L'introduzione della pressione idrostatica è possibile solamente se l'argine è stabile nei confronti dei cinematismi di rottura traslazionali o rotazionali di cui al § 2. Per ciascuna delle analisi riportate in Tabella 4.2 è stata quindi verificata la stabilità dell'opera prima e dopo l'introduzione della tana:

1. *stabilità dell'argine non danneggiato*:
 - a. verifica della stabilità dell'opera → FEM – SRM (§ 2.2.2);
2. *stabilità dell'argine danneggiato dalla presenza della cavità*:
 - a. verifica della stabilità dell'opera nei confronti dello scorrimento di tipo traslazionale → LEM – pendio indefinito (§ 2.1.1, relazione (2.8));
 - b. verifica della stabilità dell'opera nei confronti dello scorrimento di tipo rotazionale o di altri eventuali cinematismi di instabilità globale → FEM – SRM (§ 2.2.2).

Le tane sono idealizzate, dal punto di vista statico, come un materiale avente coesione e angolo d'attrito pari a 0; per questo possono costituire la causa della formazione di nuovi piani di rottura, rispetto alla condizione di argine non danneggiato.

Il Fattore di Sicurezza FS_{FEM} (Fattore di Sicurezza stimato attraverso le analisi FEM) per la valutazione della stabilità dell'argine nei confronti del meccanismo di punzonamento locale è definito dal rapporto tra la resistenza del terreno R_d e l'azione sollecitante E_d . La resistenza del terreno è stata stimata come l'aliquota di pressione per la quale il modello non converge o gli spostamenti del terreno non sono ammissibili, mentre l'azione sollecitante è descritta dal carico idraulico delle simulazioni LEM di Figura 3.7.a e 3.7.b ($H_{LEM}=1.75$ m e quindi $E_d=H_{LEM}\cdot\gamma_w\cdot 1\approx 17.5$ kN/m).

4.2. Risultati delle analisi FEM

Nella prima parte del capitolo sono state definite le condizioni generali entro le quali si sono svolte le analisi FEM per la valutazione della stabilità del rilevato arginale. All'interno di questo paragrafo sono riportati i risultati delle diverse simulazioni in termini di angolo di inclinazione del piano di scorrimento, di spostamento totale di un nodo appartenente al perimetro esterno della cavità e di Fattore di Sicurezza. La definizione di questi output ha reso possibile il confronto tra la soluzione analitica e quella numerica per la rappresentazione del meccanismo di collasso e quindi la valutazione circa l'affidabilità del metodo LEM proposto.

I risultati sono stati presentati, per ognuna delle 15 modellazioni illustrate in Tabella 4.2, seguendo l'ordine esposto in seguito:

- stima del Fattore di Sicurezza nei confronti dei cinematismi di instabilità globale, per l'argine non danneggiato e danneggiato dalla presenza della tana;
- stima del Fattore di Sicurezza nei confronti del meccanismo di punzonamento locale col metodo LEM e individuazione del cinematismo critico tale da soddisfare la relazione (3.4);
- stima del Fattore di Sicurezza nei confronti del meccanismo di punzonamento locale col metodo FEM e rappresentazione degli spostamenti di un nodo appartenente alla mesh che discretizza il perimetro della tana, in funzione della pressione applicata all'interno della cavità;
- stima, attraverso una costruzione grafica, dell'angolo di inclinazione dei piani di scorrimento individuati dalle analisi statiche con il metodo agli Elementi Finiti.

Il calcolo dell'angolo d'inclinazione del piano di scorrimento critico col metodo LEM e FEM non è esente da errori; queste incertezze sono correlate alla convergenza del codice implementato in Matlab e all'approssimazione grafica del campo degli spostamenti con dei piani di rottura rettilinei. Per tale motivo si sceglie un intervallo di angoli θ ($\theta_1 \leq \theta_{\min} \leq \theta_2$), tale da restituire un Fattore di Sicurezza che non si discosti di una percentuale maggiore del 3% rispetto a $FS(\theta_{\min})$:

$$\frac{|FS(\theta_1, \theta_2) - FS(\theta_{\min})|}{FS(\theta_{\min})} \leq 0.03; \quad (4.1)$$

L'angolo di inclinazione del piano di scorrimento θ_{FEM} dovrà quindi appartenere all'intervallo $S = [\theta_1; \theta_2]$; se θ_1 o θ_2 coincide con un estremo di applicazione del metodo LEM, ovvero $\theta = 0$ o $\theta = \beta^\circ$, l'estremo in considerazione deve essere escluso dall'intervallo S .

4.2.1. Angolo di inclinazione $\beta=25^\circ$

L'angolo di inclinazione della scarpata lato campagna è stato assunto pari a $\beta=25^\circ$ nelle simulazioni di Tabella 4.2, numerate da 1) a 7). In tutte le casistiche esaminate all'interno di questo paragrafo la geometria dell'argine non danneggiato è la medesima, pertanto si riporta in seguito il risultato delle analisi di stabilità con lo SRM in termini di deformazioni a taglio, per l'individuazione della forma della superficie di scorrimento (Figura 4.4.a) e in termini di spostamento totale del terreno, per l'identificazione dell'intero volume potenzialmente instabile (Figura 4.4.b); il valore del Fattore di Sicurezza nei confronti del cinematismo individuato dalle analisi numeriche è indicato in Tabella 4.3.

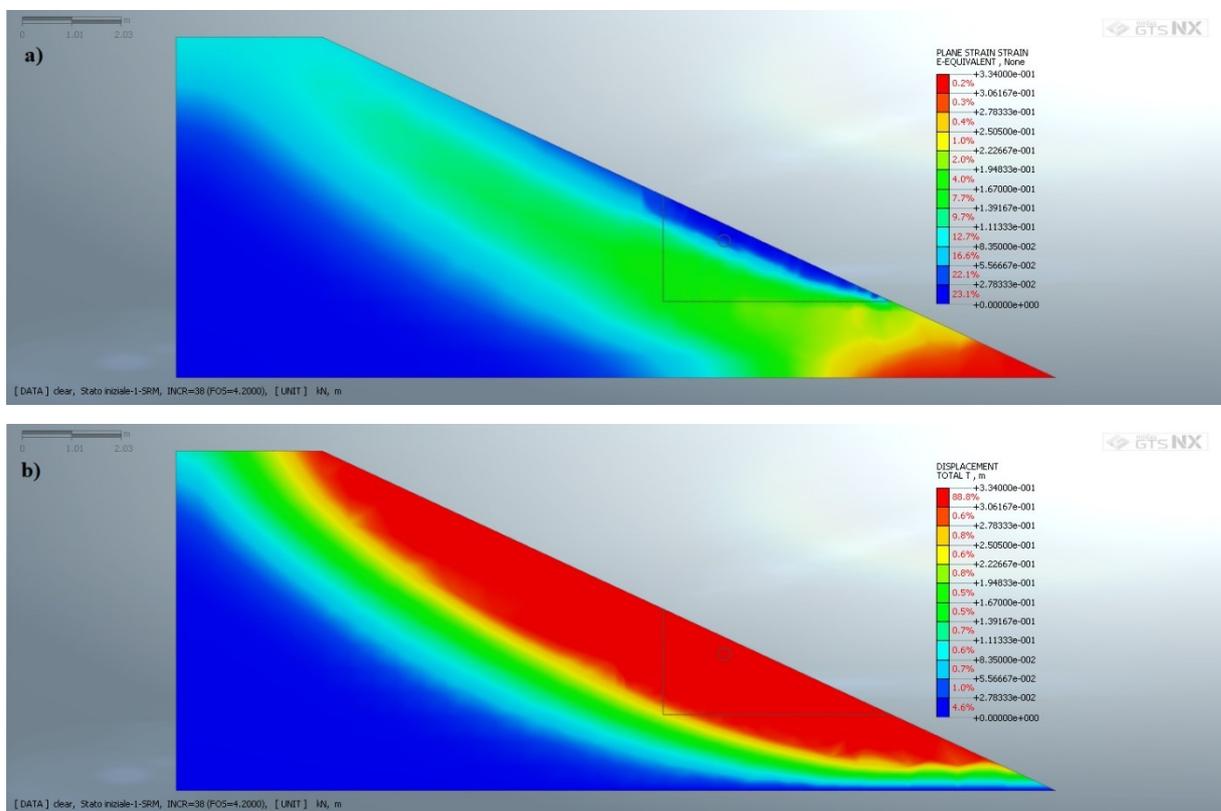


Figura 4.4: risultati delle analisi di stabilità con lo SRM per l'argine non danneggiato di inclinazione $\beta=25^\circ$, costituito dal materiale Argine 1, in termini di deformazioni a taglio (a) e di spostamento totale (b).

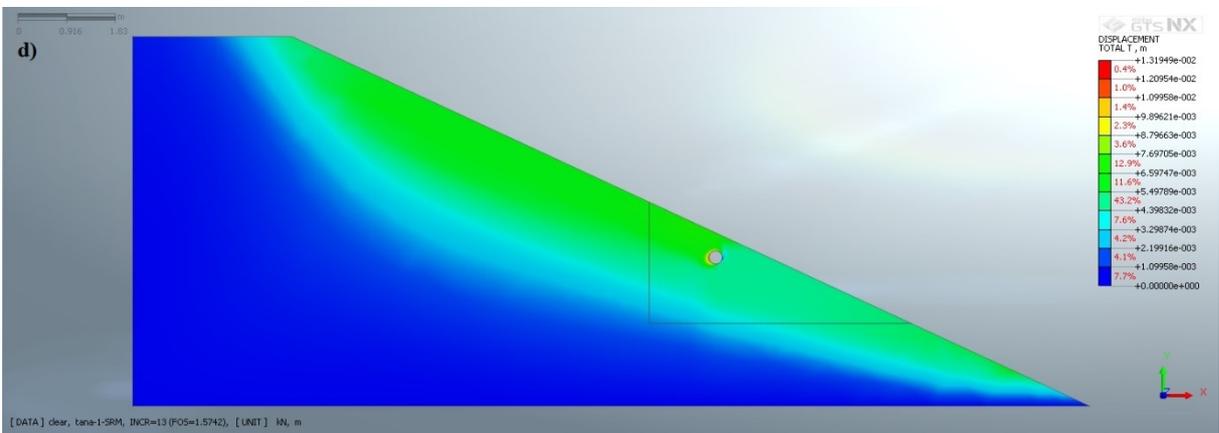
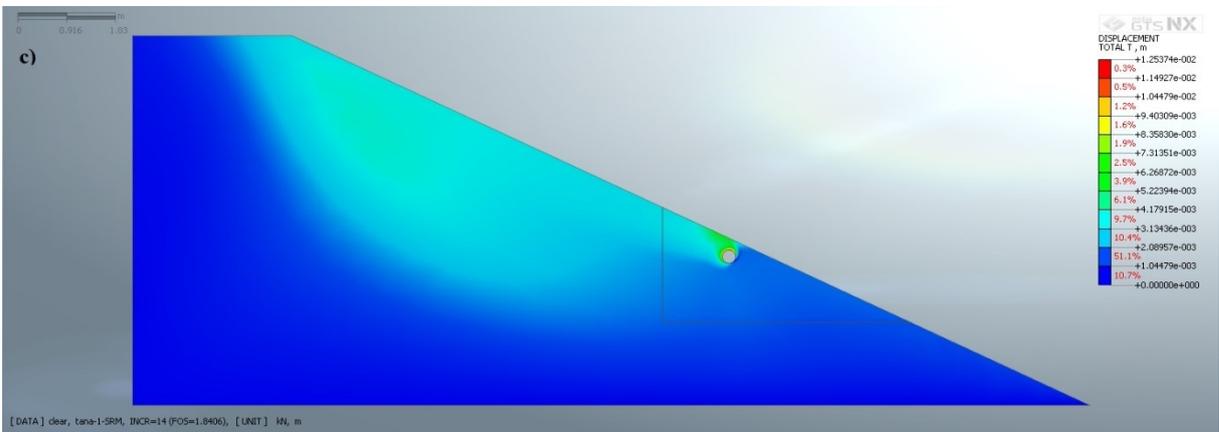
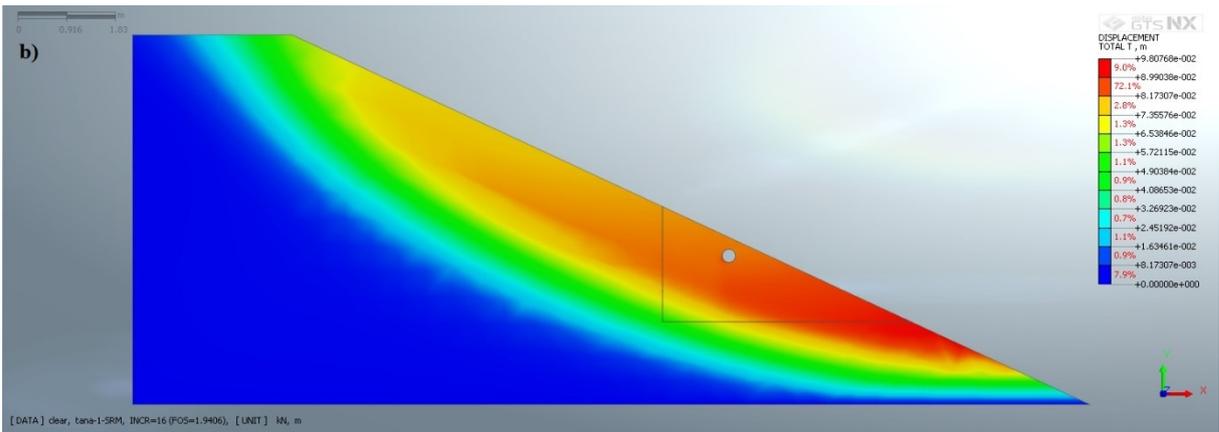
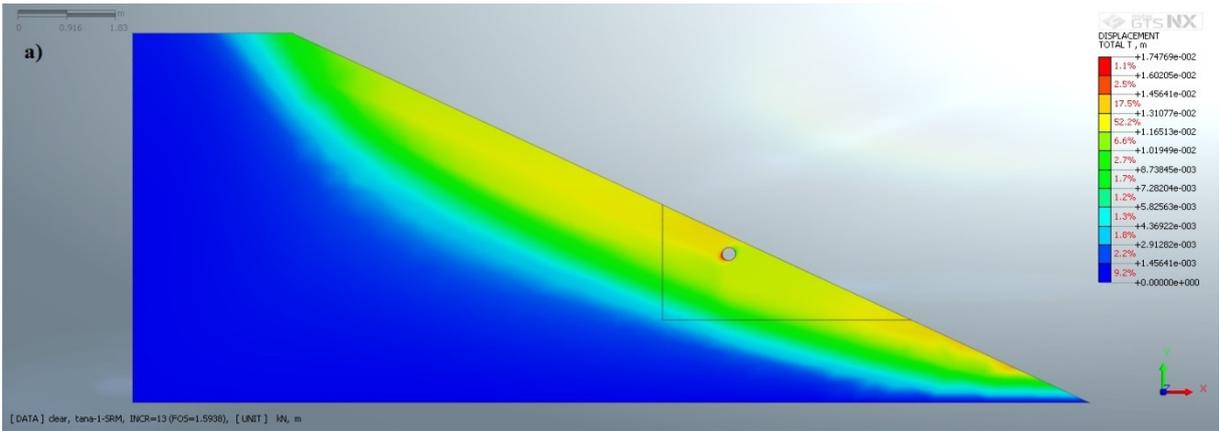
Tabella 4.3: Fattore di Sicurezza dell'argine non danneggiato di inclinazione $\beta=25^\circ$ nei confronti del cinematismo individuato dalle analisi numeriche (Fase 1 *Construction stage*).

Numero Analisi FEM:	Argine non danneggiato (Fase 1 <i>Construction stage</i>)	
	SRM	
1) (B25-D025-L075-M1)	4.20	
2) (B25-D025-L075-M2)	4.70	
3) (B25-D025-L075-M3)	4.26	
4) (B25-D025-L100-M1)	4.20	
5) (B25-D025-L160-M1)	4.20	
6) (B25-D025-L250-M1)	4.20	
7) (B25-D025-L500-M1)	4.20	

La pendenza e i parametri di resistenza adottati per la porzione di argine analizzata sono sufficienti a garantire un FS $\gg 1$; si esclude quindi il manifestarsi di meccanismi di instabilità globale nella condizione di rilevato non danneggiato e si procede con la fase 2 del *Construction stage*, analizzando la stabilità dell'argine in presenza di una tana circolare a sviluppo longitudinale. In Tabella 4.4 sono indicati i valori del Fattore di Sicurezza nei confronti dei possibili cinematismi di rottura che si instaurano nel rilevato a seguito dell'eterogeneità introdotta dalla cavità, mentre in Figura 4.5 sono riportati i risultati delle modellazioni FEM in termini di spostamento totale della massa di terreno, a seconda del numero identificativo della simulazione.

Tabella 4.4: Fattore di Sicurezza dell'argine danneggiato di inclinazione $\beta=25^\circ$ nei confronti dei cinematismi di rottura che si possono instaurare nel rilevato a seguito dell'eterogeneità introdotta dalla cavità (Fase 2 *Construction stage*).

Numero Analisi FEM:	Argine danneggiato (Fase 2 <i>Construction stage</i>)	
	LEM - pendio indefinito	SRM
1) (B25-D025-L075-M1)	1.99	1.59
2) (B25-D025-L075-M2)	3.10	1.94
3) (B25-D025-L075-M3)	2.31	1.84
4) (B25-D025-L100-M1)	1.80	1.57
5) (B25-D025-L160-M1)	1.59	1.47
6) (B25-D025-L250-M1)	1.46	1.10
7) (B25-D025-L500-M1)	1.35	1.00



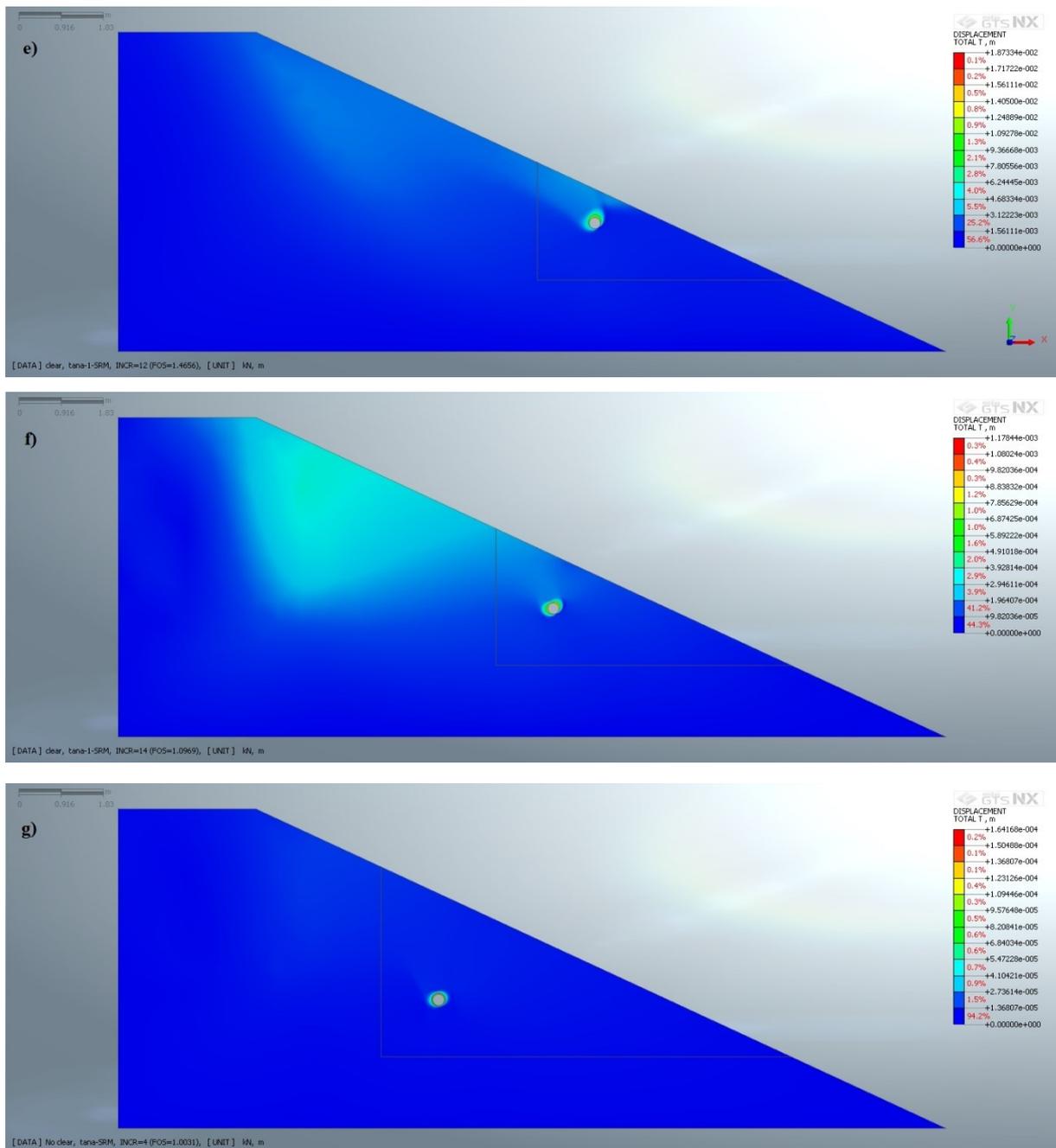


Figura 4.5: risultati delle analisi di stabilità con lo SRM per l'argine di inclinazione $\beta=25^\circ$ danneggiato dalla presenza della tana. (a) analisi 1, (b) analisi 2, (c) analisi 3, (d) analisi 4, (e) analisi 5, (f) analisi 6, (g) analisi 7.

La posizione della tana influenza significativamente il valore del Fattore di Sicurezza, con un legame di proporzionalità inversa tra L_H e FS. Per una tana posta ad una notevole distanza dal paramento esterno (analisi $(B25-D025-L250-M1)$ e analisi $(B25-D025-L500-M1)$), le analisi numeriche restituiscono un Fattore di Sicurezza vicino all'unità, con una concentrazione degli spostamenti massimi in corrispondenza della cavità. Lo SRM consente infatti di definire tutti i possibili meccanismi di collasso associati ad un determinato problema e, nel caso specifico, l'instabilità si ha in prossimità della tana a causa del peso del terreno

sovrastante il cunicolo. Quest'ultimo tende a far collassare la struttura e nel momento in cui il software applica il fattore di riduzione SRF alla resistenza a taglio del terreno viene raggiunto immediatamente il criterio di resistenza del materiale nell'intorno della tana, da cui ne consegue la non convergenza del modello.

Nonostante questo aspetto, il Fattore di Sicurezza del paramento esterno per l'argine danneggiato è $FS > 1$ ed è quindi possibile introdurre la pressione idrostatica all'interno della cavità. La fase 3 del *Construction stage* permette infine di simulare numericamente il meccanismo di punzonamento locale e di analizzare il comportamento tenso-deformativo del terreno prima del raggiungimento della condizione di rottura. I risultati delle modellazioni FEM eseguite in ambito statico sono illustrati in seguito.

a. **ANALISI NUMERO 1 (B25-D025-L075-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.6). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong -10^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta} = 0.70$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = [-13^\circ; 0^\circ]$.

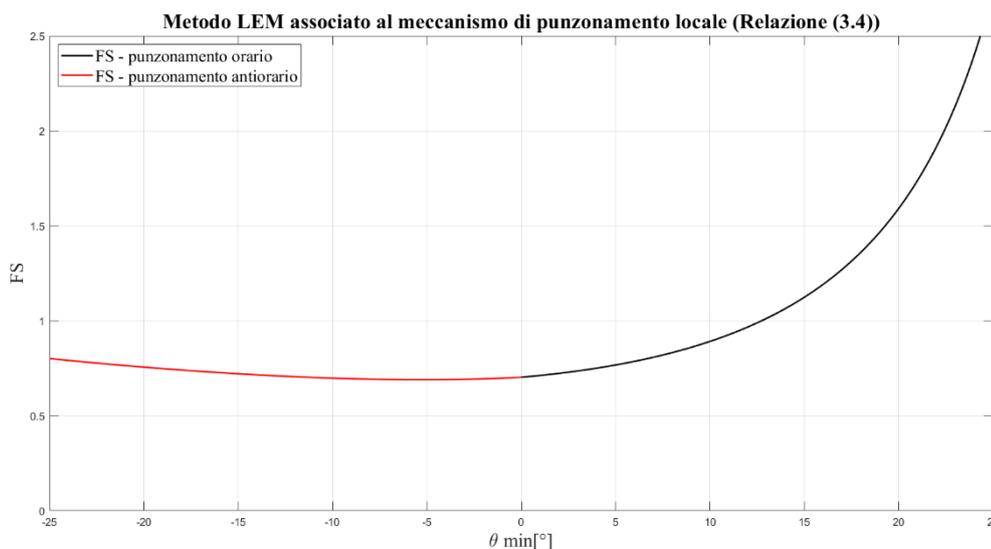


Figura 4.6: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 1).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.7 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.7.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.7.b).

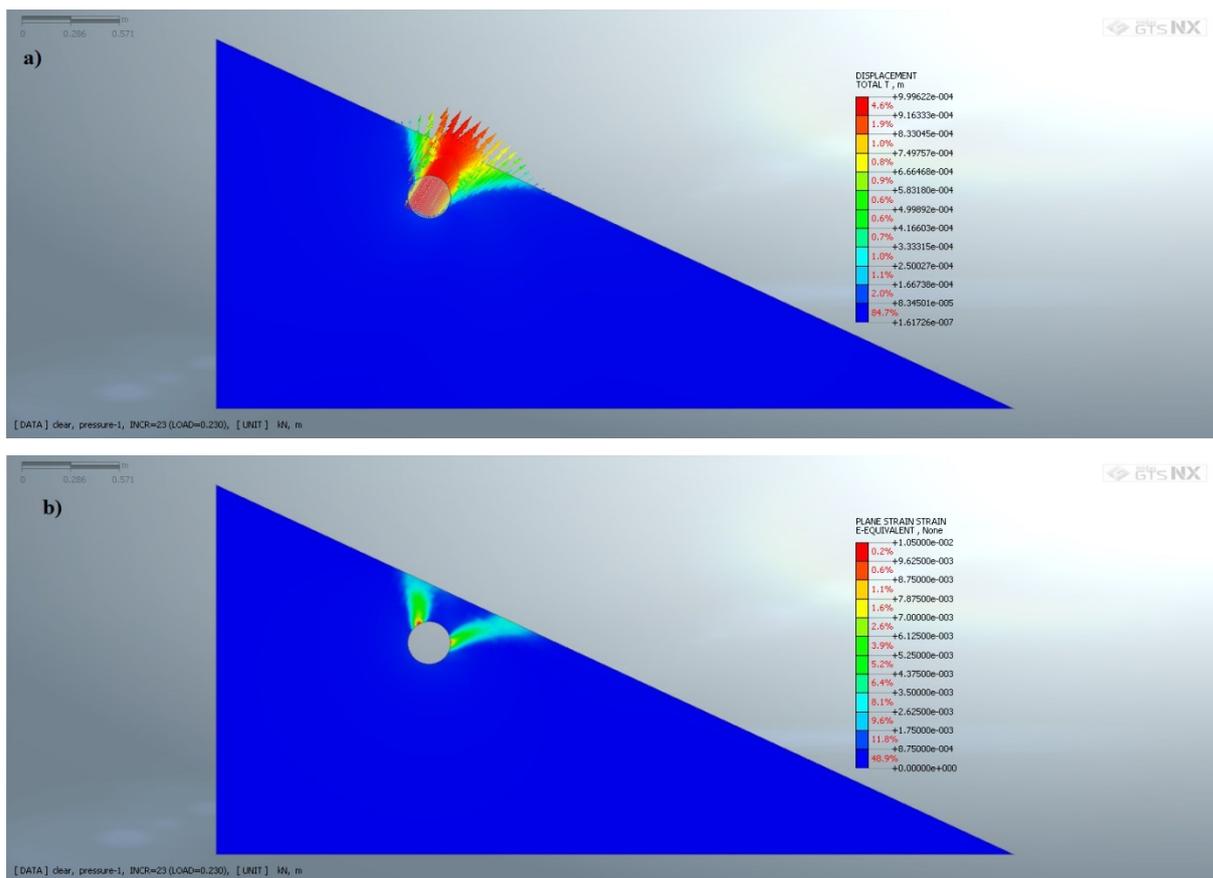


Figura 4.7: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 1).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana. Nelle analisi numero 1, 2 e 3 la geometria dell'argine danneggiato è la medesima (vengono modificati solamente i parametri di resistenza del materiale costituente il rilevato) e per tale motivo si considerano, in tutte queste casistiche, le traslazioni totali associate al nodo 16.

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 11.50 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.8). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 0.66$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^-} del -5.83%.

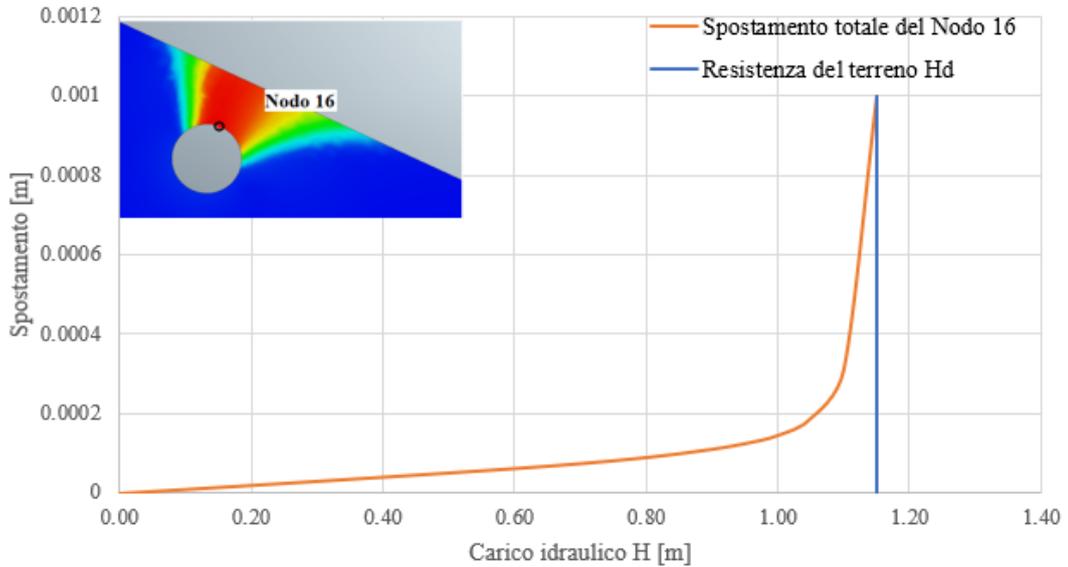


Figura 4.8: spostamento totale del nodo 16 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 1).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = -13^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è inclinato di un angolo $\alpha_{FEM} = 8^\circ$ antiorario rispetto alla direzione verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.9; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

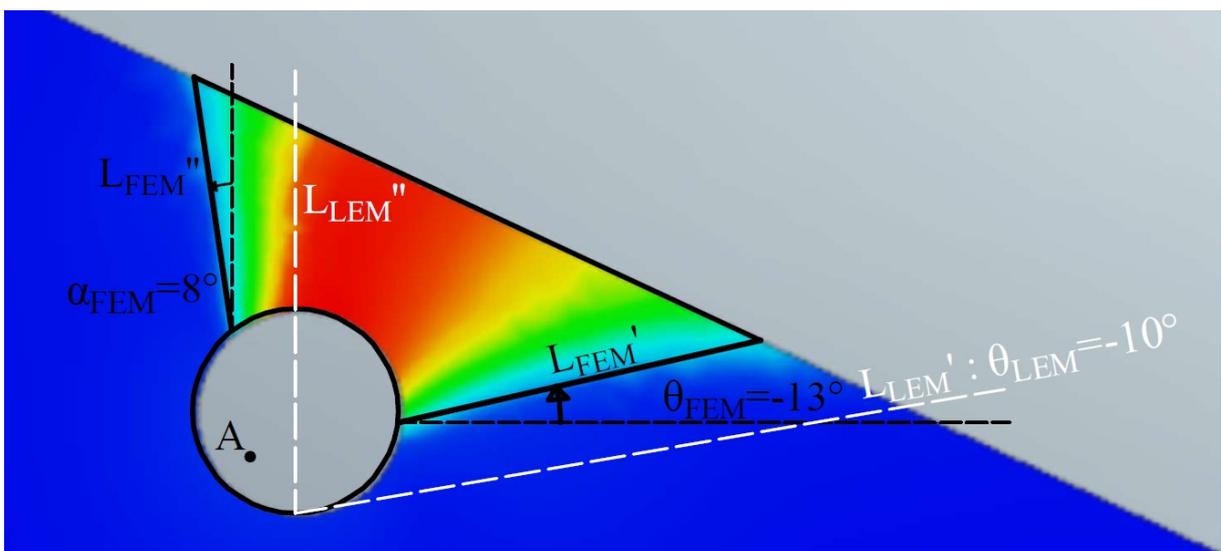


Figura 4.9: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.7.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 1).

b. ANALISI NUMERO 2 (B25-D025-L075-M2):

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.10). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong -13.5^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta} = 1.08$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = [-23^\circ; -7^\circ]$.

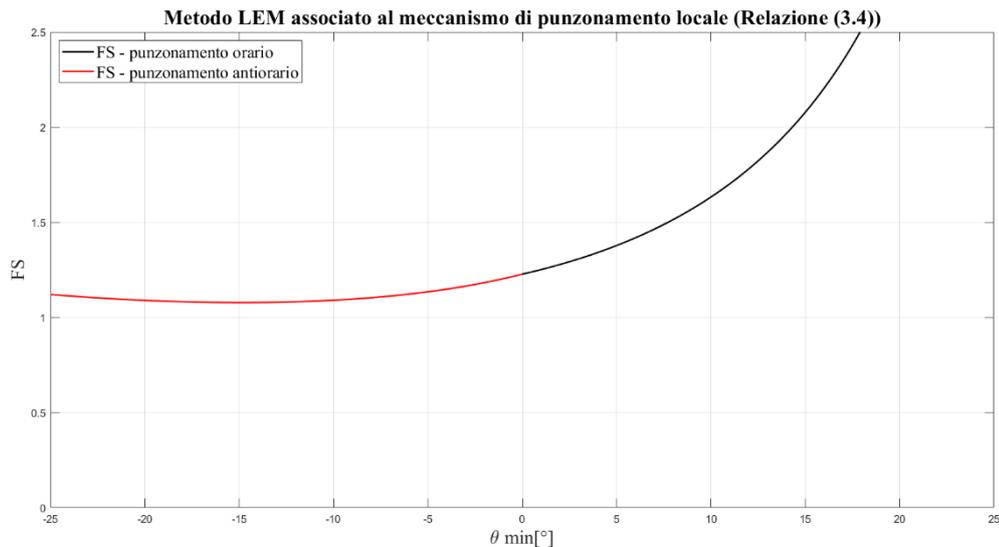


Figura 4.10: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 2).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.11 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.11.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.11.b).

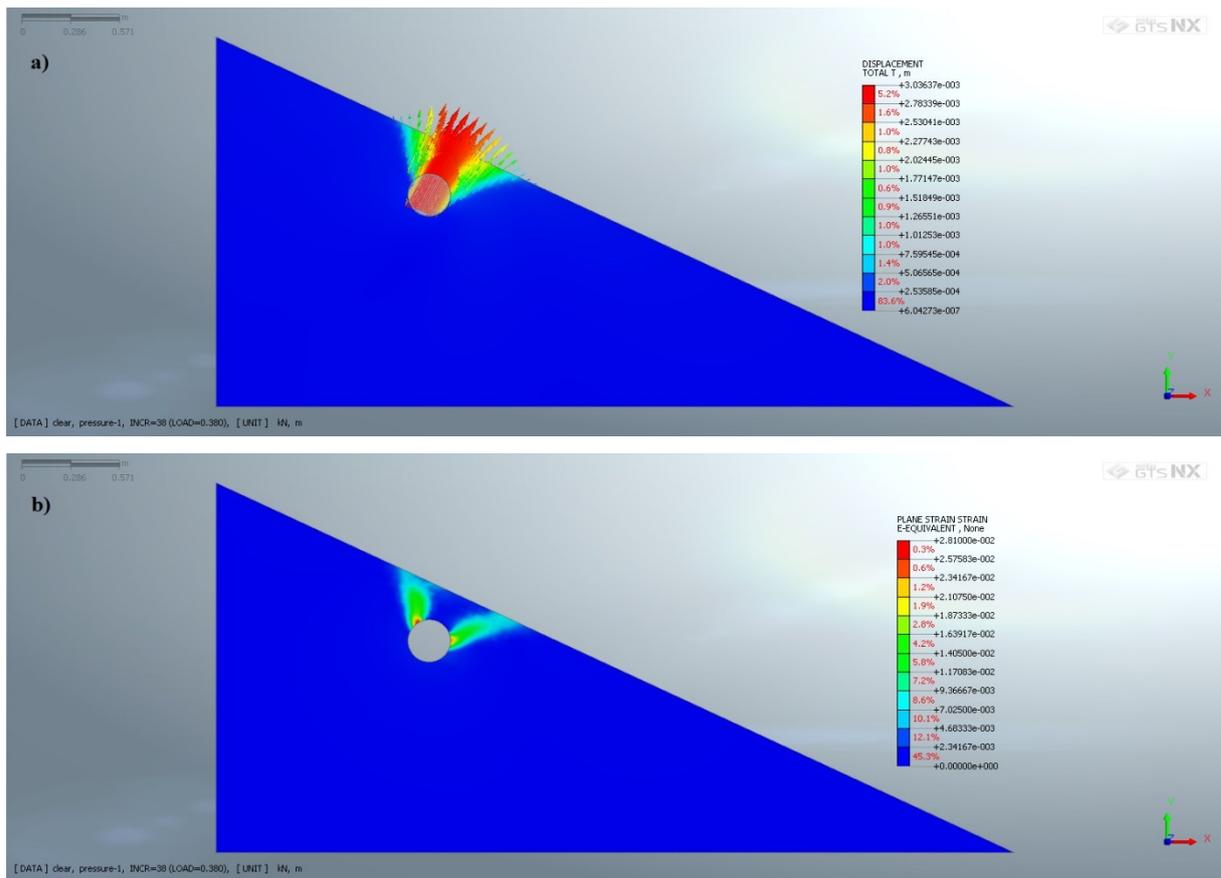


Figura 4.11: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 2).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 19 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.12). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.09$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^-} del -0.64%.

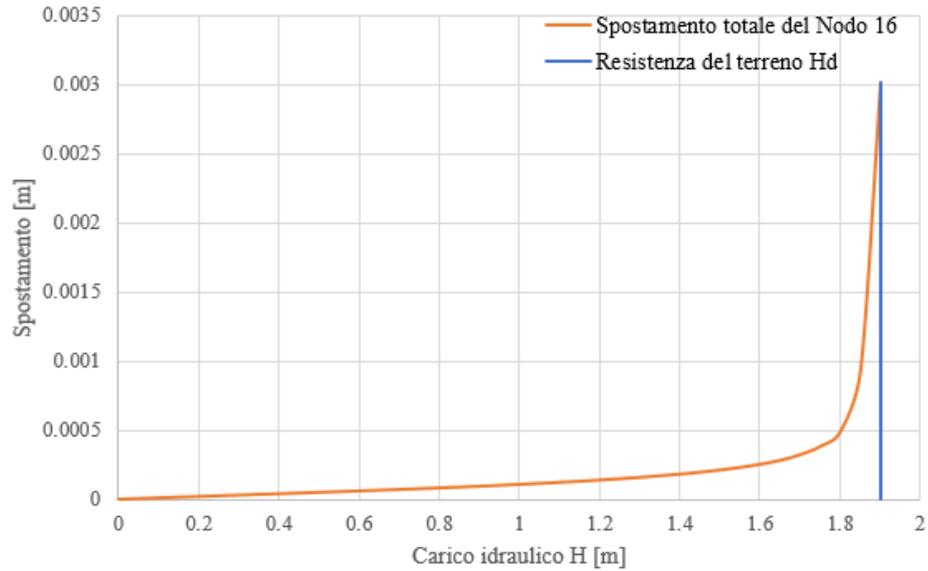


Figura 4.12: spostamento totale del nodo 16 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 2).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = -20^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è inclinato di un angolo $\alpha_{FEM} = 9^\circ$ antiorario rispetto alla direzione verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.13; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente rispetto al centro della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

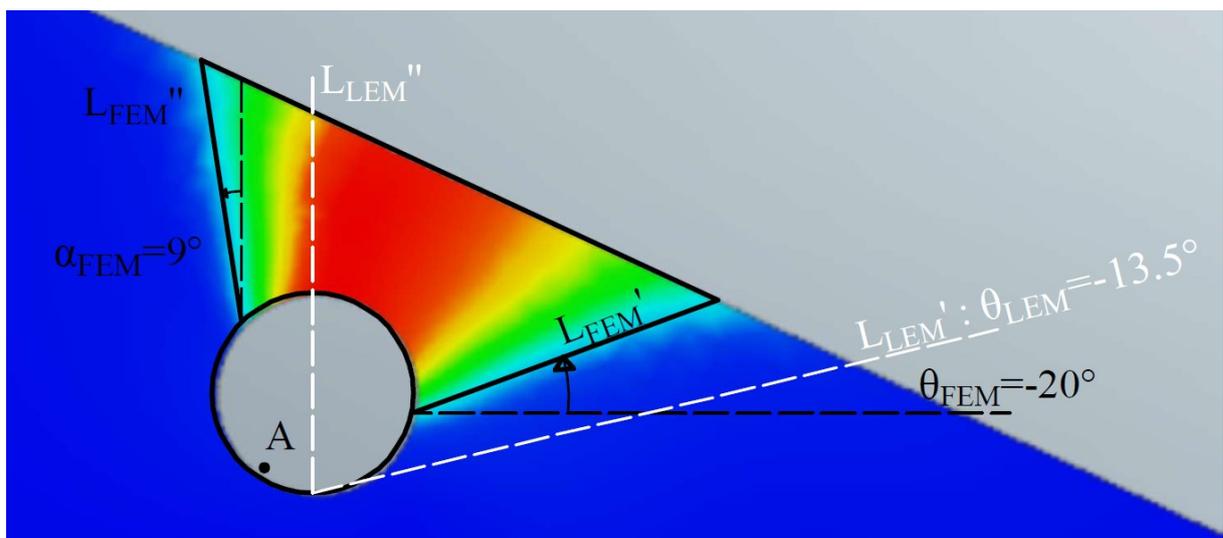


Figura 4.13: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.11.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 2).

c. **ANALISI NUMERO 3 (B25-D025-L075-M3):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.14). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong -9.6^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\theta_{\min}}=0.78$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S=[-13^\circ; 0^\circ]$.

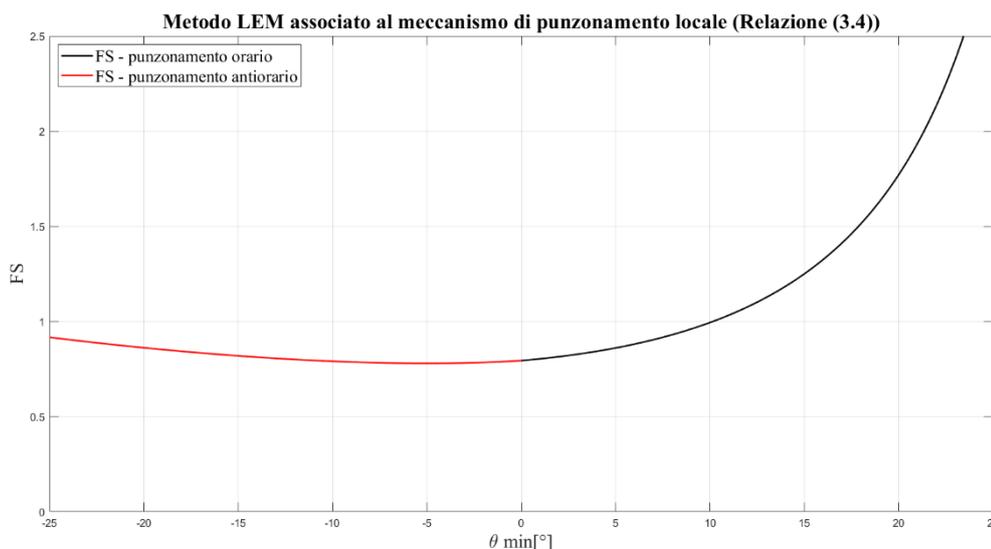


Figura 4.14: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 3).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.15 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.15.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.15.b).

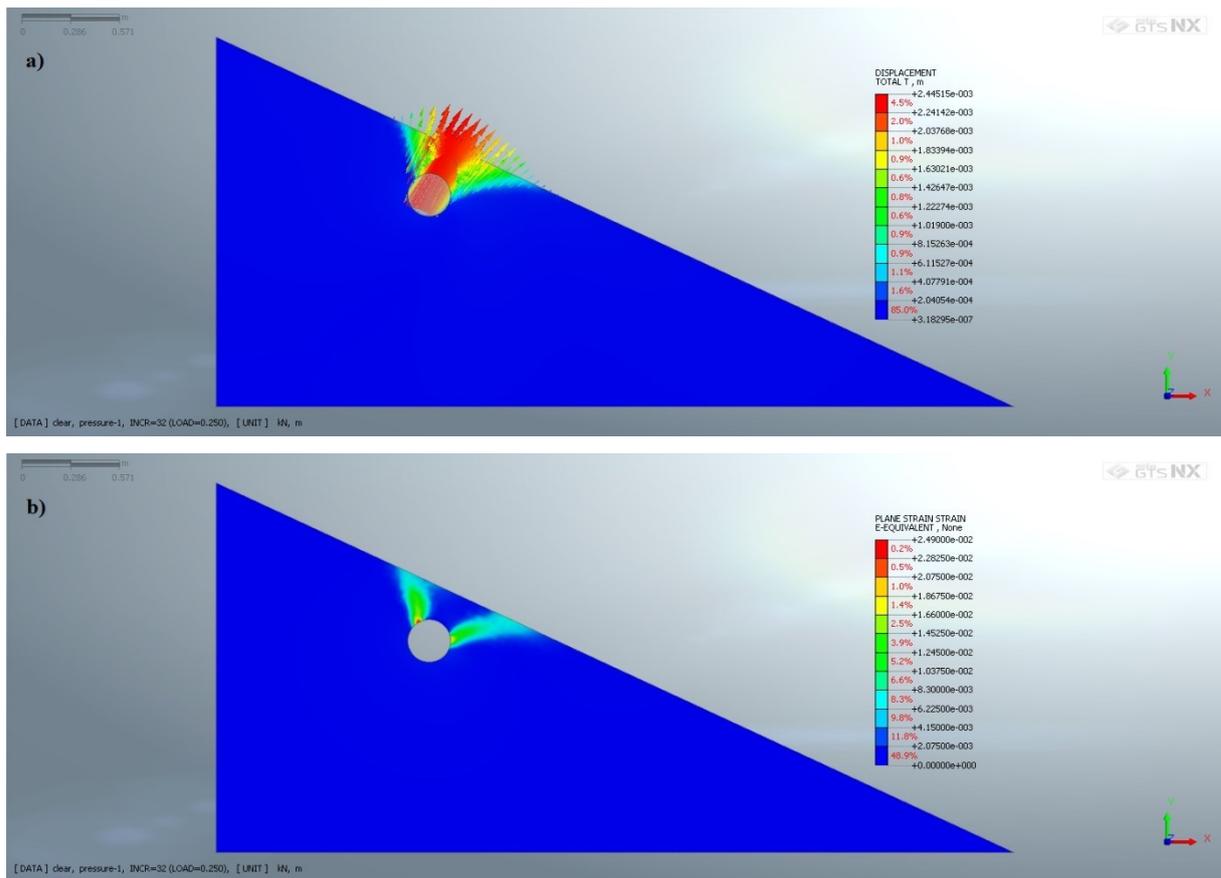


Figura 4.15: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 3).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 12.5 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.16). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 0.71$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^-} del -8.34%.

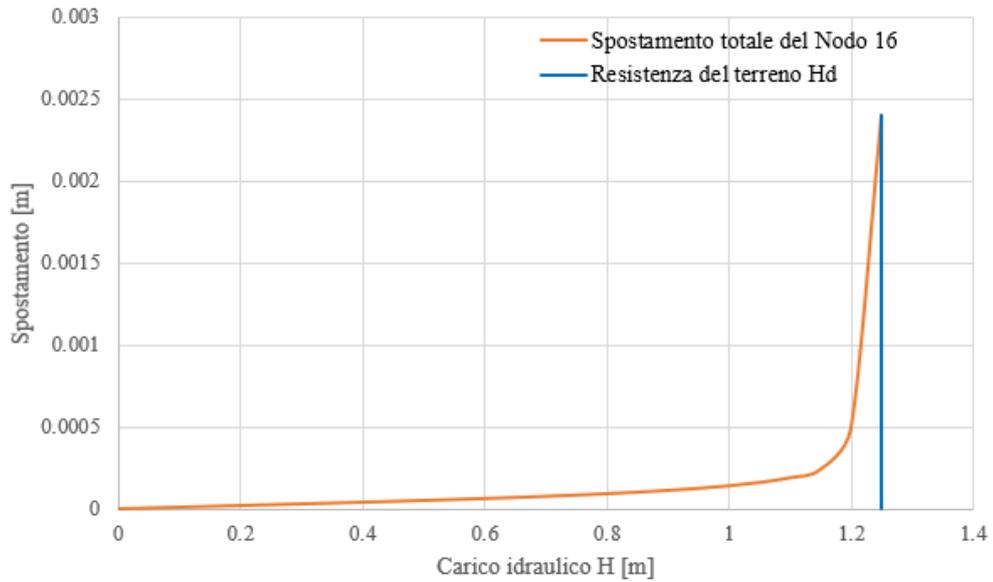


Figura 4.16: spostamento totale del nodo 16 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 3).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = -12^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è inclinato di un angolo $\alpha_{FEM} = 11^\circ$ antiorario rispetto alla direzione verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.17; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

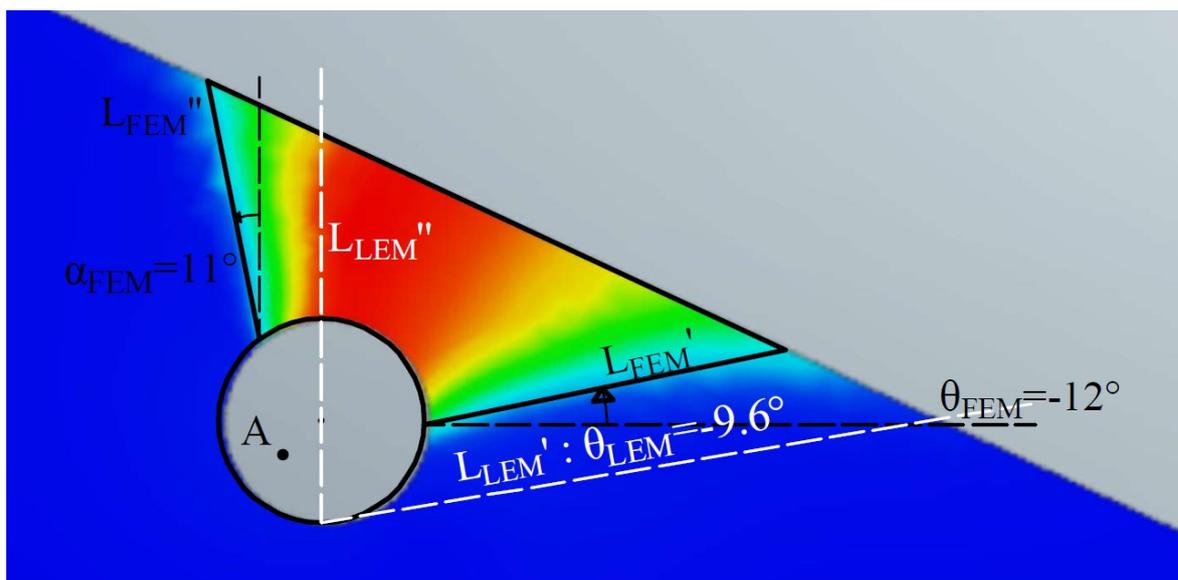


Figura 4.17: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.15.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 3).

d. **ANALISI NUMERO 4 (B25-D025-L100-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.18). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong -11.4^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta} = 1.05$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = [-19^\circ; -2^\circ]$.

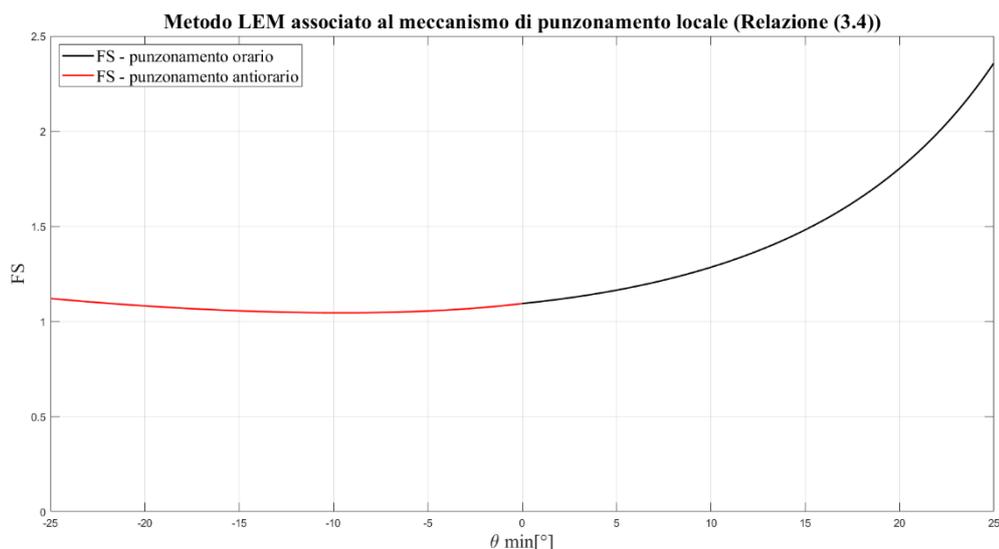


Figura 4.18: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 4).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.19 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.19.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.19.b).

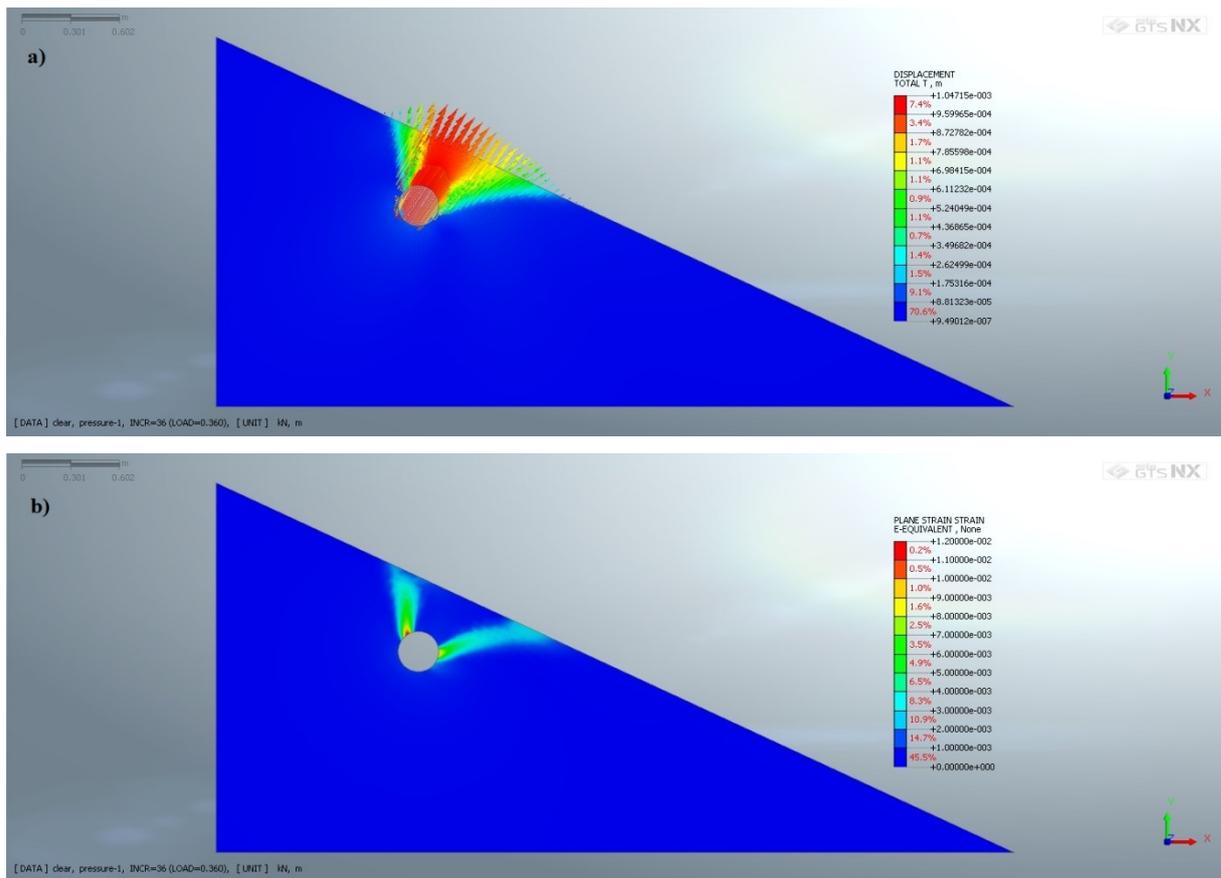


Figura 4.19: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 4).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 2378).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 18 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.20). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.03$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^-} del -1.67%.

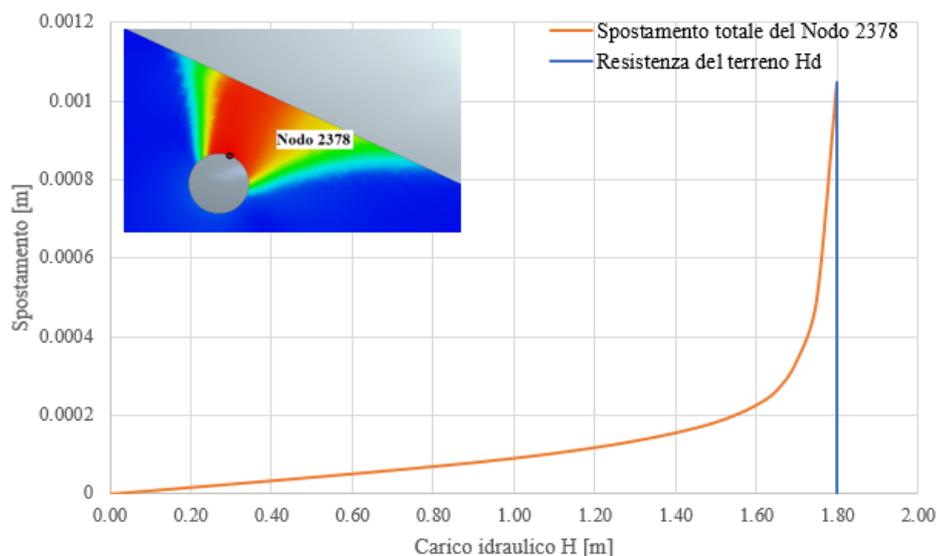


Figura 4.20: spostamento totale del nodo 2378 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 4).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = -15^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è inclinato di un angolo $\alpha_{FEM} = 11^\circ$ antiorario rispetto alla direzione verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.21; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

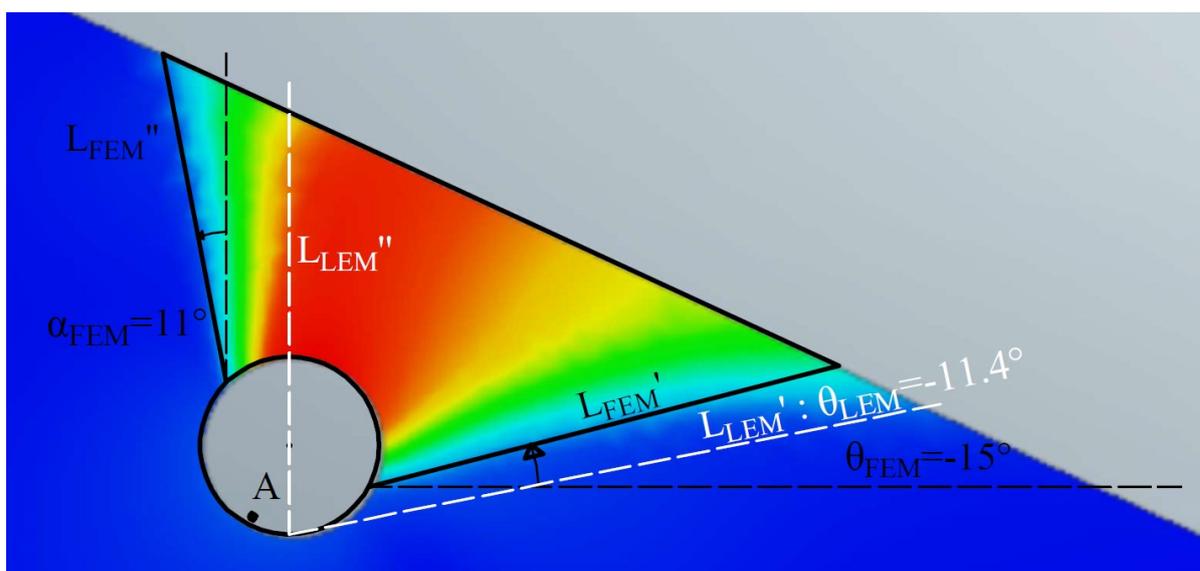


Figura 4.21: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.19.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 4).

e. **ANALISI NUMERO 5 (B25-D025-L160-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione oraria del piano di rottura (Figura 4.22). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 18^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+}=1.97$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S=[15^\circ; 25^\circ]$.

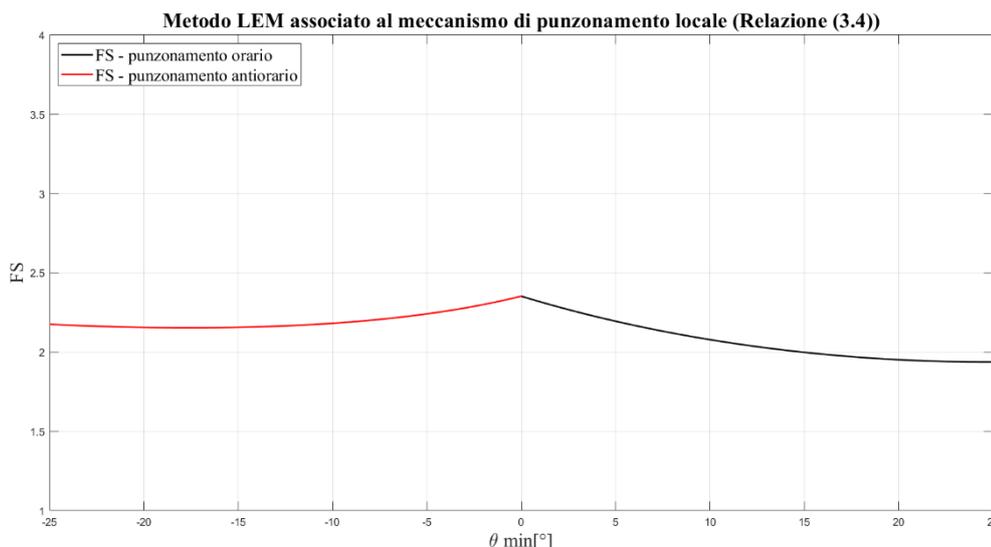


Figura 4.22: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 5).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.23 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.23.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.23.b).

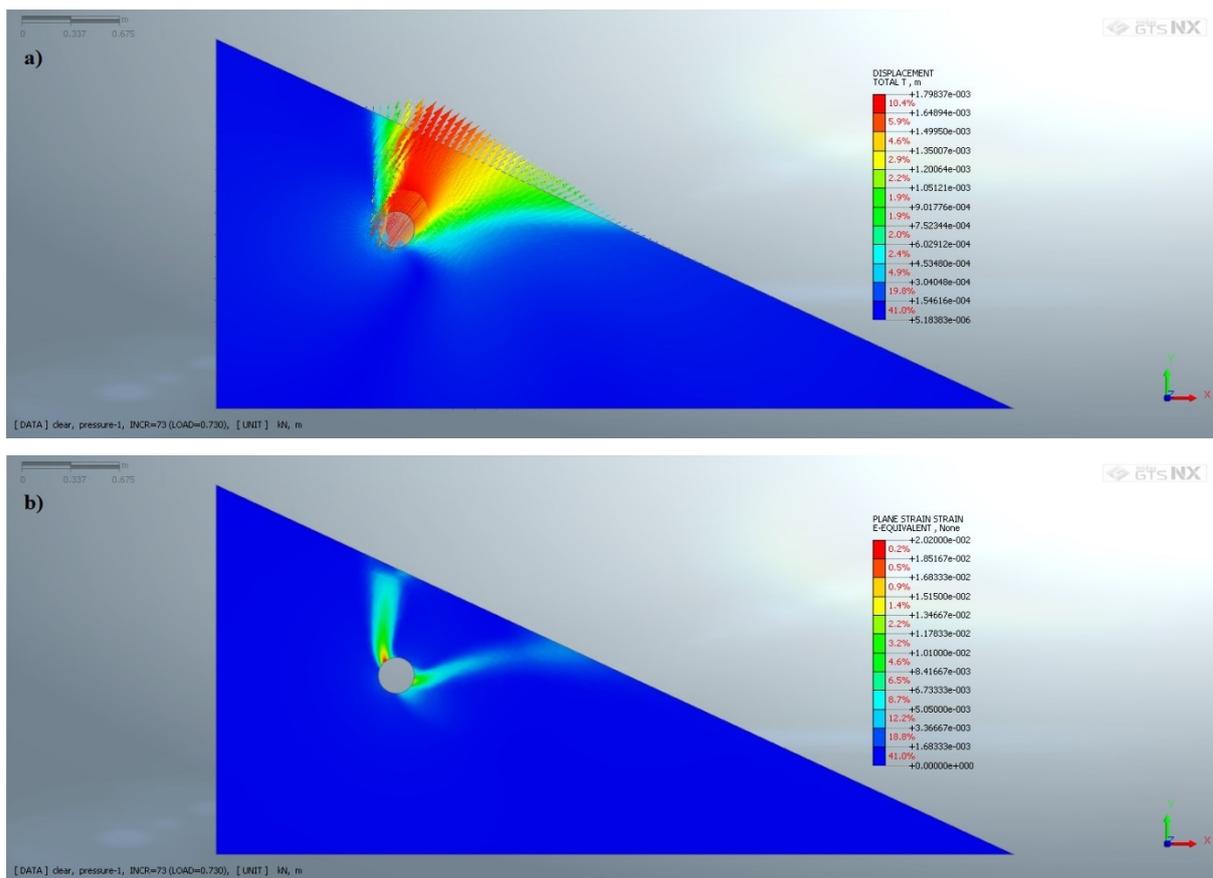


Figura 4.23: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 5).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 2378).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 36.5 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.24). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 2.09$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 6.05%.

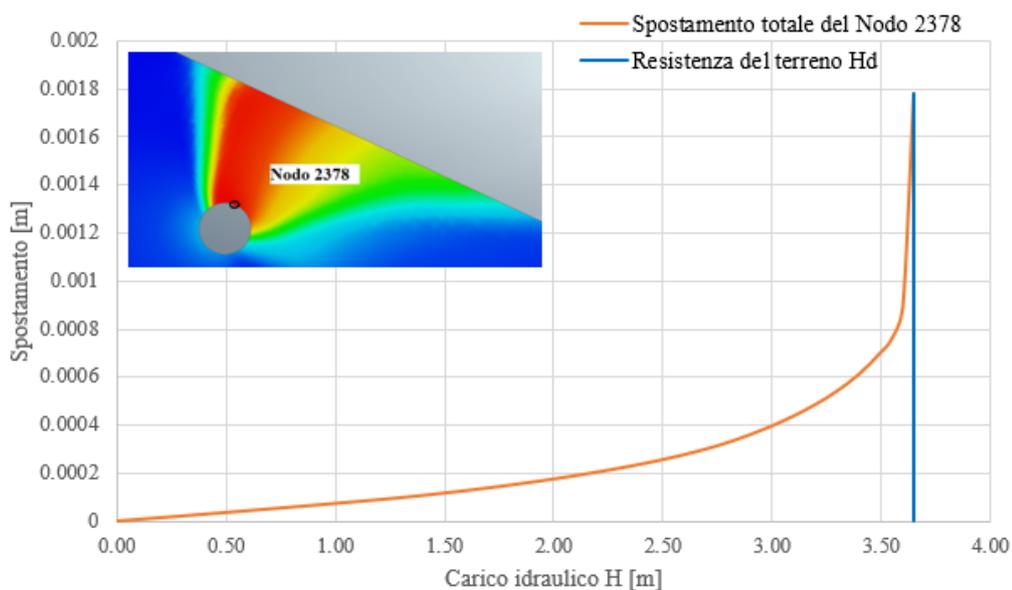


Figura 4.24: spostamento totale del nodo 2378 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 5).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica, con riferimento ai risultati espressi in termini di deformazioni a taglio del terreno (Figura 4.25.a), valore massimo $\theta_{FEM} = -17^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con θ_{FEM} che non appartiene a S in quanto il metodo LEM prevede per il caso in esame un FS_{min} associato al cinematismo LEM – punzonamento orario ($\theta > 0$). In aggiunta, il piano di scorrimento L_{FEM}' , con riferimento alle traslazioni totali, tende ad assumere un andamento non più rettilineo (linea di colore rosso in Figura 4.25.b). I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.25; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

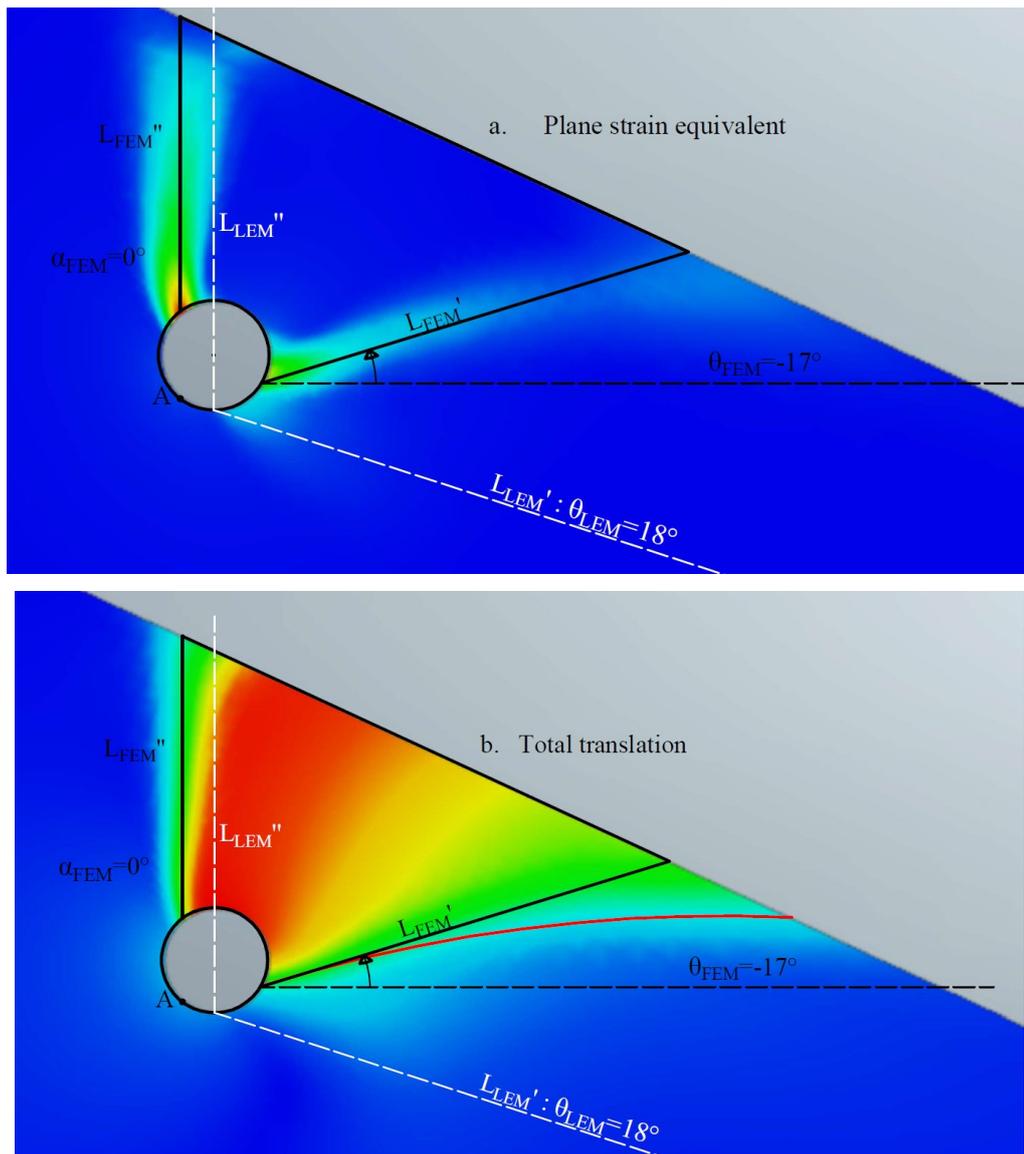


Figura 4.25: ingrandimento del cinematismo illustrato in Figura 4.23 e individuazione dell'inclinazione del piano di rottura, tramite costruzione grafica, in riferimento ai risultati espressi in termini di deformazione al taglio del terreno (a) e spostamenti totali della massa instabile (b), con il confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 5).

f. **ANALISI NUMERO 6 (B25-D025-L250-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione oraria del piano di rottura (Figura 4.26). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 23^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+}=1.77$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S=[23^\circ; 25^\circ)$.

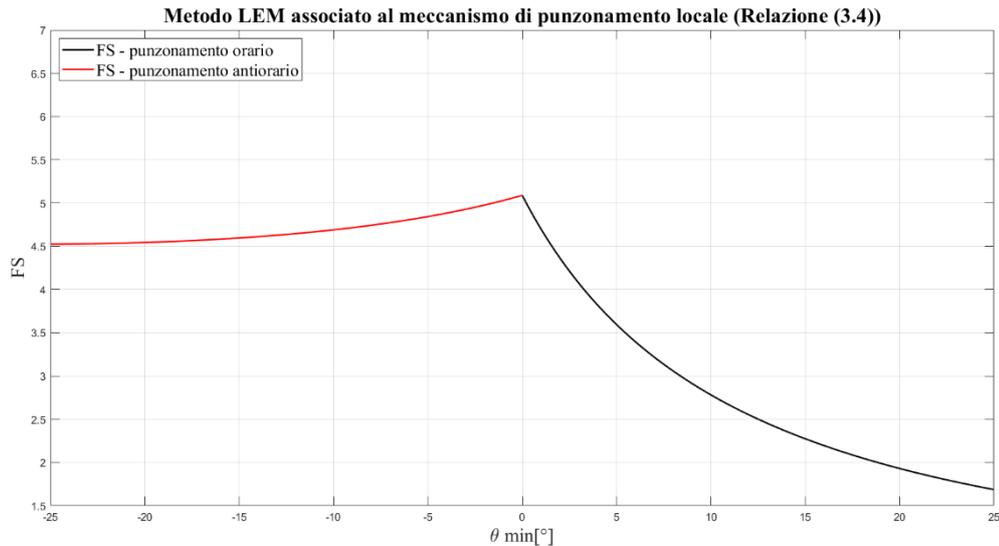


Figura 4.26: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 6).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.27 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.27.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.27.b).

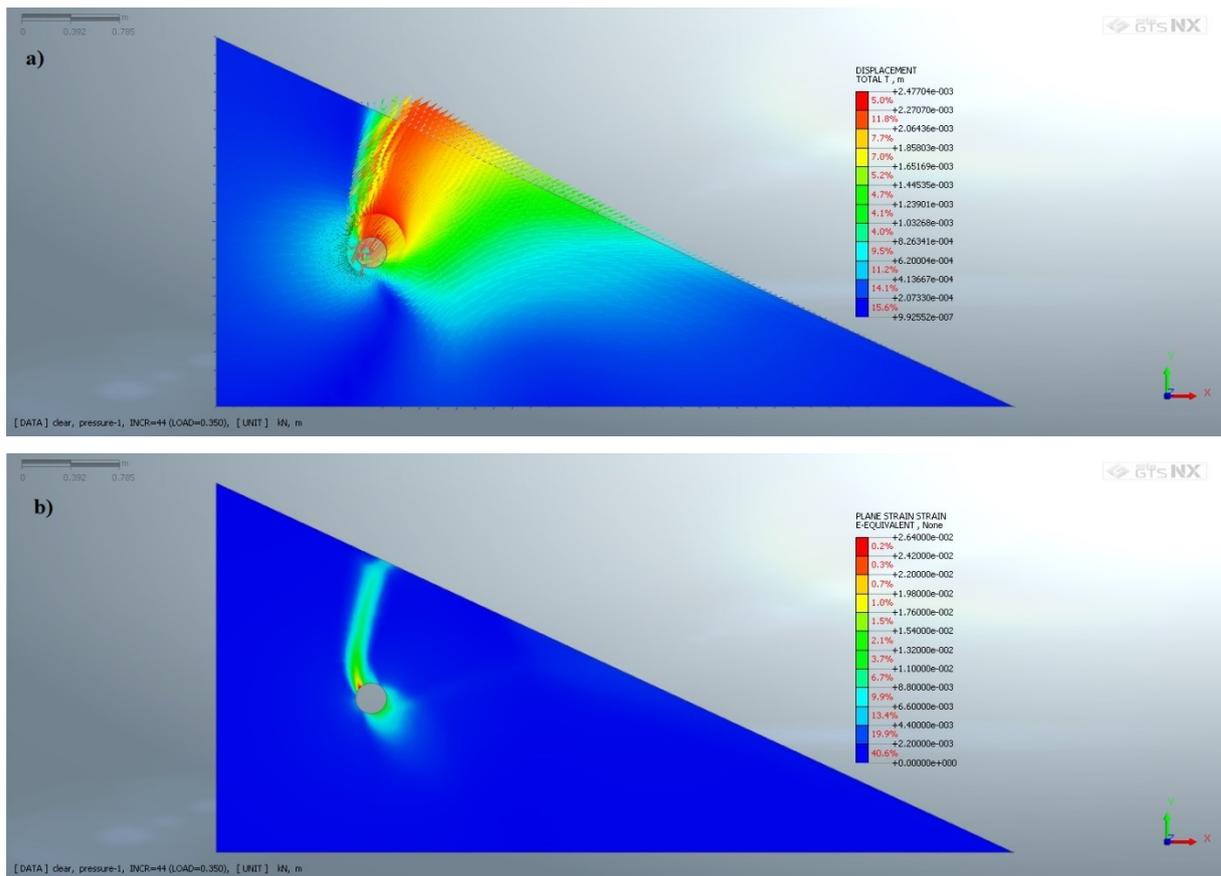


Figura 4.27: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 6).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 5564).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 70 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.28). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 4$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 125.7%.

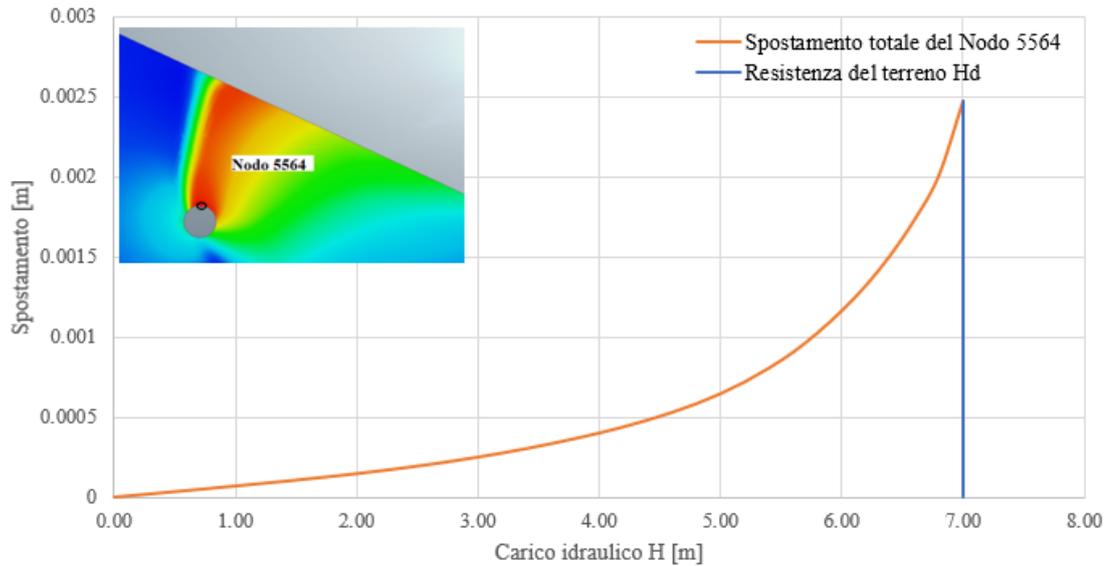


Figura 4.28: spostamento totale del nodo 5564 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 6).

Per l'analisi in esame non è possibile definire in maniera univoca un piano di rottura (Figura 4.29); si noti infatti come le deformazioni del terreno, visibili in Figura 4.27.b, siano concentrate solamente in corrispondenza del piano verticale L_{FEM}'' .

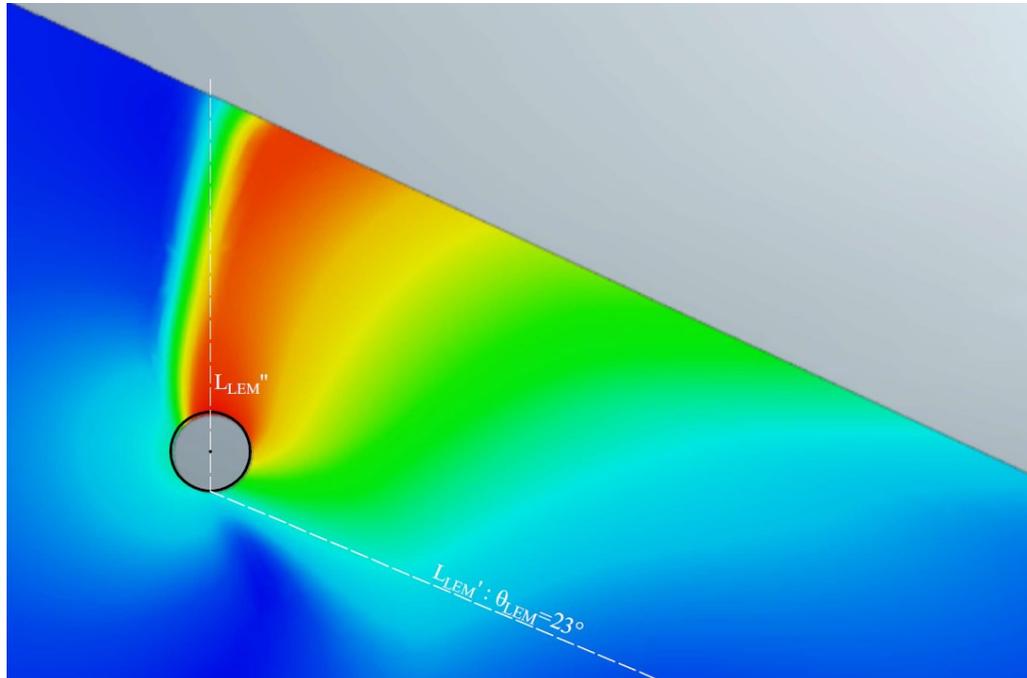


Figura 4.29: ingrandimento del cinematismo illustrato in Figura 4.27.a. Per l'analisi in esame non è possibile definire in maniera univoca un piano di rottura col metodo FEM e si riporta solamente il cinematismo di rottura assunto per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) (analisi 6).

g. **ANALISI NUMERO 7 (B25-D025-L500-M1)**:

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione oraria del piano di rottura (Figura 4.30). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 23.5^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+} = 1.55$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1, è stato assunto pari a $S = [23^\circ; 25^\circ]$. A $L_H = 5$ m l'angolo di inclinazione del piano di rottura è asintotico all'angolo di inclinazione del pendio e il Metodo LEM – punzonamento tende alla trattazione di pendio indefinito. Si noti come $FS_{\theta^+, \min} > FS_{\text{pendio}}$ (Tabella 4.4) a causa del termine coesivo, che nel cinematismo limite di punzonamento locale della scarpata incide con un coefficiente moltiplicativo pari a 2 (§ 3.1.1).

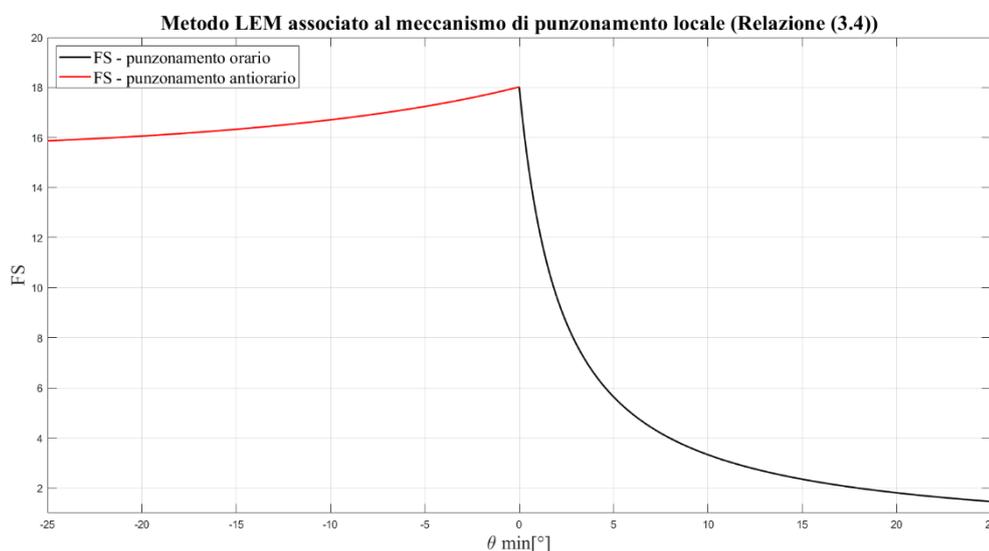


Figura 4.30: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 7).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.31 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.31.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.31.b).

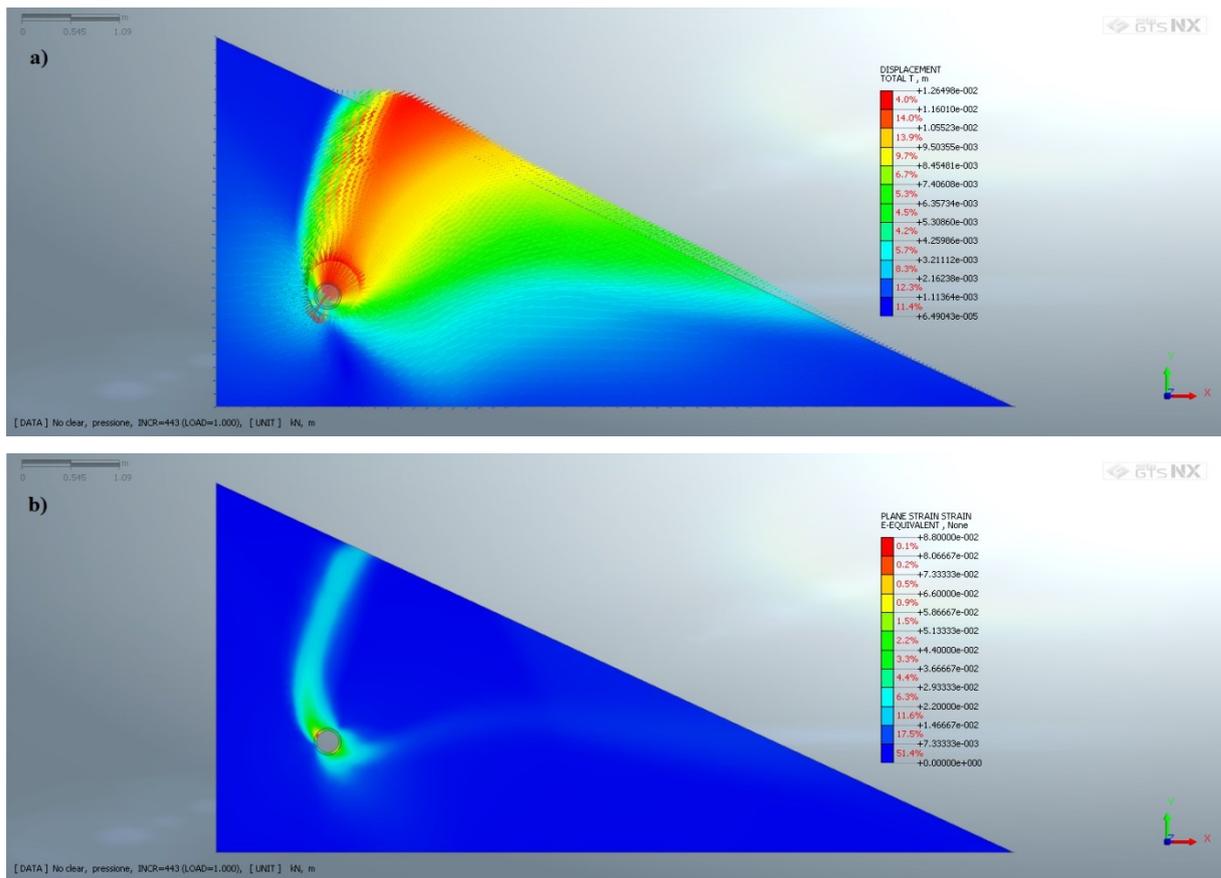


Figura 4.31: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 7).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 12457).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 199.5 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.28). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 11.40$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 635.5%.

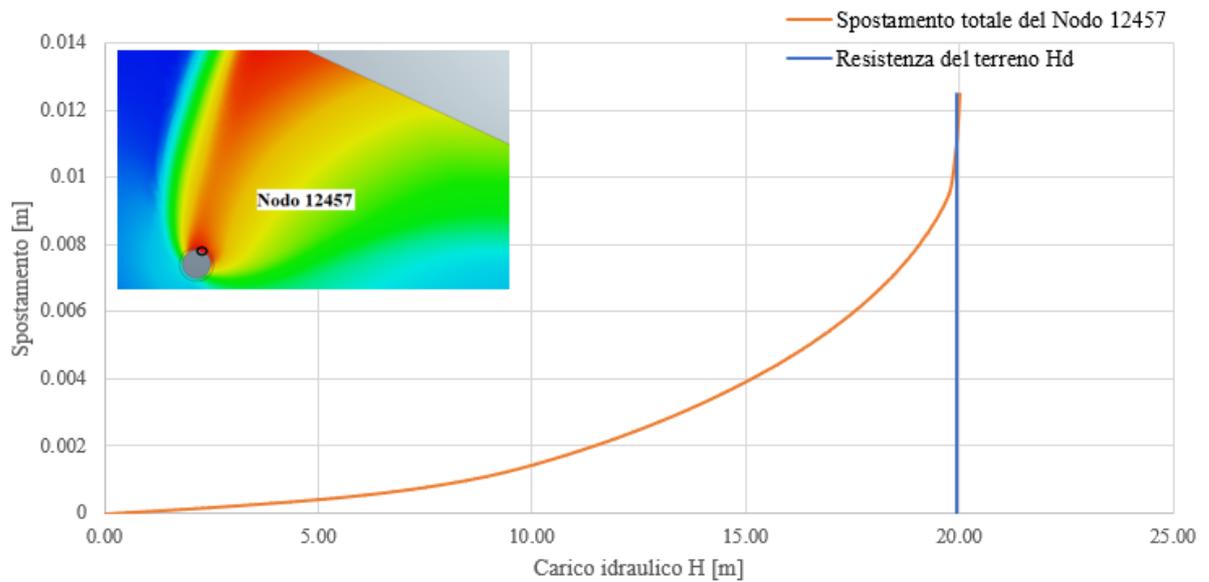


Figura 4.32: spostamento totale del nodo 12457 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 7).

Per l'analisi in esame non è possibile definire in maniera univoca un piano di rottura (Figura 4.33); si noti infatti come le deformazioni del terreno, visibili in Figura 4.31.b, siano concentrate solamente in corrispondenza del piano verticale L_{FEM}'' .

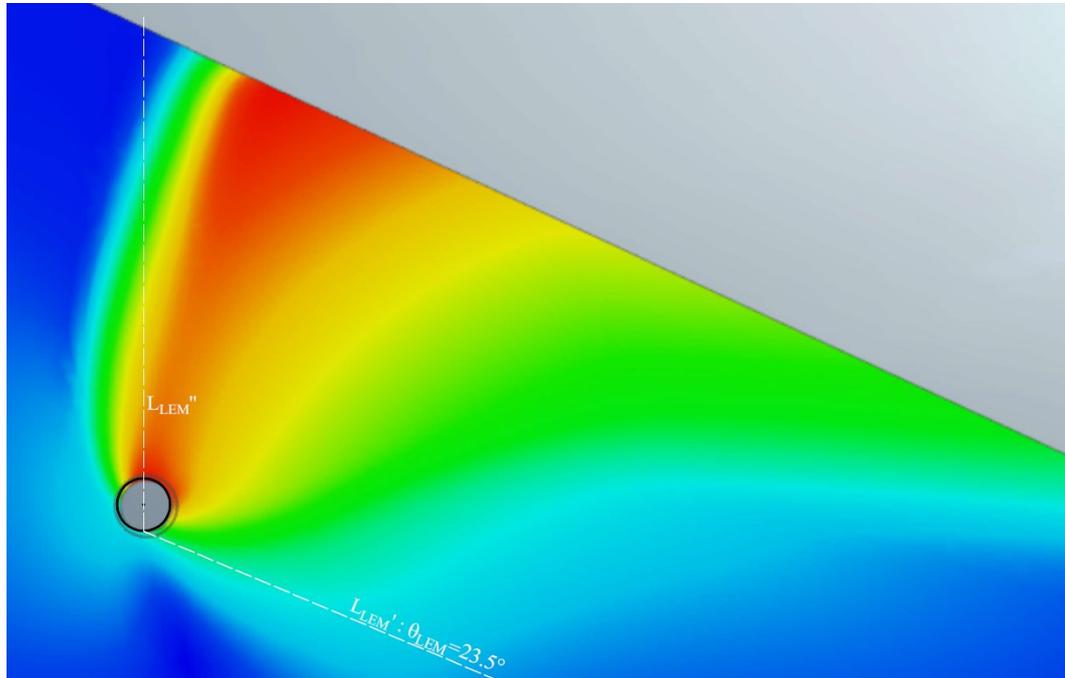


Figura 4.33: ingrandimento del cinematiso illustrato in Figura 4.31.a. Per l'analisi in esame non è possibile definire in maniera univoca un piano di rottura col metodo FEM e si riporta solamente il cinematiso di rottura assunto per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) (analisi 7).

4.2.2. Angolo di inclinazione $\beta=30^\circ$

L'angolo di inclinazione della scarpata lato campagna è stato assunto pari a $\beta=30^\circ$ nelle simulazioni di Tabella 4.2, numerate da 8) a 10). In tutte le casistiche esaminate all'interno di questo paragrafo la geometria dell'argine non danneggiato è la medesima, pertanto si riporta in seguito il risultato delle analisi di stabilità con lo SRM in termini di deformazioni a taglio, per l'individuazione della forma della superficie di scorrimento (Figura 4.34.a) e in termini di spostamento totale del terreno, per l'identificazione dell'intero volume potenzialmente instabile (Figura 4.34.b); il valore del Fattore di Sicurezza nei confronti del cinematismo individuato dalle analisi numeriche è indicato in Tabella 4.5.

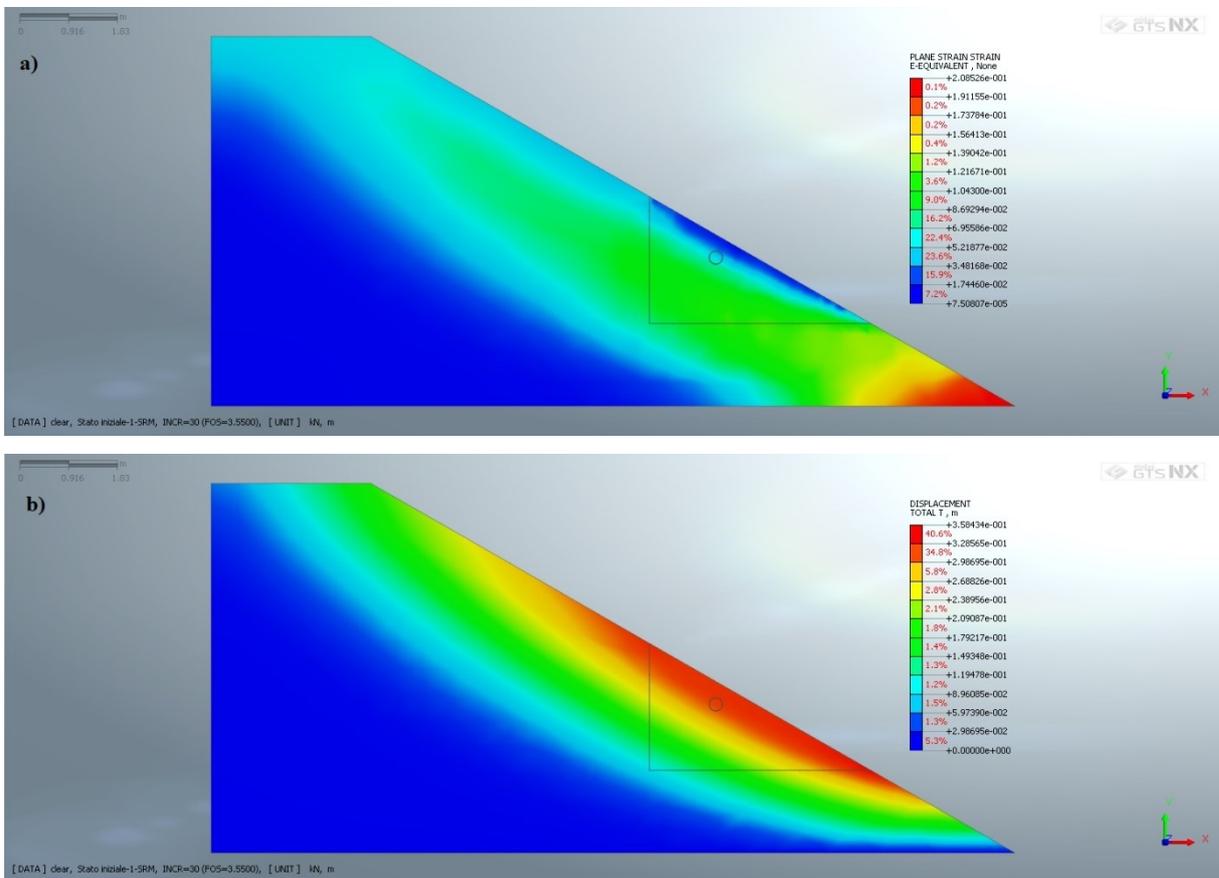


Figura 4.34: risultati delle analisi di stabilità con lo SRM per l'argine non danneggiato di inclinazione $\beta=30^\circ$, costituito dal materiale Argine 1, in termini di deformazioni a taglio (a) e di spostamento totale (b).

Tabella 4.5: Fattore di Sicurezza dell'argine non danneggiato di inclinazione $\beta=30^\circ$ nei confronti del cinematismo individuato dalle analisi numeriche (Fase 1 *Construction stage*).

	<u>Argine non danneggiato (Fase 1 <i>Construction stage</i>)</u>	
Numero Analisi FEM (Tab. 4.2):	<i>SRM</i>	
8) (B30-D025-L075-M1)	3.55	
9) (B30-D025-L100-M1)	3.55	
10) (B30-D025-L135-M1)	3.55	

La pendenza e i parametri di resistenza adottati per la porzione di argine analizzata sono sufficienti a garantire un FS $\gg 1$; si esclude quindi il manifestarsi di meccanismi di instabilità globale nella condizione di rilevato non danneggiato e si procede con la fase 2 del *Construction stage*, analizzando la stabilità dell'argine in presenza di una tana circolare a sviluppo longitudinale. In Tabella 4.6 sono indicati i valori del Fattore di Sicurezza nei confronti dei possibili cinematismi di rottura che si instaurano nel rilevato a seguito dell'eterogeneità introdotta dalla cavità, mentre in Figura 4.35 sono riportati i risultati delle modellazioni FEM in termini di spostamento totale della massa di terreno, a seconda del numero identificativo della simulazione.

Tabella 4.6: Fattore di Sicurezza dell'argine danneggiato di inclinazione $\beta=30^\circ$ nei confronti dei cinematismi di rottura che si possono instaurare nel rilevato a seguito dell'eterogeneità introdotta dalla cavità (Fase 2 *Construction stage*).

	<u>Argine danneggiato (Fase 2 <i>Construction stage</i>)</u>	
Numero Analisi FEM (Tab. 4.2):	<i>LEM - pendio indefinito</i>	<i>SRM</i>
8) (B30-D025-L075-M1)	1.53	1.33
9) (B30-D025-L100-M1)	1.40	1.33
10) (B30-D025-L135-M1)	1.30	1.31

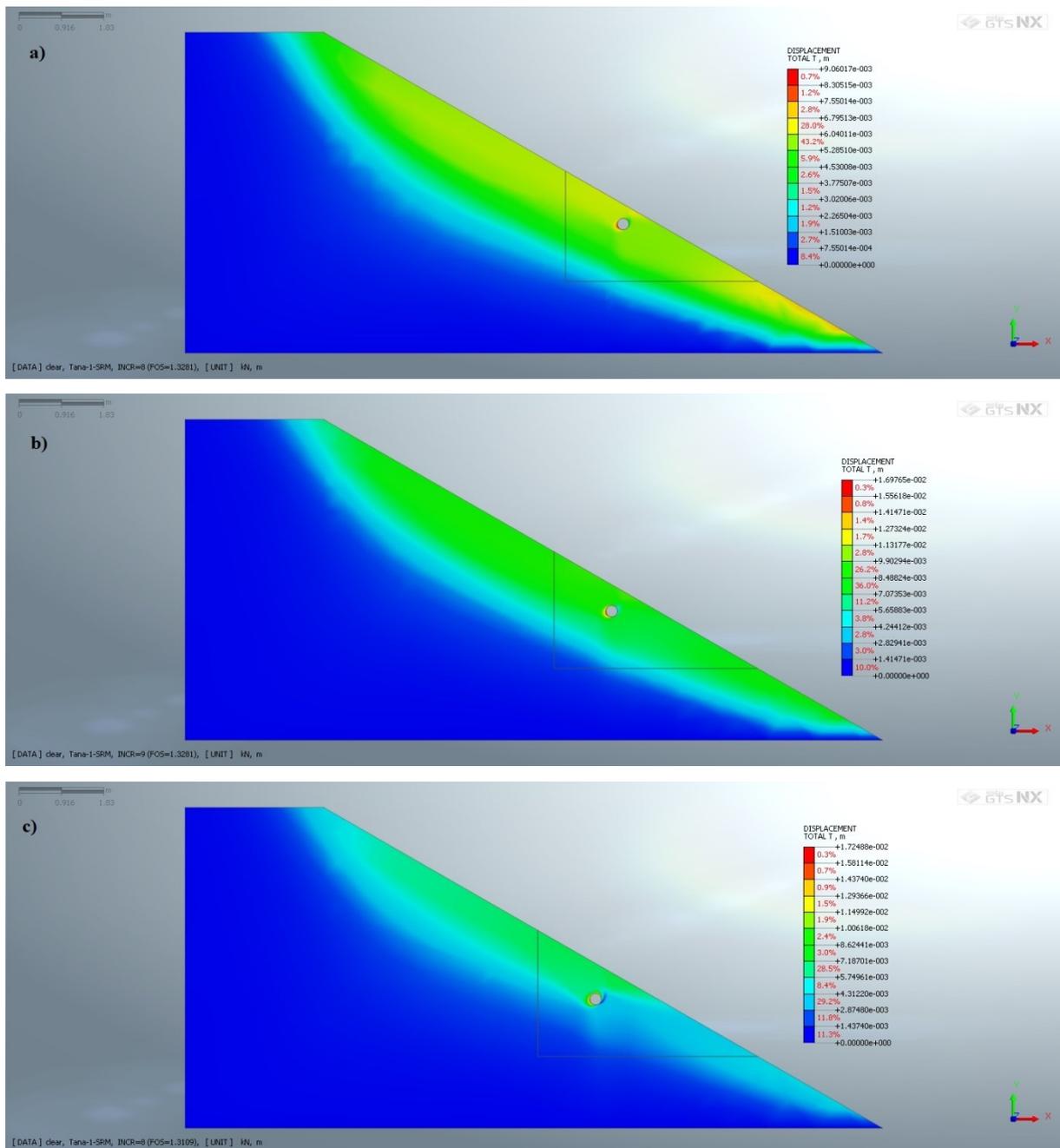


Figura 4.35: risultati delle analisi di stabilità con lo SRM per l'argine di inclinazione $\beta=30^\circ$ danneggiato dalla presenza della tana. (a) analisi 8, (b) analisi 9, (c) analisi 10.

Il Fattore di Sicurezza del paramento esterno per l'argine danneggiato è $FS > 1$ ed è quindi possibile introdurre la pressione idrostatica all'interno della cavità. I risultati delle modellazioni FEM eseguite in ambito statico per simulare numericamente il meccanismo di punzonamento locale sono illustrati in seguito.

a. **ANALISI NUMERO 8 (B30-D025-L075-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.36). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong -9.7^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta} = 0.81$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = [-10^\circ; 0^\circ]$.

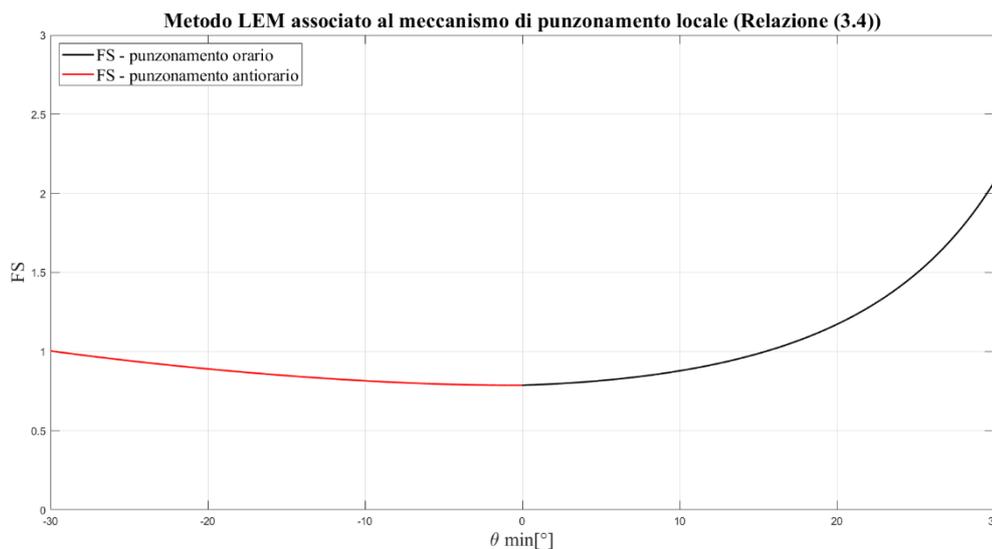


Figura 4.36: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 8).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.37 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.37.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.37.b).

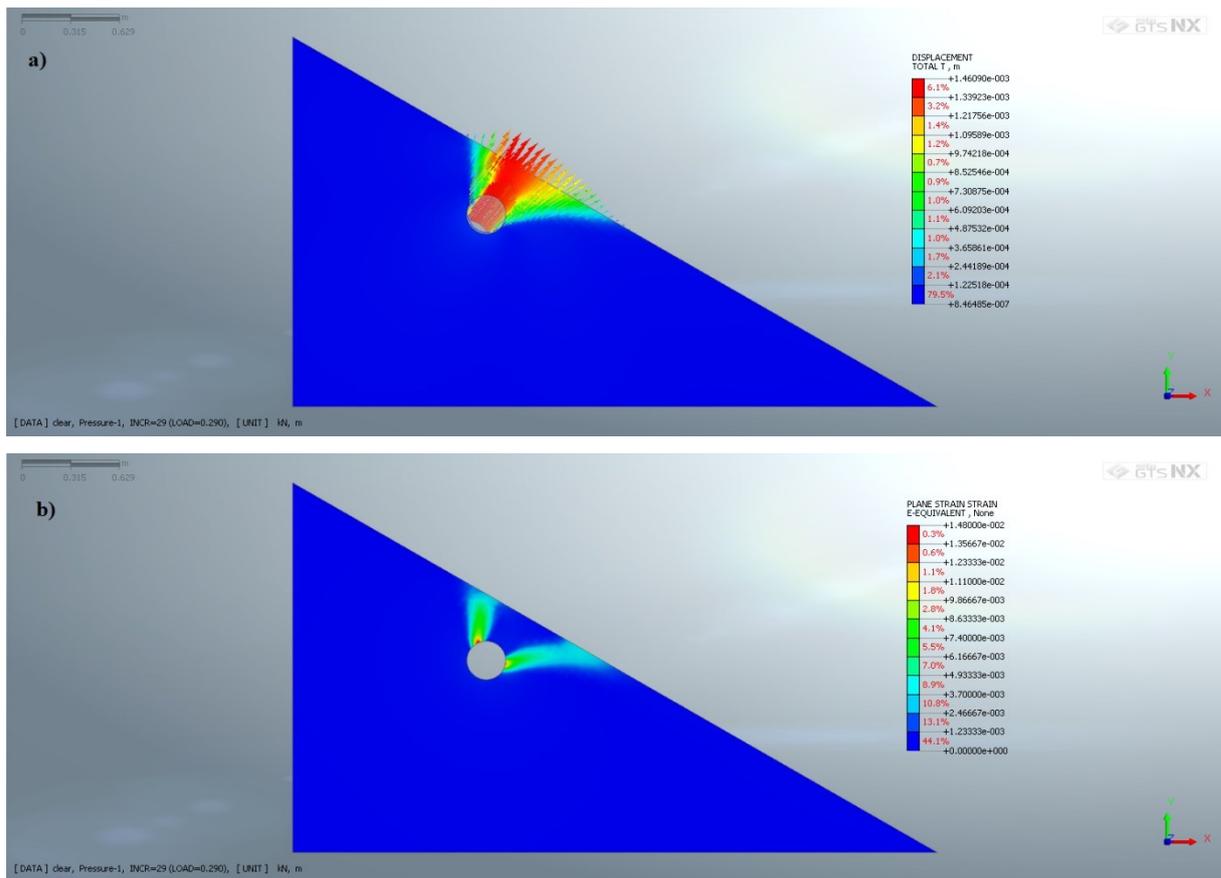


Figura 4.37: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 8).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 4118).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 14.50 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.38). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 0.83$, con uno scostamento percentuale rispetto a $FS_{crit, \theta}$ del 1.85%.

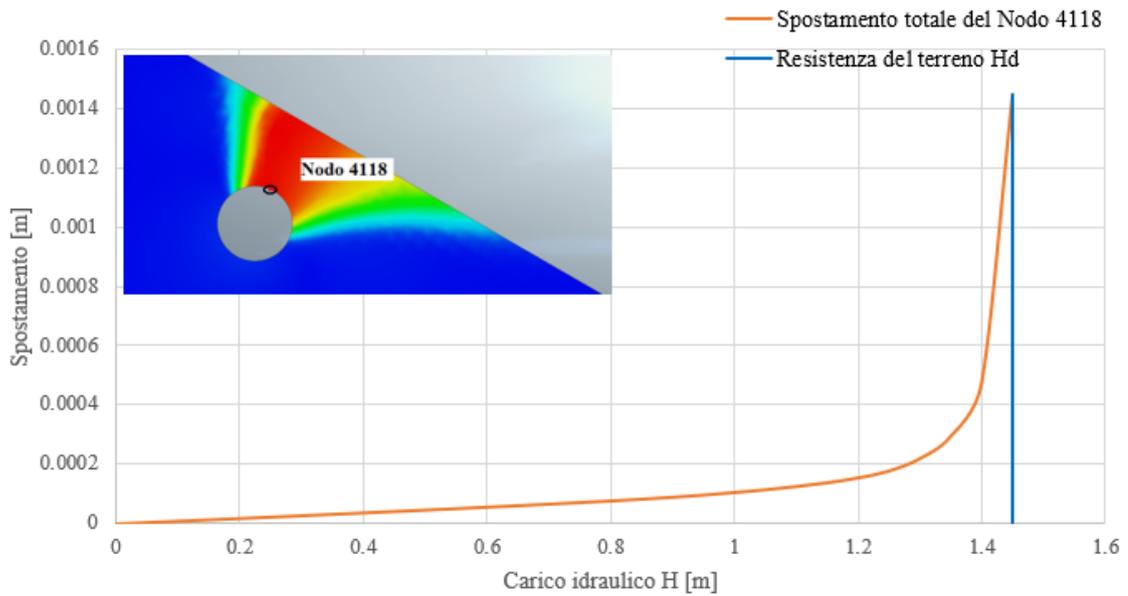


Figura 4.38: spostamento totale del nodo 4118 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 8).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = -6^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.39; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

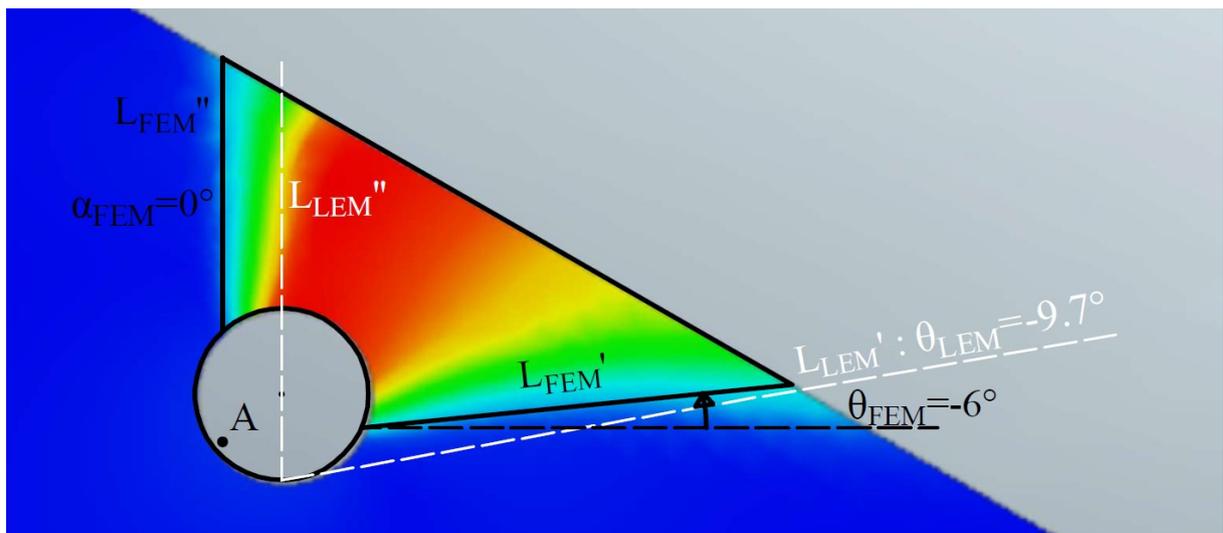


Figura 4.39: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.37.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 8).

b. **ANALISI NUMERO 9 (B30-D025-L100-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.40). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong -10.7^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta} = 1.25$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = [-15^\circ; 0^\circ]$.

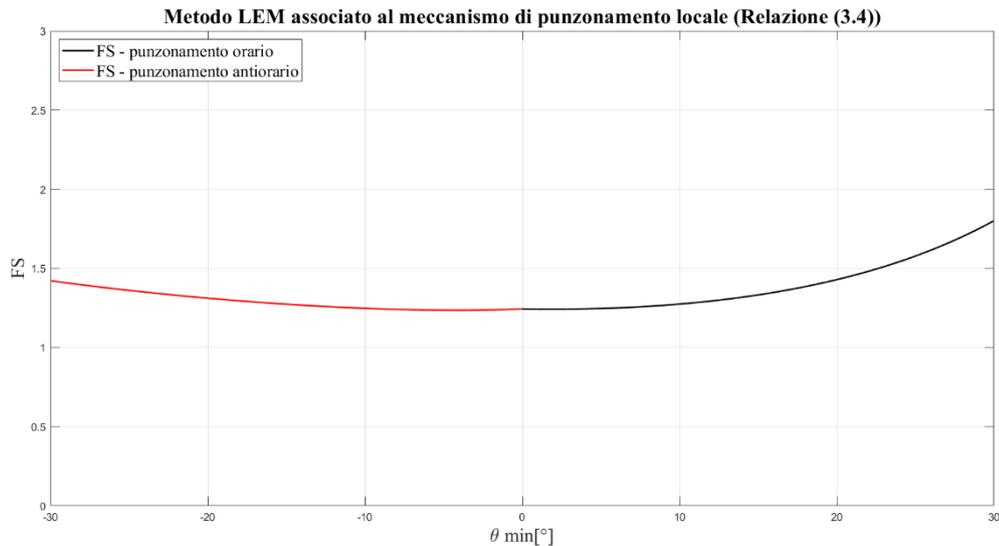


Figura 4.40: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 9).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.41 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.41.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.41.b).

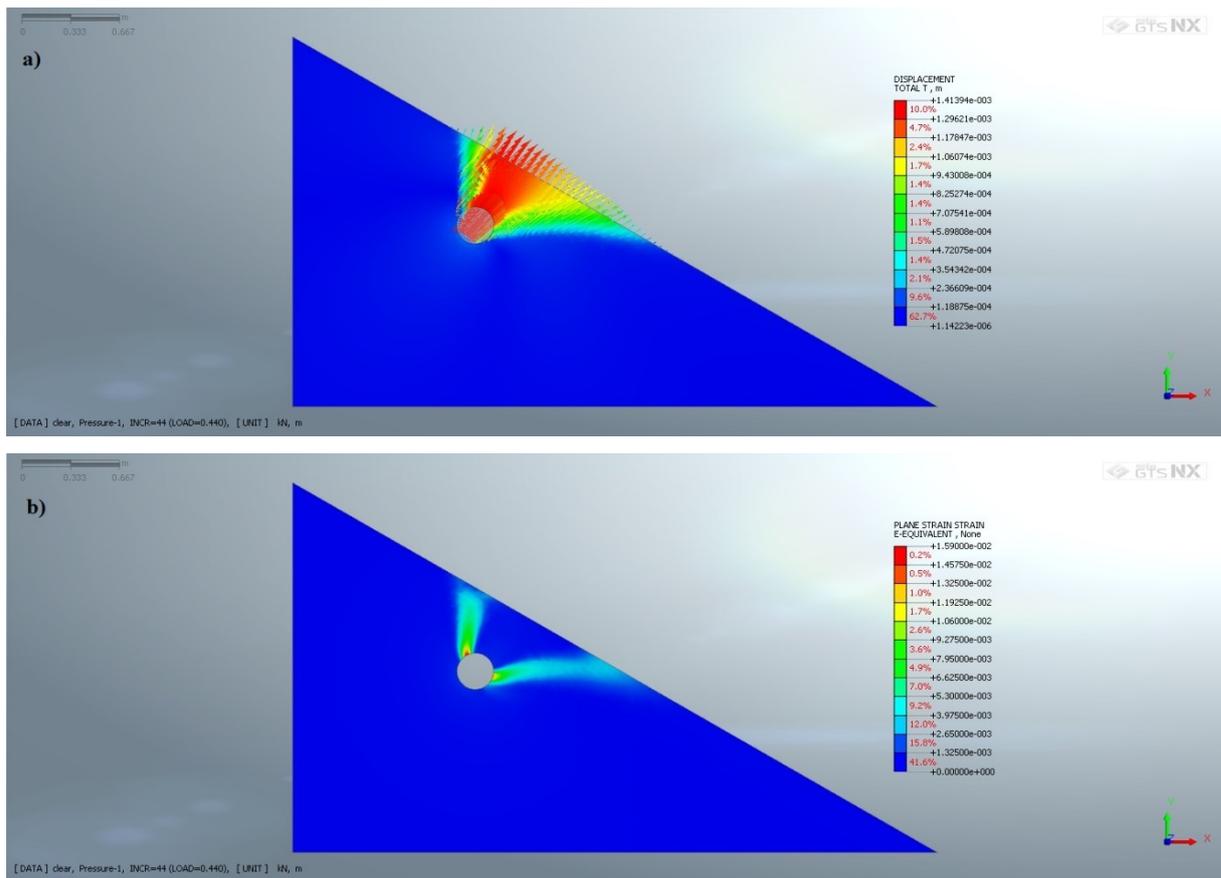


Figura 4.41: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 9).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 6487).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 22 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.42). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.26$, con uno scostamento percentuale rispetto a $FS_{crit, \theta}$ del 0.60%.

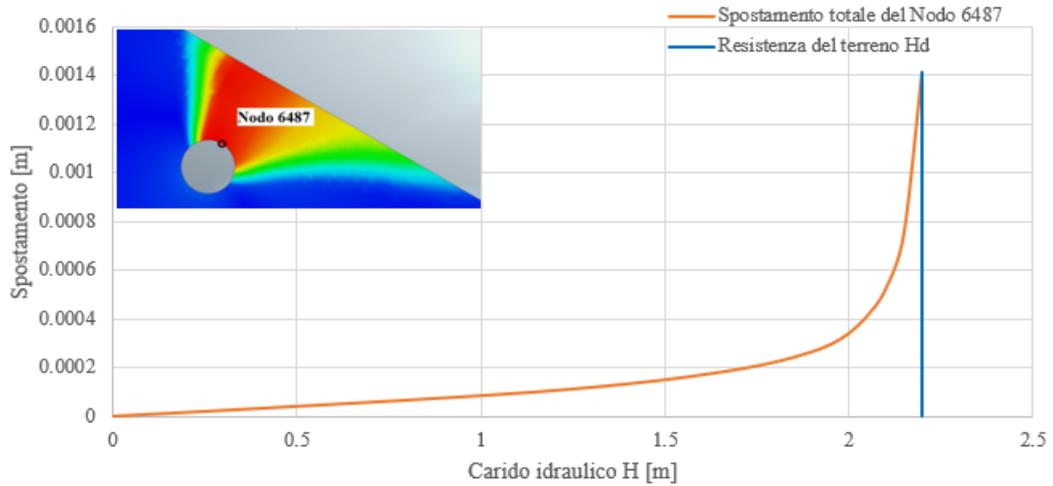


Figura 4.42: spostamento totale del nodo 6487 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 9).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = -3^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.43; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}' = L_V$).

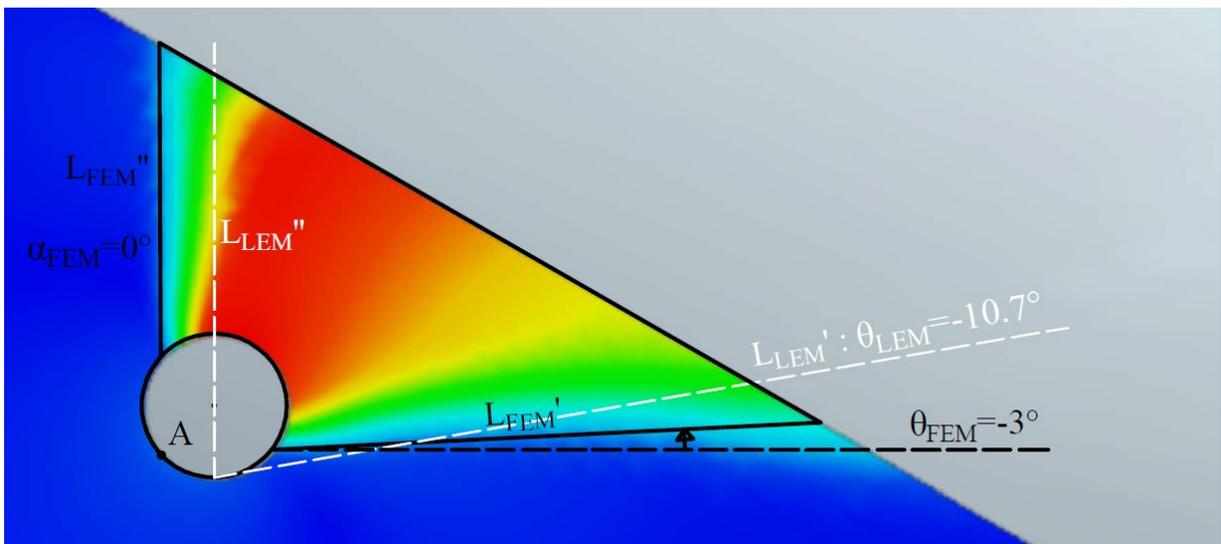


Figura 4.43: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.41.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 9).

c. **ANALISI NUMERO 10 (B30-D025-L135-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione oraria del piano di rottura (Figura 4.44). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 21.5^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+} = 1.61$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = [20^\circ; 30^\circ]$.

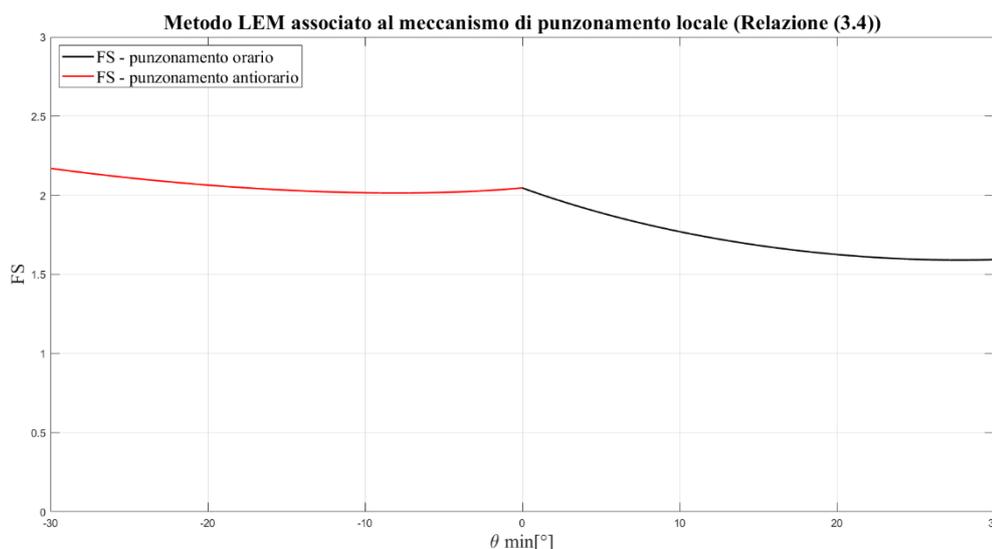


Figura 4.44: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 10).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.45 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.45.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.45.b).

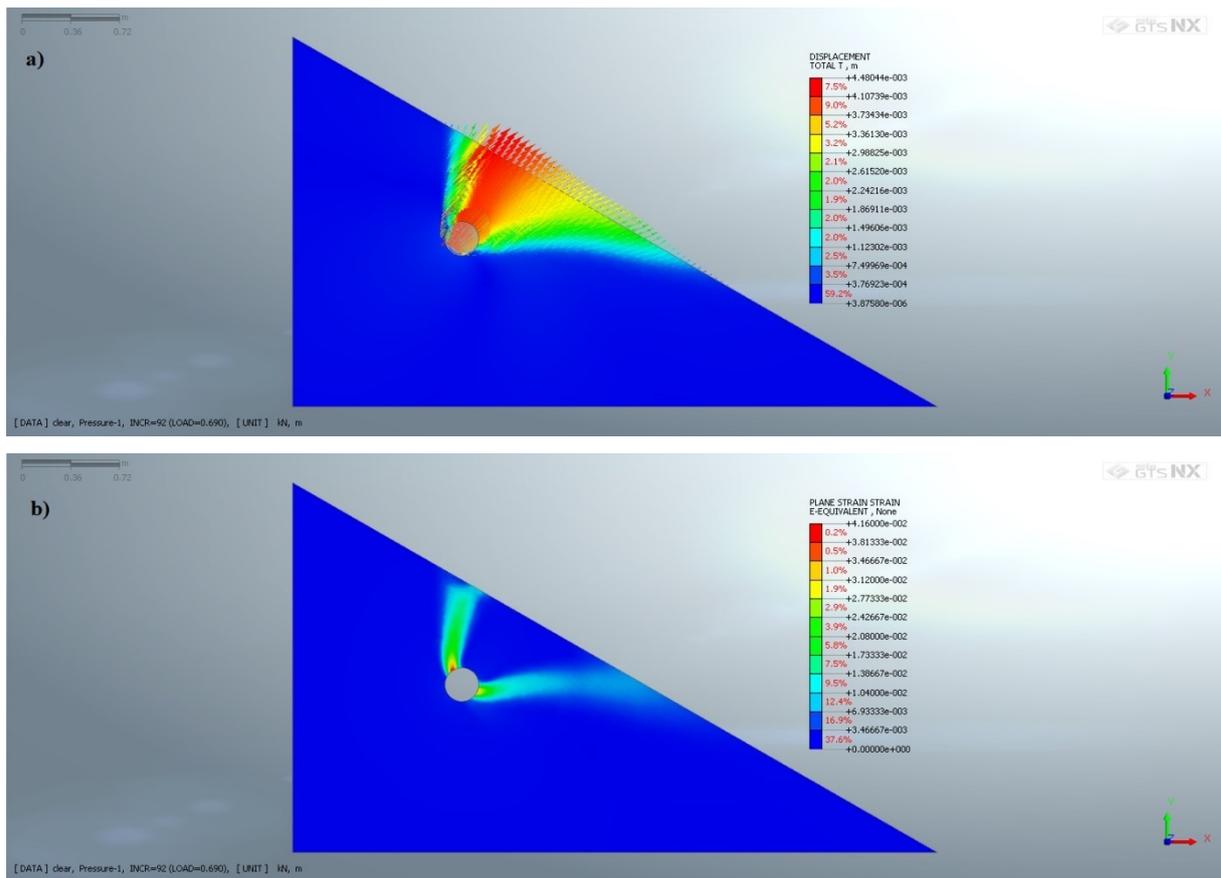


Figura 4.45: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 10).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 6490).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 34.5 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.46). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.97$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 22.2%.

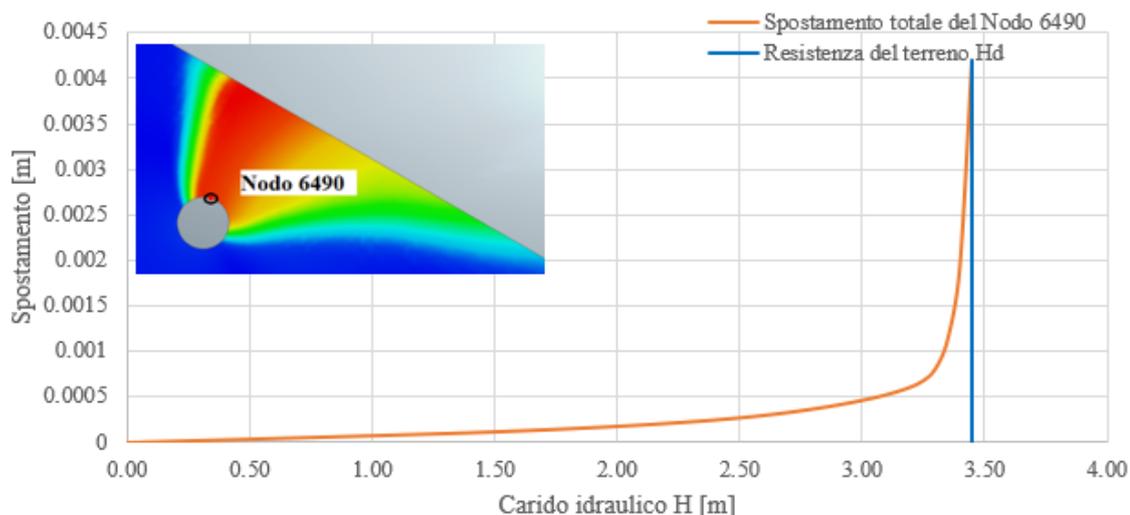


Figura 4.46: spostamento totale del nodo 6487 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 10).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = 5^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con θ_{FEM} che non appartiene a S , mentre il piano L_{FEM}'' è verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.47; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

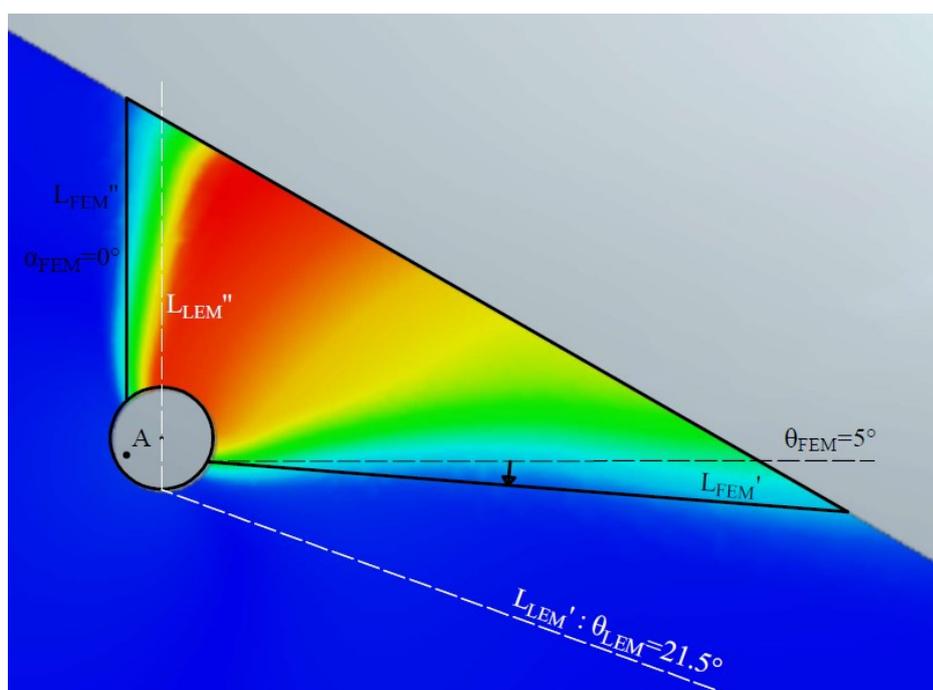


Figura 4.47: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.45.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 10).

4.2.3. Angolo di inclinazione $\beta=35^\circ$

L'angolo di inclinazione della scarpata lato campagna è stato assunto pari a $\beta=35^\circ$ nelle simulazioni di Tabella 4.2, numerate da 11) a 15). In tutte le casistiche esaminate all'interno di questo paragrafo la geometria dell'argine non danneggiato è la medesima, pertanto si riporta in seguito il risultato delle analisi di stabilità con lo SRM in termini di deformazioni a taglio, per l'individuazione della forma della superficie di scorrimento (Figura 4.48.a) e in termini di spostamento totale del terreno, per l'identificazione dell'intero volume potenzialmente instabile (Figura 4.48.b); il valore del Fattore di Sicurezza nei confronti del cinematismo individuato dalle analisi numeriche è indicato in Tabella 4.7.

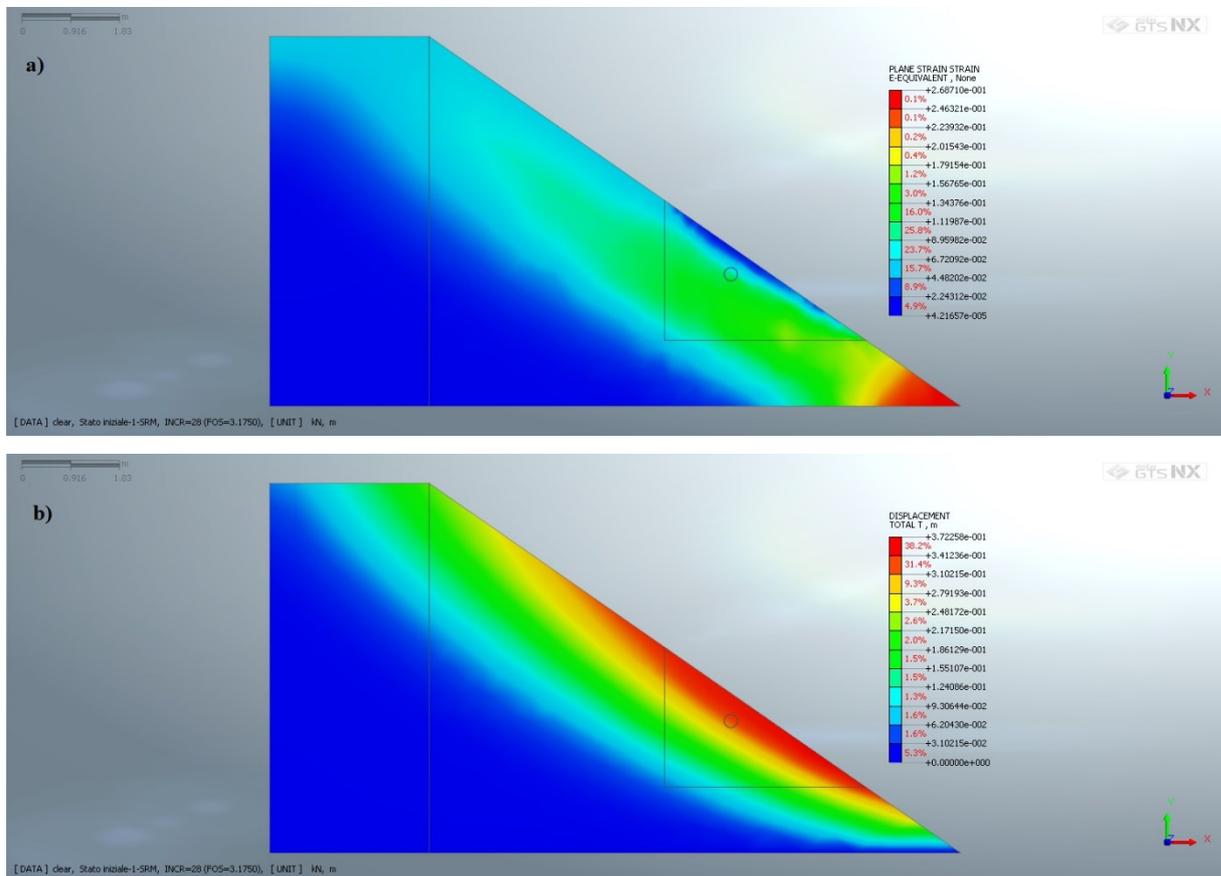


Figura 4.48: risultati delle analisi di stabilità con lo SRM per l'argine non danneggiato di inclinazione $\beta=35^\circ$, costituito dal materiale Argine 1, in termini di deformazioni a taglio (a) e di spostamento totale (b).

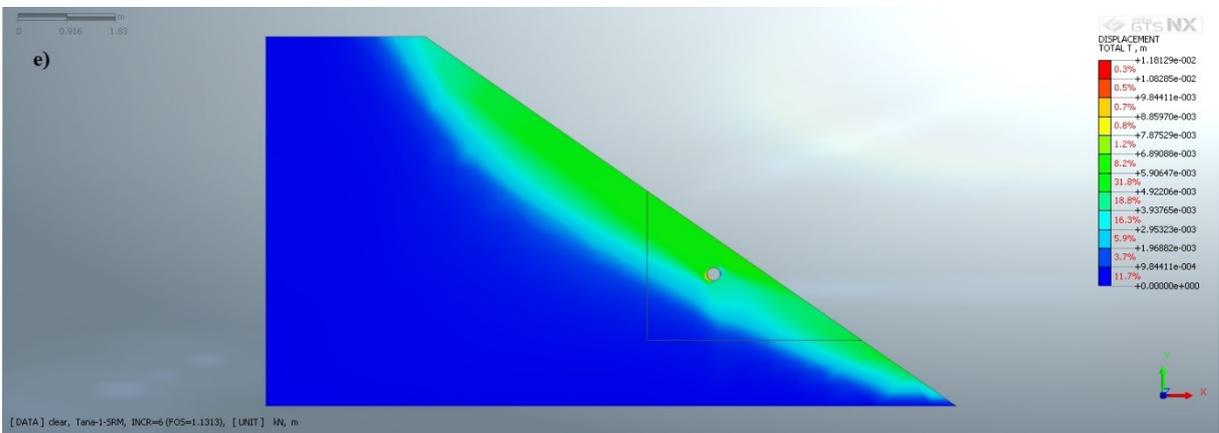
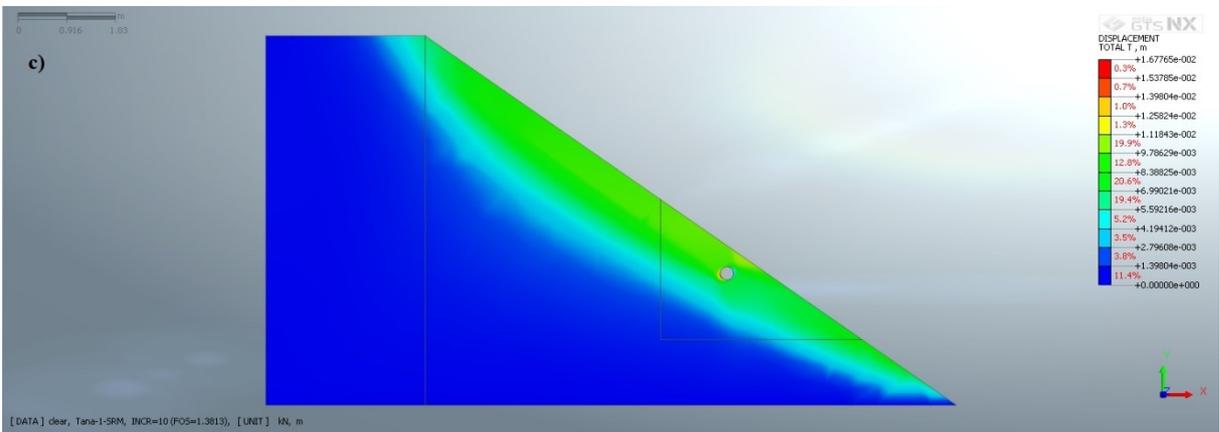
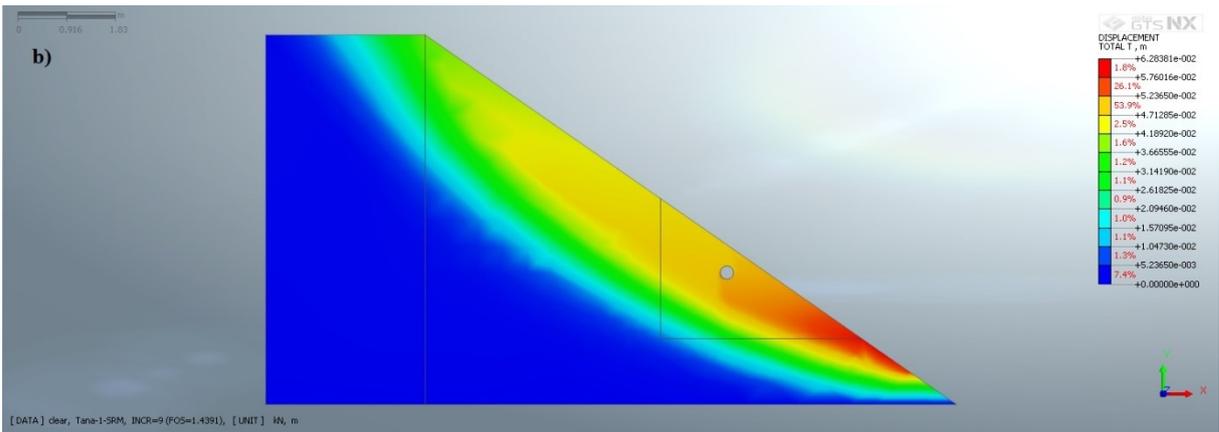
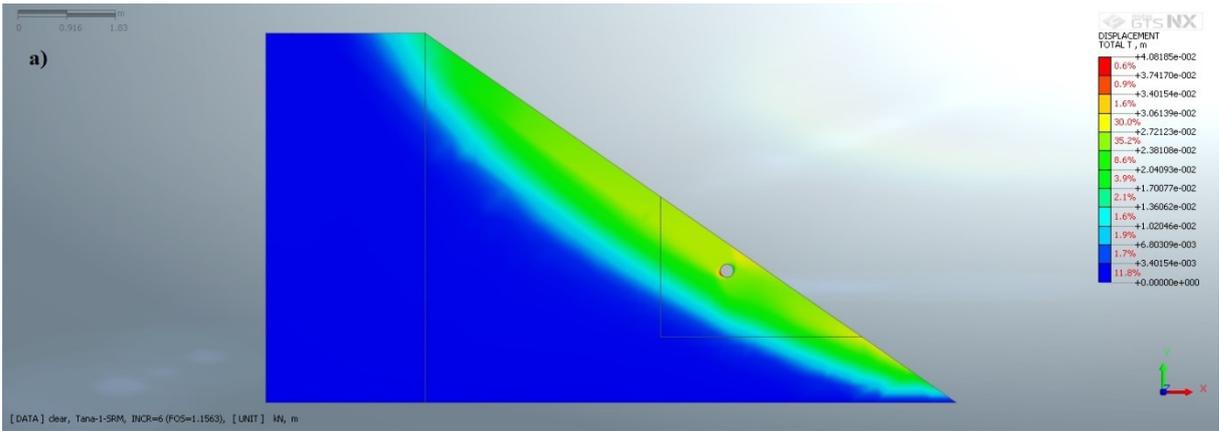
Tabella 4.7: Fattore di Sicurezza dell'argine non danneggiato di inclinazione $\beta=35^\circ$ nei confronti del cinematismo di scorrimento individuato dalle analisi numeriche (Fase 1 *Construction stage*).

Numero Analisi FEM (Tab. 4.2):	Argine non danneggiato (Fase 1 <i>Construction stage</i>)	
	SRM	
11) (B35-D025-L075-M1)	3.18	
12) (B35-D025-L075-M2)	3.75	
13) (B35-D025-L075-M3)	3.25	
14) (B35-D025-L100-M1)	3.18	
15) (B35-D025-L120-M1)	3.18	

La pendenza e i parametri di resistenza adottati per la porzione di argine analizzata sono sufficienti a garantire un FS $\gg 1$; si esclude quindi il manifestarsi di meccanismi di instabilità globale nella condizione di rilevato non danneggiato e si procede con la fase 2 del *Construction stage*, analizzando la stabilità dell'argine in presenza di una tana circolare a sviluppo longitudinale. In tabella 4.8 sono indicati i valori del Fattore di Sicurezza nei confronti dei possibili cinematismi di rottura che si instaurano nel rilevato a seguito dell'eterogeneità introdotta dalla cavità, mentre in Figura 4.49 sono riportati i risultati delle modellazioni FEM in termini di spostamento totale della massa di terreno, a seconda del numero identificativo della simulazione.

Tabella 4.8: Fattore di Sicurezza dell'argine danneggiato di inclinazione $\beta=35^\circ$ nei confronti dei cinematismi di rottura che si possono instaurare nel rilevato a seguito dell'eterogeneità introdotta dalla cavità (Fase 2 *Construction stage*).

Numero Analisi FEM (Tab. 4.2):	Argine danneggiato (Fase 2 <i>Construction stage</i>)	
	LEM - pendio indefinito	SRM
11) (B35-D025-L075-M1)	1.23	1.16
12) (B35-D025-L075-M2)	1.84	1.44
13) (B35-D025-L075-M3)	1.30	1.38
14) (B35-D025-L100-M1)	1.13	1.13
15) (B35-D025-L120-M1)	1.08	1.06



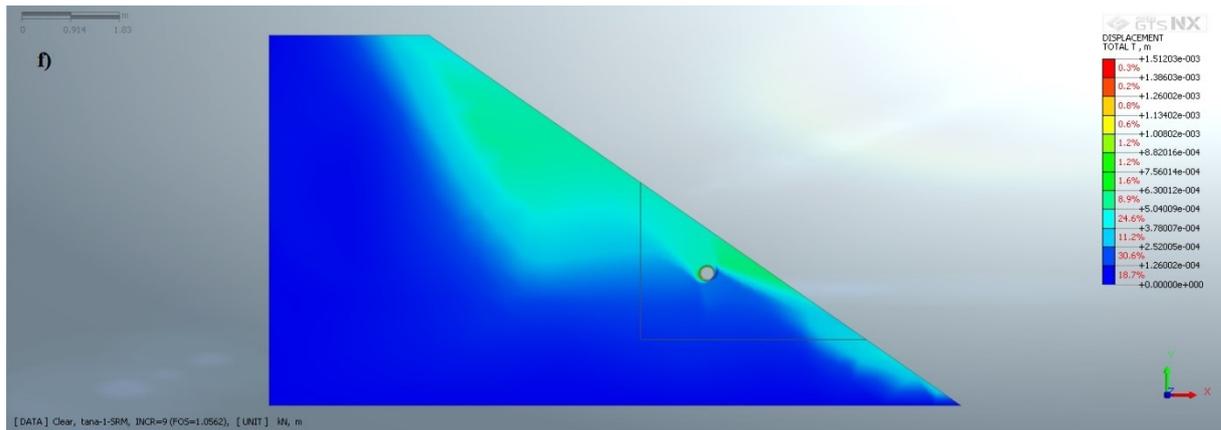


Figura 4.49: risultati delle analisi di stabilità con lo SRM per l'argine di inclinazione $\beta=35^\circ$ danneggiato dalla presenza della tana. (a) analisi 11, (b) analisi 12, (c) analisi 13, (d) analisi 14, (e) analisi 15.

Il Fattore di Sicurezza del paramento esterno per l'argine danneggiato è $FS > 1$ ed è quindi possibile introdurre la pressione idrostatica all'interno della cavità. I risultati delle modellazioni FEM eseguite in ambito statico per simulare numericamente il meccanismo di punzonamento locale sono illustrati in seguito.

a. **ANALISI NUMERO 11 (B35-D025-L075-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione oraria del piano di rottura (Figura 4.50). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 8.6^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+} = 0.89$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = (0^\circ; 11^\circ]$.

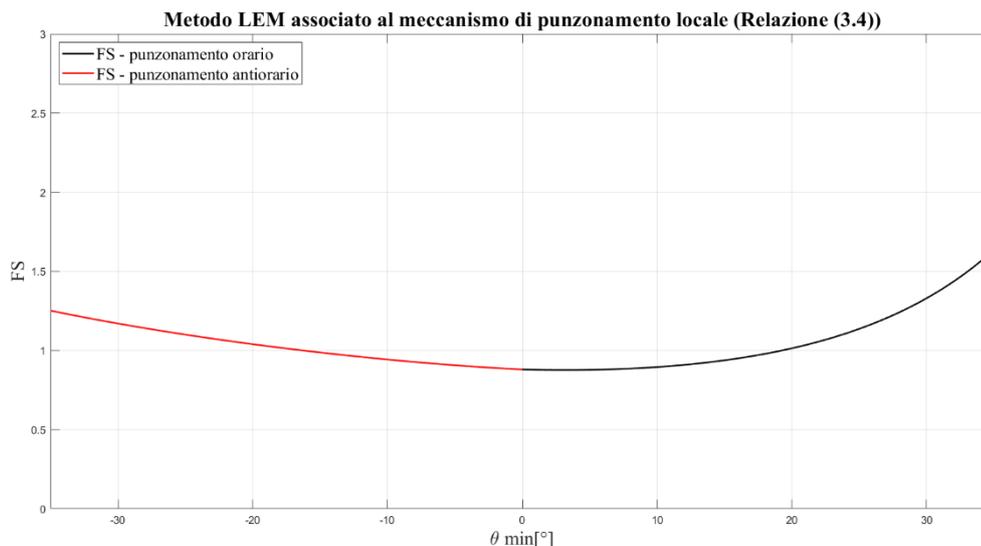


Figura 4.50: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 11).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.51 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.51.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.51.b).

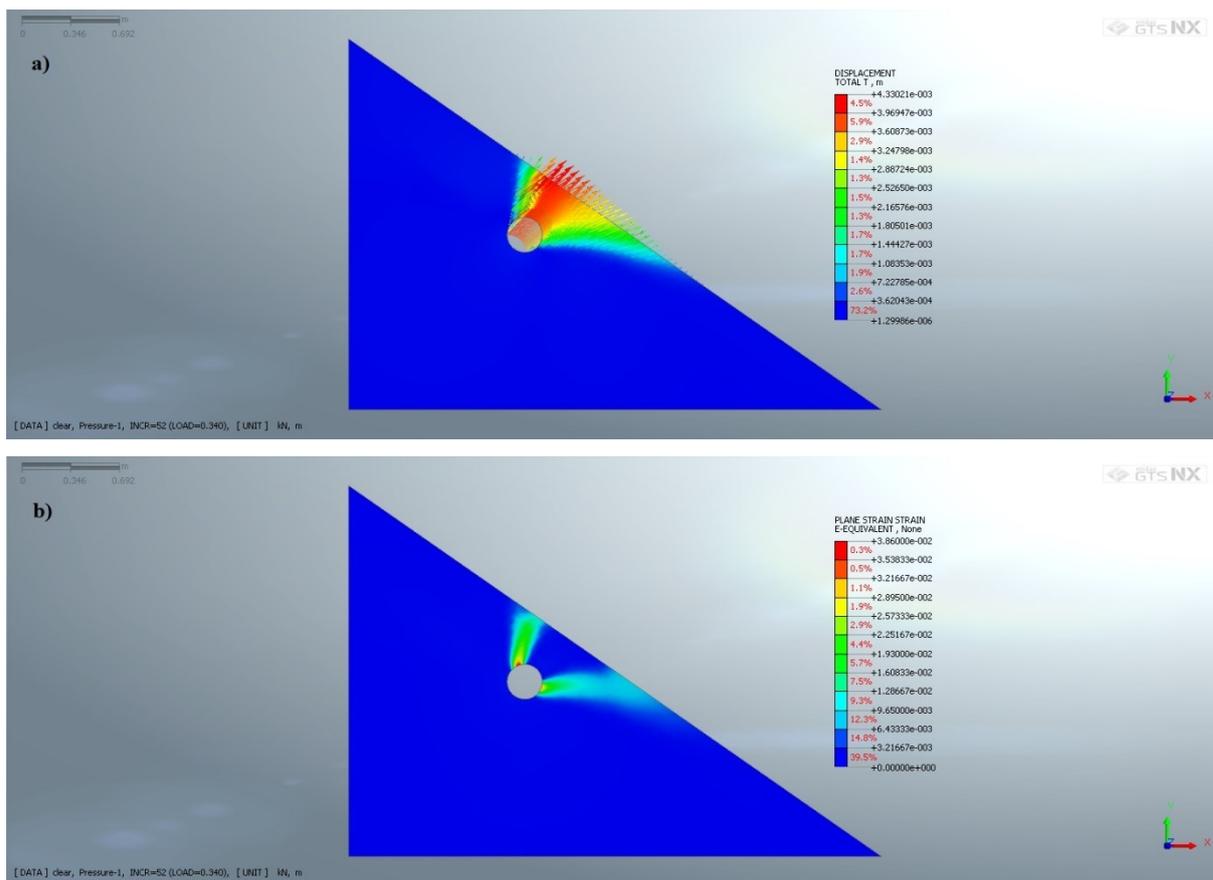


Figura 4.51: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 11).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana. Nelle analisi numero 11, 12 e 13 la geometria dell'argine danneggiato è la medesima (vengono modificati solamente i parametri di resistenza del materiale costituente il rilevato) e per tale motivo si considerano, in tutte queste casistiche, le traslazioni totali associate al nodo 1623.

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 17 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.52). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 0.97$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 9.15%.

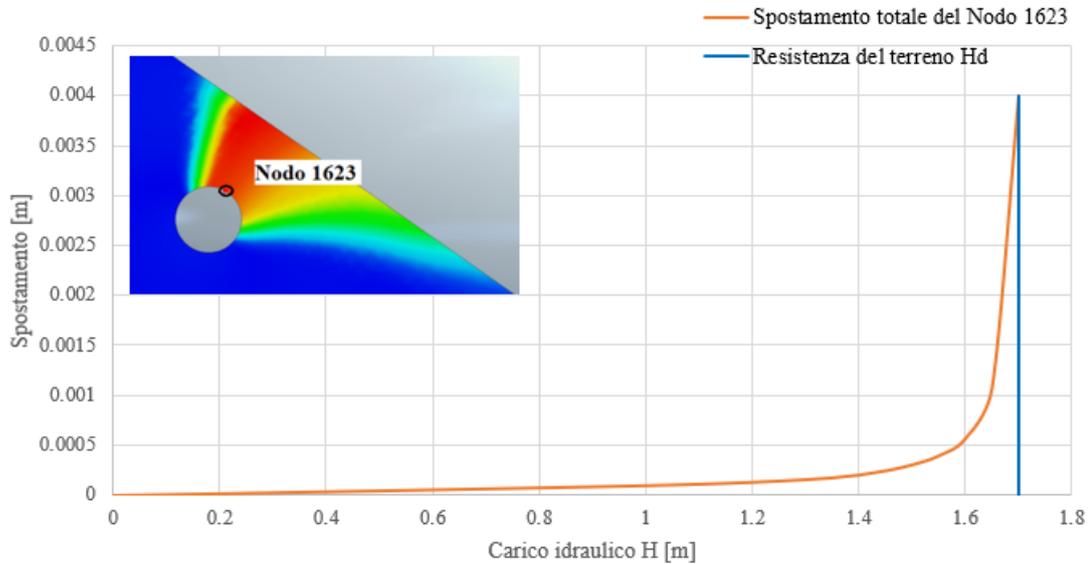


Figura 4.52: spostamento totale del nodo 1623 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 11).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = 8^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è inclinato di un angolo $\alpha_{FEM} = 8^\circ$ orario rispetto alla direzione verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.53; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

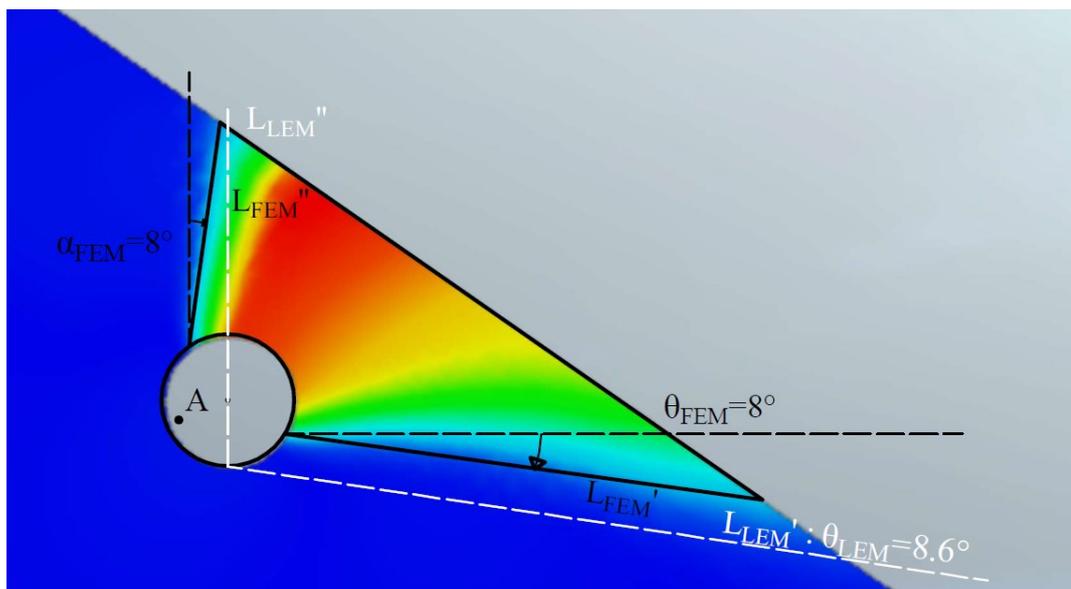


Figura 4.53: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.51.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 11).

b. ANALISI NUMERO 12 (B35-D025-L075-M2):

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.54). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong -12.3^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta} = 1.38$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S = [-18^\circ; 0^\circ]$.

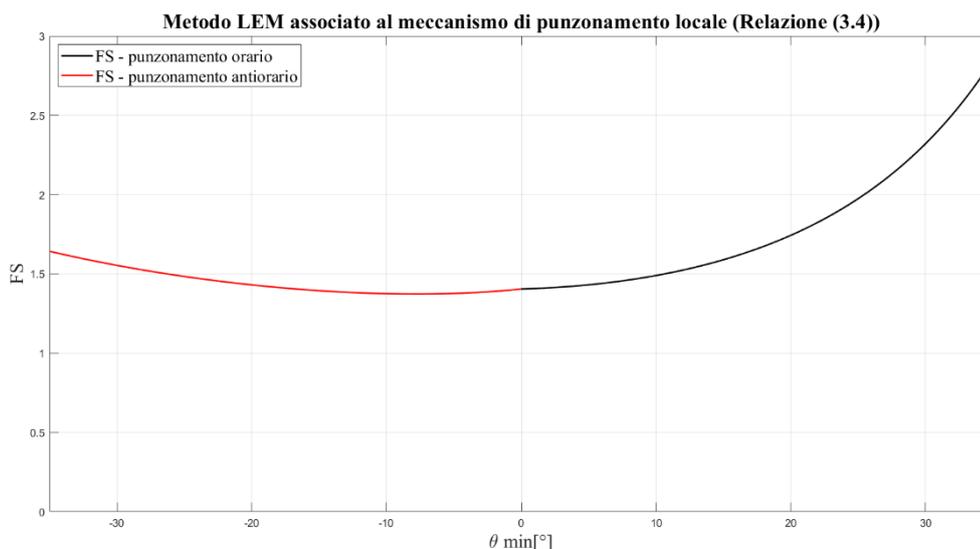


Figura 4.54: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 12).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.55 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.55.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.55.b).

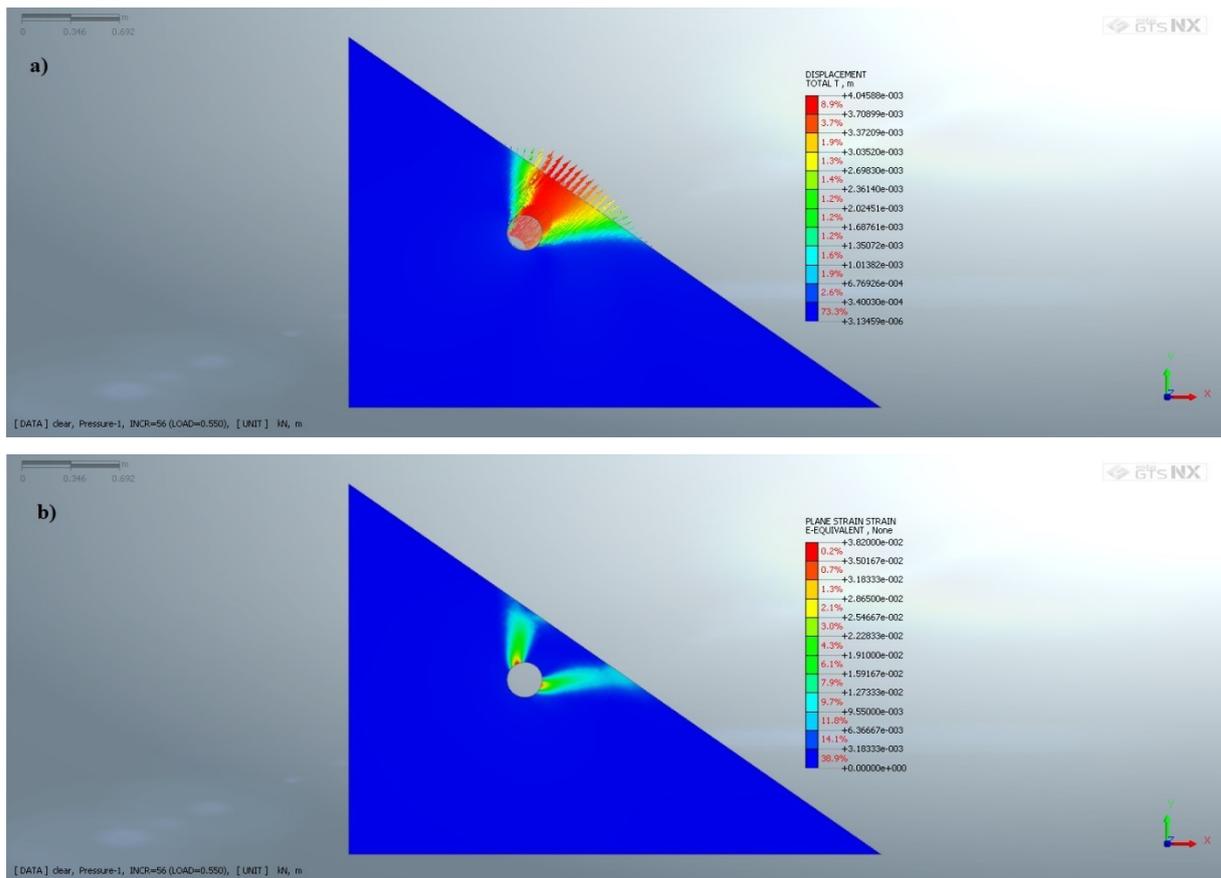


Figura 4.55: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 12).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 27.5 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.56). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.57$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^-} del 13.9%.

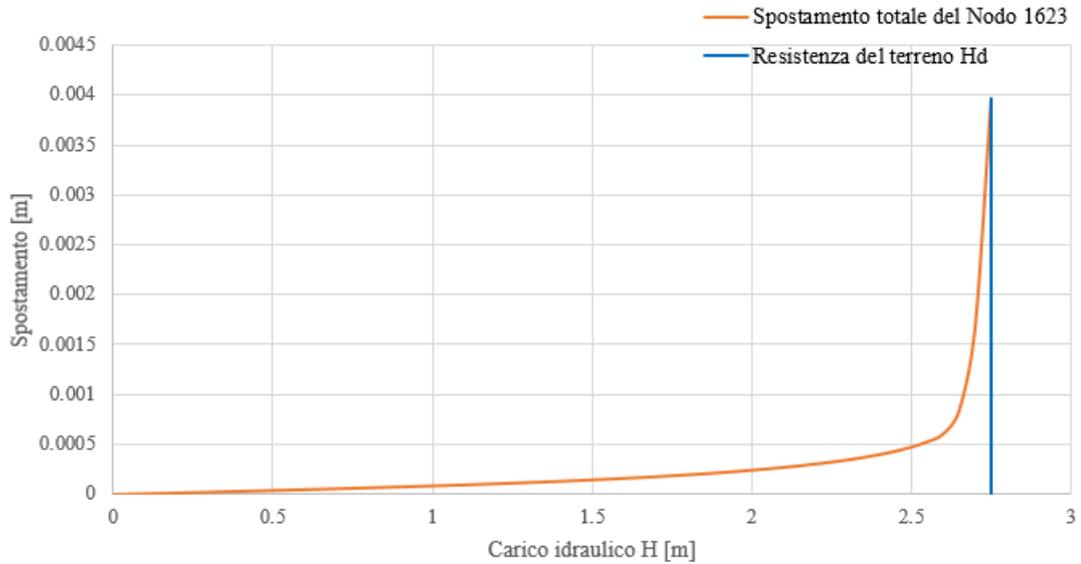


Figura 4.56: spostamento totale del nodo 1623 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 12).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = -7^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.57; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

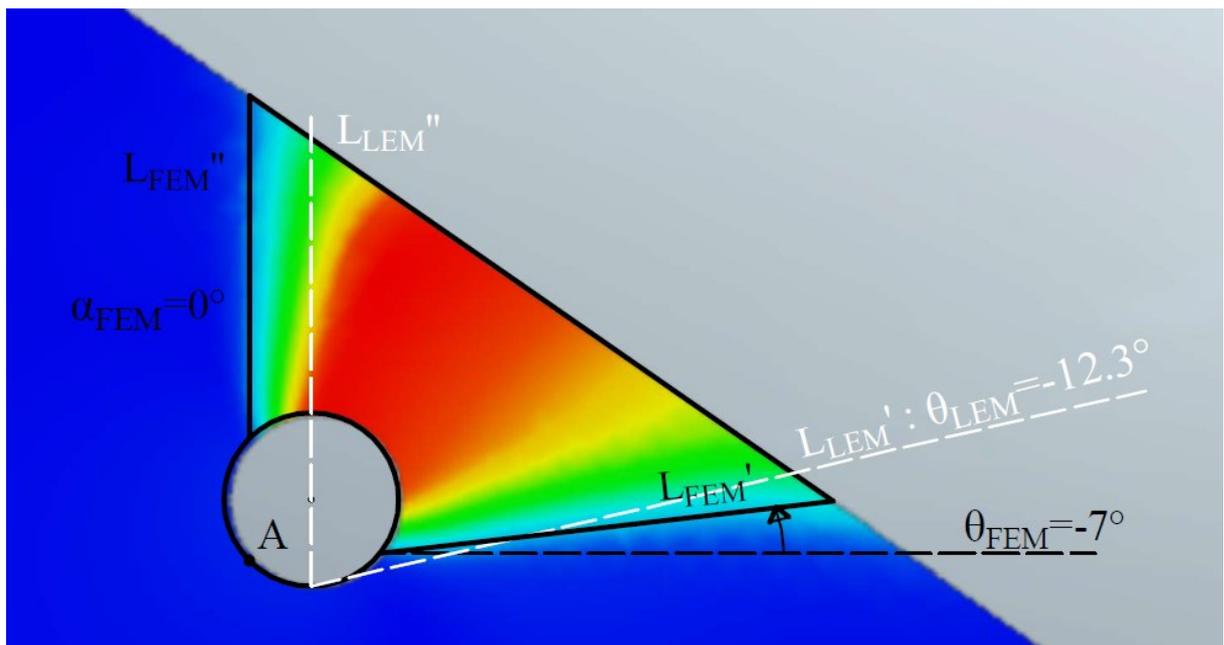


Figura 4.57: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.11.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 12).

c. **ANALISI NUMERO 13 (B35-D025-L075-M3):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.58). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 10^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+}=1.03$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S=(0^\circ; 12^\circ]$.

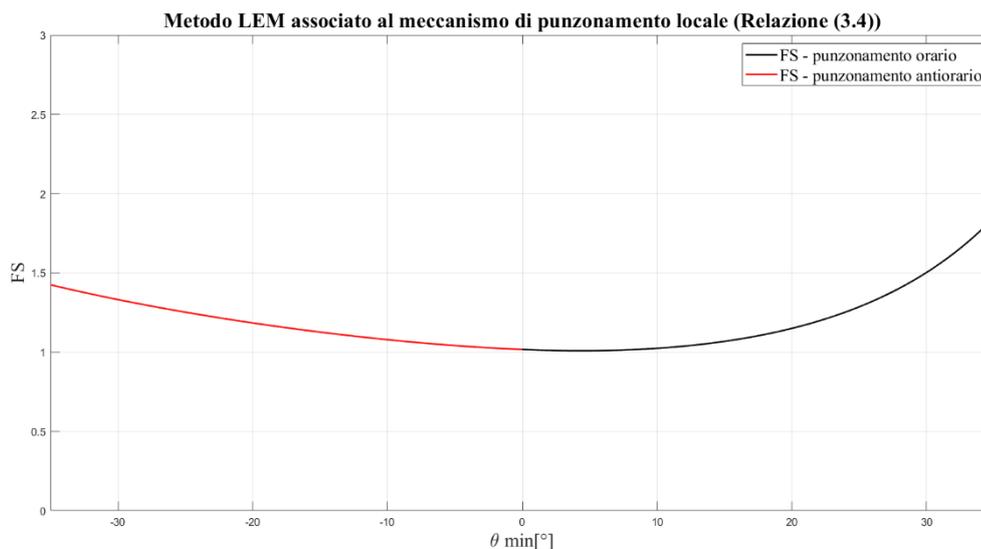


Figura 4.58: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 13).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.59 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.59.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.59.b).

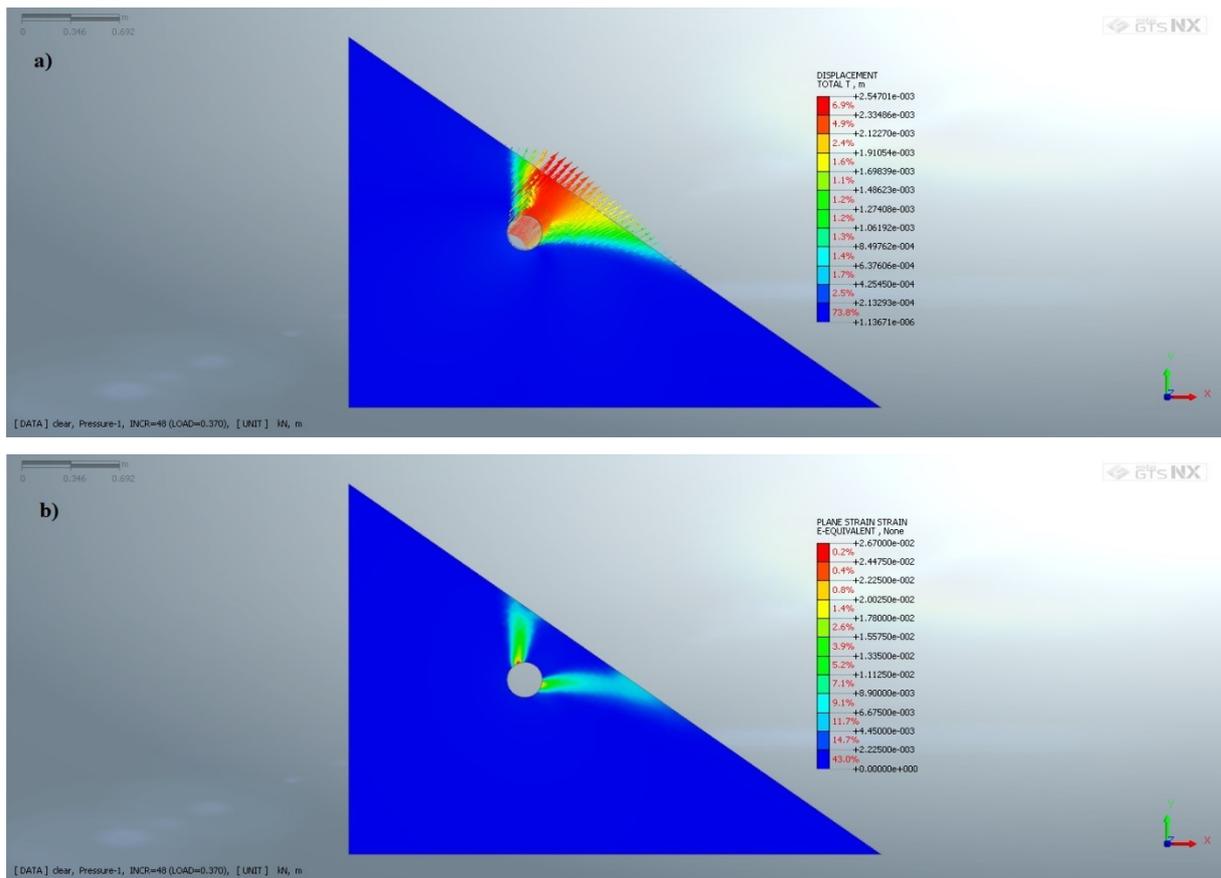


Figura 4.59: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 13).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 18.5 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.60). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.06$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 3.17%.

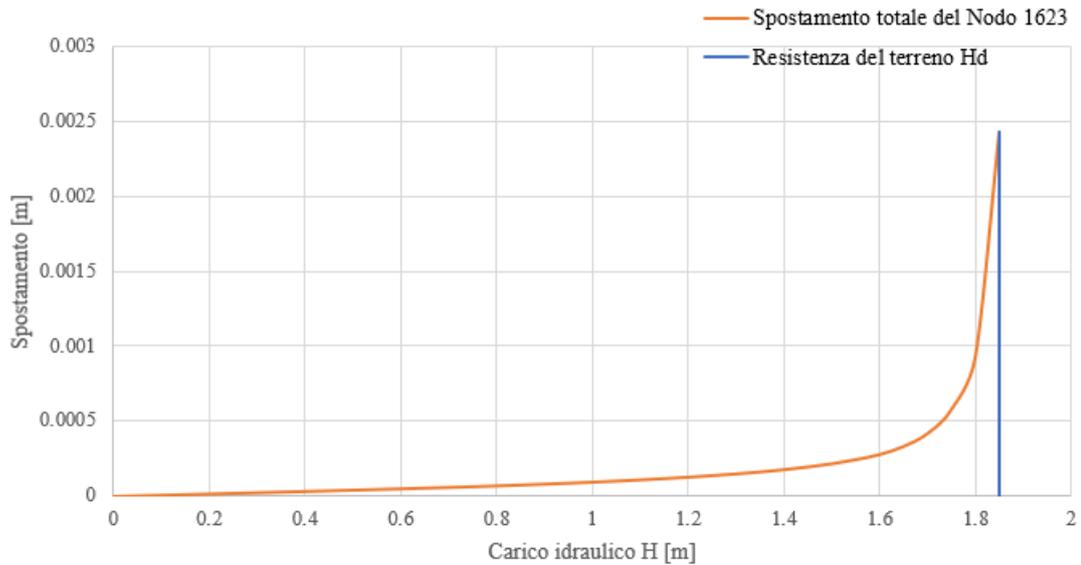


Figura 4.60: spostamento totale del nodo 1623 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 13).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = 8^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.17; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}' = L_V$).

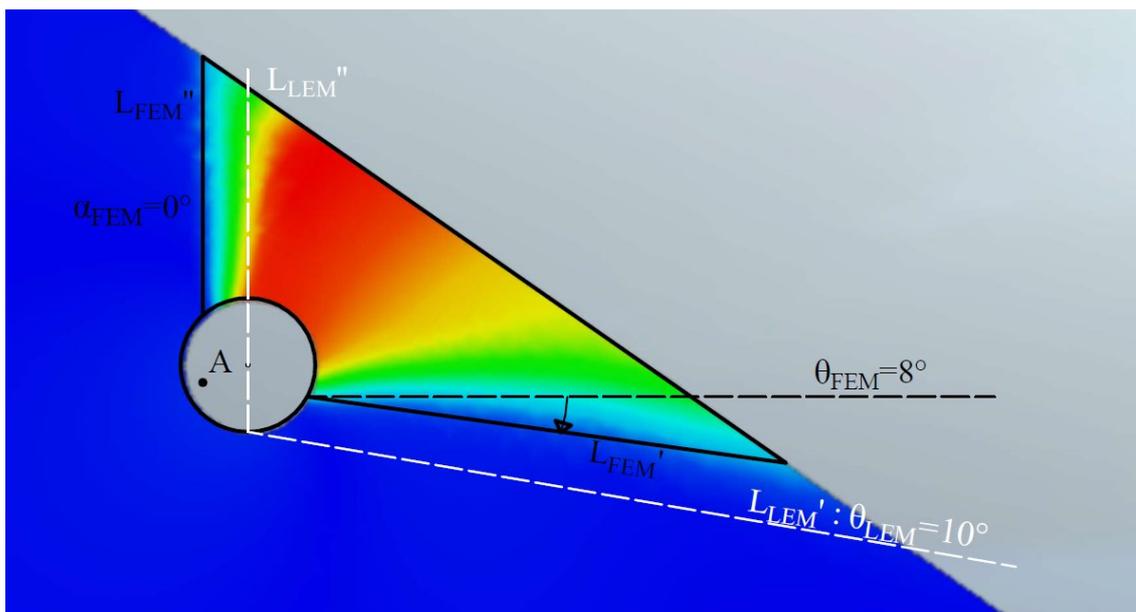


Figura 4.61: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.59.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 13).

d. **ANALISI NUMERO 14 (B35-D025-L100-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione antioraria del piano di rottura (Figura 4.62). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 17.8^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+}=1.27$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S=[9^\circ; 26^\circ]$.

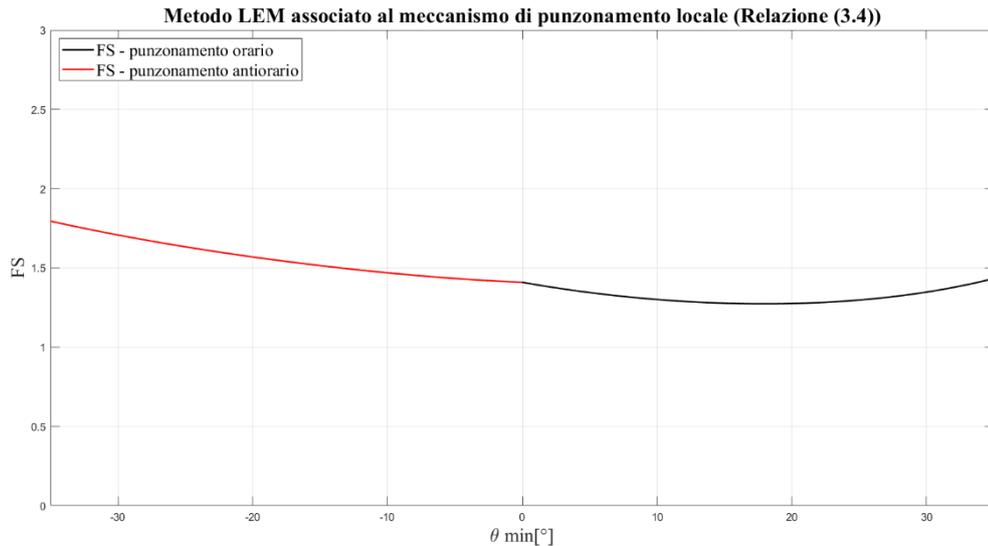


Figura 4.62: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 14).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.63 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.63.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.63.b).

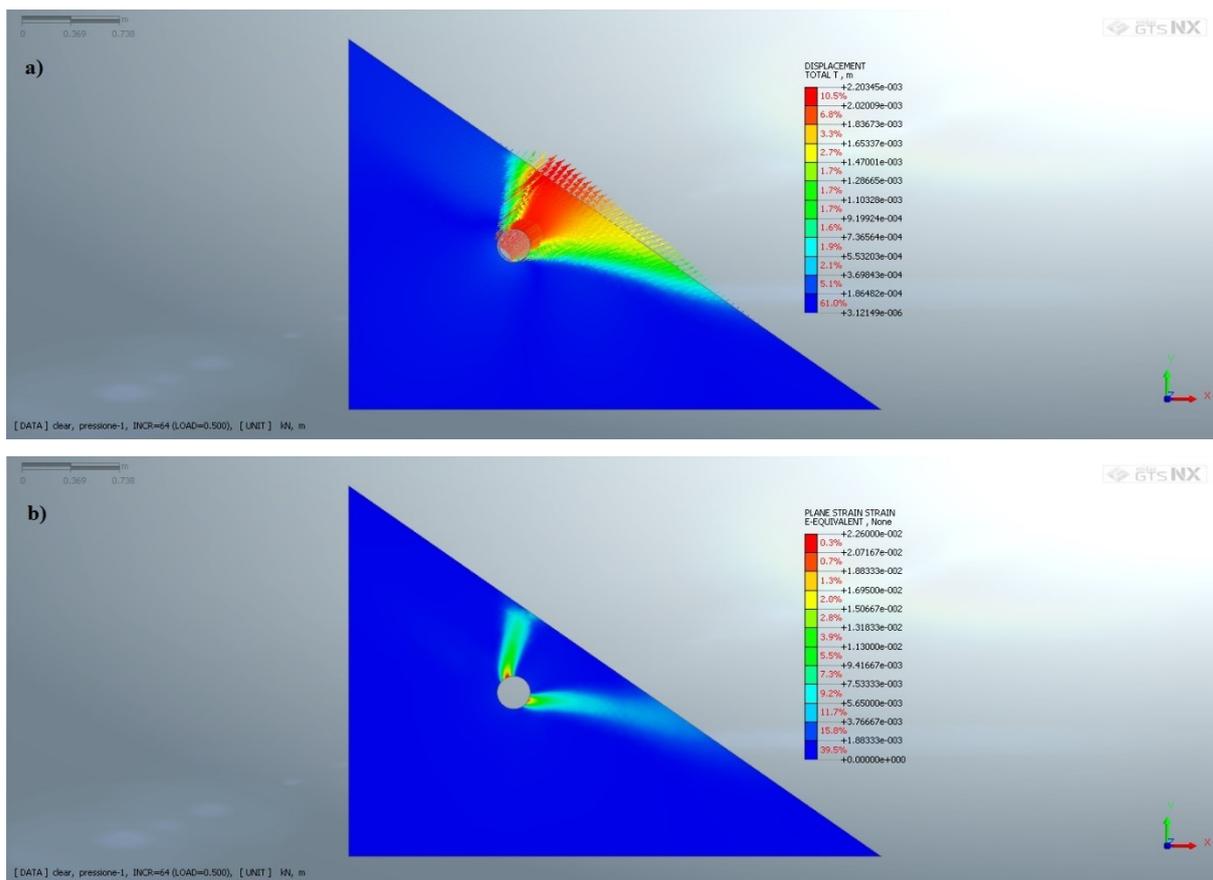


Figura 4.63: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 14).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 13).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 25 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.64). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.43$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 12.24%.

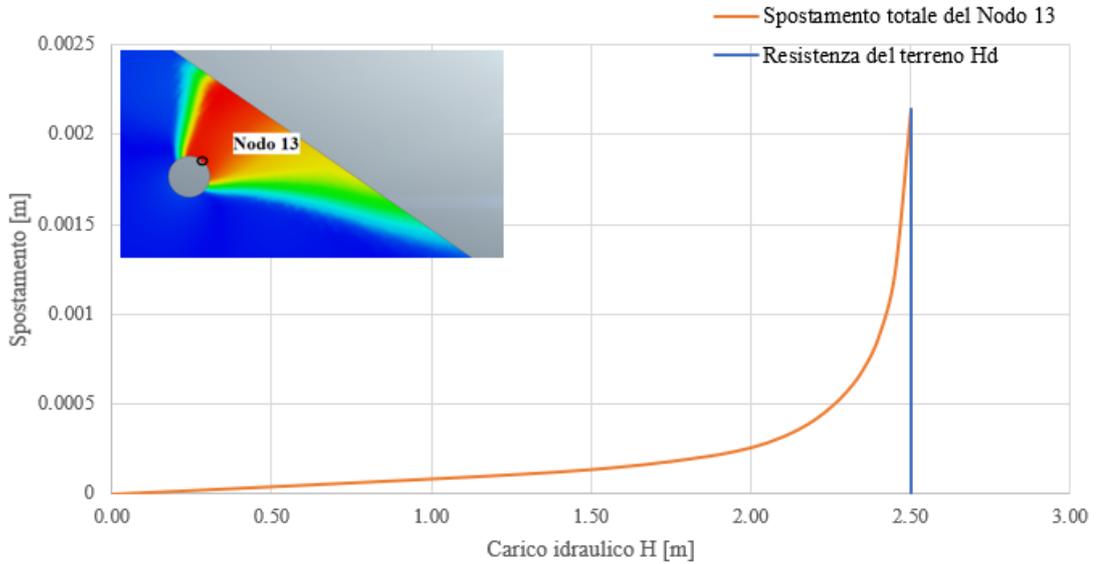


Figura 4.64: spostamento totale del nodo 13 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 14).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = 13^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con $\theta_{FEM} \in S$, mentre il piano L_{FEM}'' è verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.65; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}' = L_V$).

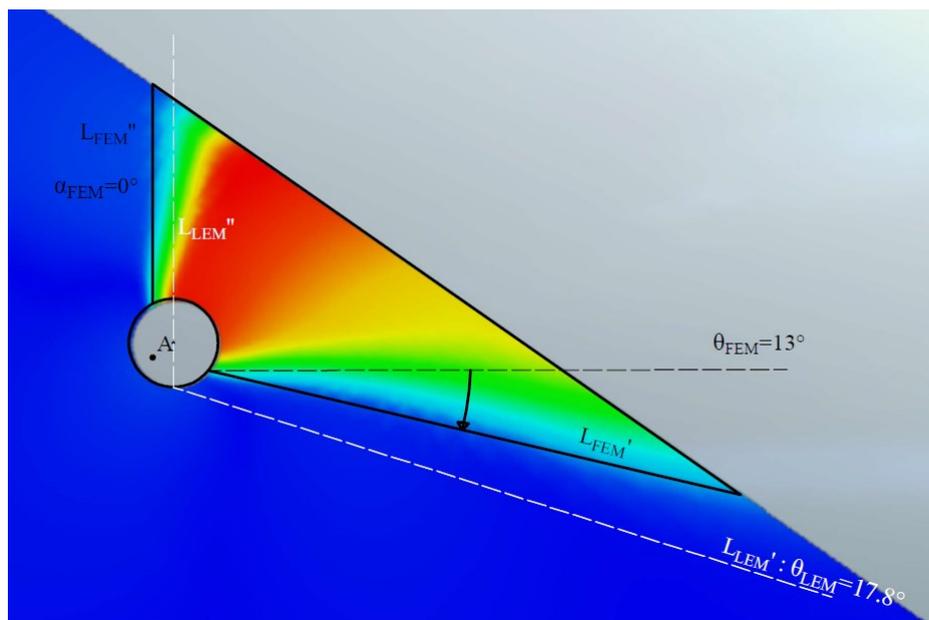


Figura 4.65: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.63.a e confronto tra i cinematismi di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 14).

e. **ANALISI NUMERO 15 (B35-D025-L120-M1):**

Il metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata è definito dalla rotazione oraria del piano di rottura (Figura 4.66). Il piano di scorrimento critico è quindi inclinato con un angolo $\theta_{\min} \cong 26^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale e restituisce un Fattore di Sicurezza minimo pari a $FS_{\text{crit},\theta^+}=1.36$. L'intervallo di variazione dell'angolo θ_{\min} , tale da soddisfare la relazione (4.1) è stato assunto pari a $S=[24^\circ; 35^\circ)$.

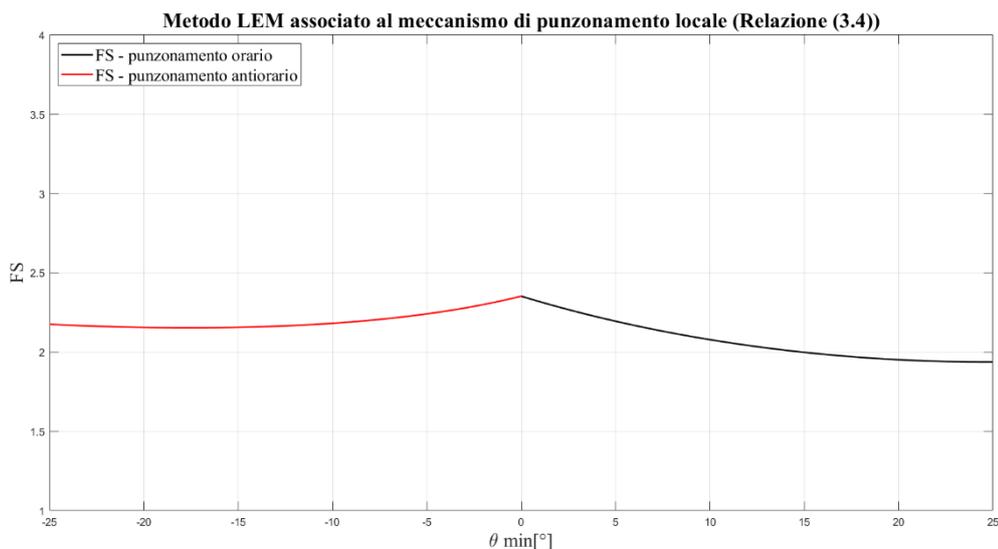


Figura 4.66: valutazione del metodo LEM – punzonamento associato alla combinazione di parametri adottata e individuazione dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e del relativo Fattore di Sicurezza minimo (analisi 15).

Il volume di terreno individuato dall'analisi agli Elementi Finiti ed esposto al meccanismo di rottura è rappresentato in Figura 4.67 in relazione alla porzione di argine delimitata dalla mesh di tipo 1 e 2. Il risultato è riportato in termini di spostamento totale del terreno, attraverso l'indicazione dei vettori che caratterizzano l'espulsione del cuneo instabile per effetto della pressione dell'acqua (Figura 4.67.a) e in termini di deformazione a taglio del materiale nell'intorno della cavità (Figura 4.67.b).

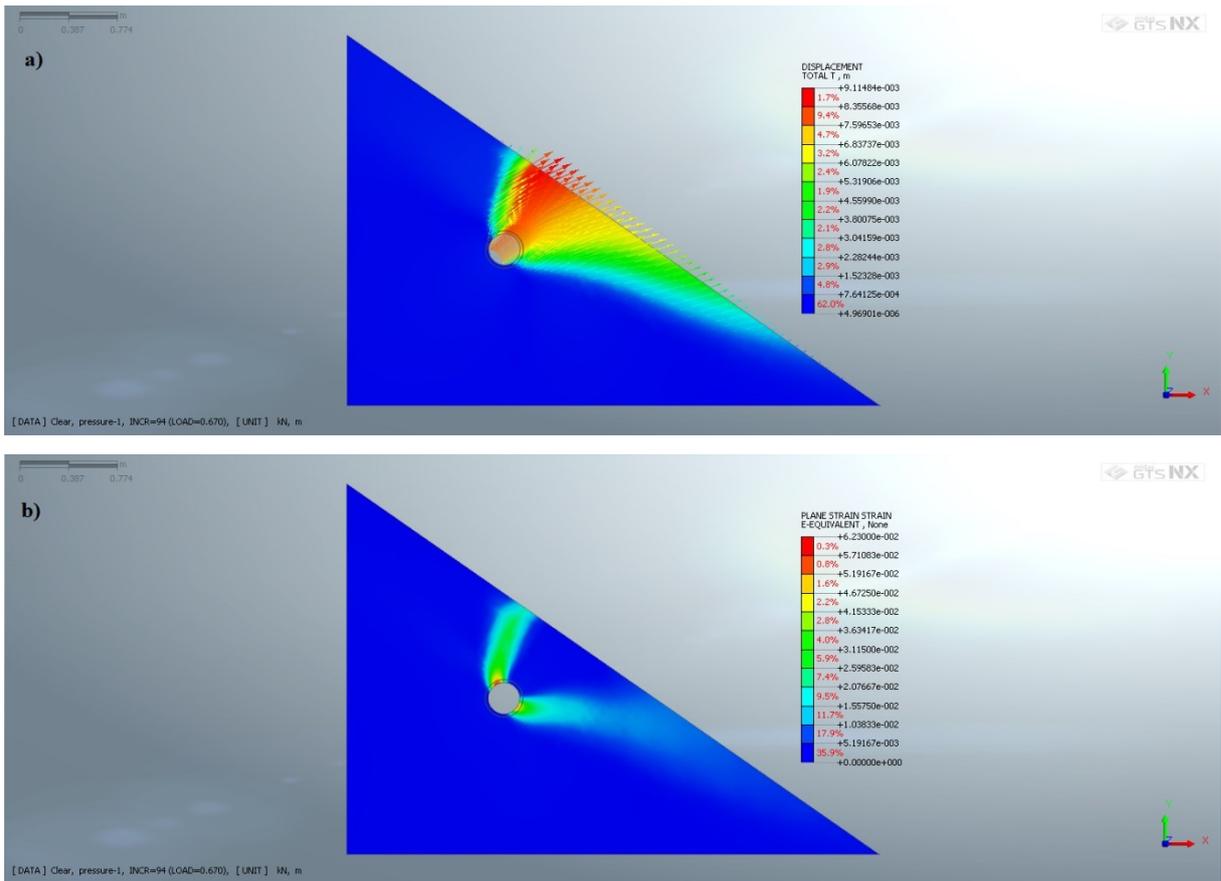


Figura 4.67: risultato delle analisi statiche agli Elementi Finiti in termini di (a) spostamento totale del terreno, (b) deformazioni del terreno a taglio (analisi 15).

La resistenza del terreno è stata stimata attraverso la valutazione dello spostamento di un nodo costituente la mesh che discretizza il perimetro della cavità, al variare della pressione applicata alla tana (Nodo 10411).

Per l'analisi in esame si assume una resistenza del materiale pari $R_d = H_d \cdot \gamma_w \cong 33.5 \text{ kN/m}$, determinata in base al carico idraulico resistente associato all'ultimo load step di pressione prima della non convergenza del modello (linea continua blu nel grafico di Figura 4.68). A seguito di questa assunzione il Fattore di Sicurezza vale $FS_{FEM} = 1.91$, con uno scostamento percentuale rispetto a FS_{crit, θ^+} del 41.25%.

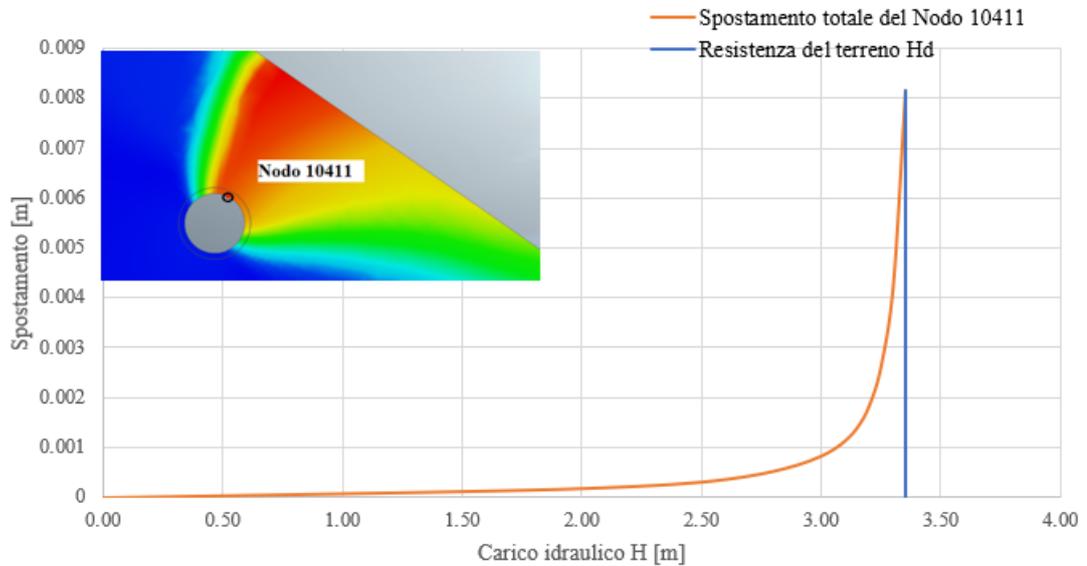


Figura 4.68: spostamento totale del nodo 10411 in funzione del carico idraulico applicato alla cavità (linea continua arancione) e rappresentazione della resistenza ultima del terreno (linea continua blu) (analisi 15).

L'angolo di inclinazione del piano di rottura L_{FEM}' assume da costruzione grafica valore massimo $\theta_{FEM} = 17^\circ$ rispetto alla direzione orizzontale, con θ_{FEM} che non appartiene a S , mentre il piano L_{FEM}'' è inclinato di un angolo $\alpha_{FEM} = 10^\circ$ orario rispetto alla direzione verticale. I cinematismi di rottura previsti dal metodo FEM (linea continua nera) e LEM (linea tratteggiata bianca) sono riportati in Figura 4.69; si noti come i piani L_{FEM}'' e L_{FEM}' presentino un punto d'intersezione differente (punto A) rispetto all'estremo inferiore della circonferenza, il quale rappresenta per il metodo all'Equilibrio Limite il punto d'origine per lo sviluppo dei due piani di rottura (per il metodo LEM $\rightarrow L_{LEM}'' = L_V$).

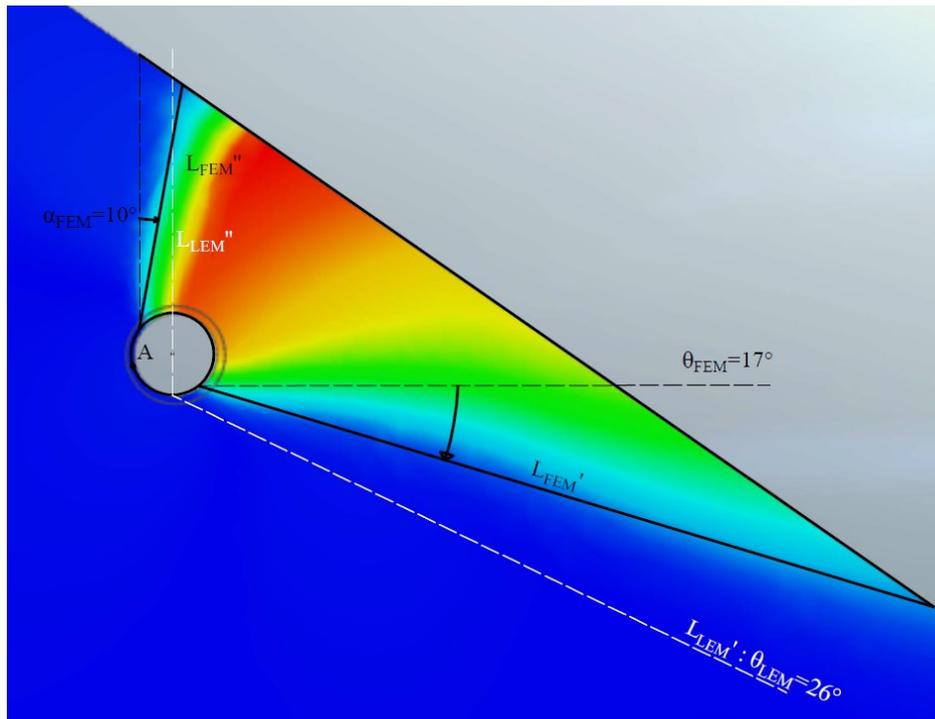


Figura 4.69: ingrandimento degli spostamenti totali di Figura 4.67.a e confronto tra i cinematici di rottura assunti per il metodo LEM (linea tratteggiata bianca) e FEM (linea continua nera) (analisi 15).

4.3. Confronto tra i risultati ottenuti col metodo LEM e col metodo FEM per il meccanismo di punzonamento locale

I risultati delle analisi FEM e LEM descritte al § 4.2 per la valutazione del meccanismo di punzonamento locale, in relazione al valore del Fattore di Sicurezza (Tabella 4.9) e in termini di forma e angolo di inclinazione dei piani di rottura (Tabella 4.10), sono ora confrontati e commentati per giudicare l'affidabilità del cinematismo limite proposto.

Tabella 4.8: risultato delle analisi svolte al § 4.2 in termini di Fattore di Sicurezza.

Confronto tra i valori del Fattore di Sicurezza con il metodo LEM e FEM			
Numero Analisi FEM:	FS_{LEM}	FS_{FEM}	Scostamento FEM - LEM [%]
(B25-D025-L075-M1)	0.70	0.66	-5.83
(B25-D025-L075-M2)	1.08	1.09	-0.64
(B25-D025-L075-M3)	0.78	0.71	-8.34
(B25-D025-L100-M1)	1.05	1.03	-1.67
(B25-D025-L160-M1)	1.97	2.09	6.05
(B25-D025-L250-M1)	1.77	4.00	125.70
(B25-D025-L500-M1)	1.55	11.40	635.50
(B30-D025-L075-M1)	0.81	0.83	1.85
(B30-D025-L100-M1)	1.25	1.26	0.60
(B30-D025-L135-M1)	1.61	1.97	22.20
(B35-D025-L075-M1)	0.89	0.97	9.15
(B35-D025-L075-M2)	1.38	1.57	13.90
(B35-D025-L075-M3)	1.03	1.06	3.17
(B35-D025-L100-M1)	1.27	1.43	12.24
(B35-D025-L120-M1)	1.36	1.91	41.25
N.B.: se scostamento > 0, $FS_{FEM} > FS_{LEM}$			

Tabella 4.9: risultato delle analisi svolte al § 4.2 in termini di angolo di inclinazione dei piani di rottura rispetto alle due direzioni principali (con θ ci si riferisce all'inclinazione del piano L' rispetto alla direzione orizzontale, mentre con α ci si riferisce all'inclinazione del piano L'' rispetto alla direzione verticale).

Confronto tra i cinesamismi di rottura valutati con il metodo LEM e FEM					
Numero Analisi FEM:	$\theta_{LEM} [^\circ]$	$\theta_{FEM} [^\circ]$	$S [^\circ]$	$\alpha_{LEM} [^\circ]$	$\alpha_{FEM} [^\circ]$
(B25-D025-L075-M1)	-10.00	-13.00	[-13;0)	0.00	-8.00
(B25-D025-L075-M2)	-13.50	-20.00	[-23;-7]	0.00	-9.00
(B25-D025-L075-M3)	-9.60	-12.00	[-13;0)	0.00	-11.00
(B25-D025-L100-M1)	-11.40	-15.00	[-13;-2]	0.00	-11.00
(B25-D025-L160-M1)	18.00	-17.00	[15;25)	0.00	0.00
(B25-D025-L250-M1)	23.00	-	[23;25)	0.00	-
(B25-D025-L500-M1)	23.50	-	[23;25)	0.00	-
(B30-D025-L075-M1)	-9.70	-6.00	[-10;0)	0.00	0.00
(B30-D025-L100-M1)	-10.70	-3.00	[-15;0)	0.00	0.00
(B30-D025-L135-M1)	21.50	5.00	[20;30)	0.00	0.00
(B35-D025-L075-M1)	8.60	8.00	(0;11]	0.00	8.00
(B35-D025-L075-M2)	-12.30	-7.00	[-18;0)	0.00	0.00
(B35-D025-L075-M3)	10.00	8.00	(0;12]	0.00	0.00
(B35-D025-L100-M1)	17.80	13.00	[9;26)	0.00	0.00
(B35-D025-L120-M1)	26.00	17.00	[24;35)	0.00	10.00

N.B.: angolo positivo se associato ad una rotazione oraria del piano di rottura rispetto alla direzione di riferimento.

La stima del FS_{FEM} è fortemente influenzata dalla dimensione degli elementi che discretizzano il dominio del problema e dal valore dello spostamento ultimo del nodo scelto per materializzare la resistenza del terreno R_d . In tutte le casistiche esaminate, la resistenza del terreno è stata definita come il carico idraulico associato alle traslazioni totali del nodo riferite all'incremento di pressione subito antecedente la non convergenza del modello; questo è stato possibile perché in tutte le analisi numeriche il valore dello spostamento ultimo ottenuto è accettabile ($u_{max,nodo} \cong 0.01$ m nell'analisi (B25-D025-L500-M1)).

All'interno dell'intervallo di applicabilità del metodo LEM – punzonamento ($0.5 \text{ m} \leq L_H \leq L_{H,crit}$), lo scostamento percentuale tra FS_{FEM} e FS_{LEM} , valutato come $\frac{FS_{FEM} - FS_{LEM}}{FS_{LEM}} \cdot 100 [\%]$, evidenzia come i risultati dei due diversi approcci siano molto vicini tra loro. In particolare, escludendo le analisi (B25-D025-L250-M1) e (B25-D025-L500-M1) in quanto valutate per un $L_H > L_{H,crit}$, gli scostamenti percentuali maggiori in valore assoluto sono associati ad un $FS_{FEM} > FS_{LEM}$ e quindi, per il metodo LEM proposto, a vantaggio della sicurezza. Per le analisi caratterizzate da uno scostamento negativo (analisi (B25-D025-L075-M1), (B25-D025-L075-M2), (B25-D025-L075-M3) e (B25-D025-L100-M1)), la differenza tra i due valori è esigua e fortemente dipendente dalle assunzioni adottate in termini di discretizzazione del problema. Inoltre, come sottolineato anche dall'analisi di sensibilità eseguita al § 3.2, il meccanismo di punzonamento locale è influenzato in maniera preponderante dal valore assunto per il termine

coesivo: le analisi (*B25-D025-L075-M1*), (*B25-D025-L075-M2*) e (*B25-D025-L075-M3*) riferite ad un rilevato con inclinazione $\beta = 25^\circ$ e le analisi (*B35-D025-L075-M1*), (*B35-D025-L075-M2*) e (*B35-D025-L075-M3*) riferite ad un rilevato con inclinazione $\beta = 35^\circ$ hanno mostrato come il FS_{FEM} aumenti in maniera molto più rilevante in corrispondenza dell'incremento di coesione (analisi (*B25-D025-L075-M2*) e (*B35-D025-L075-M2*)), rispetto a quanto accade per una variazione positiva dell'angolo di attrito del terreno (analisi (*B25-D025-L075-M3*) e (*B35-D025-L075-M3*)). Questo aspetto è legato al fatto che il punzonamento locale dell'argine si manifesta quando il cunicolo è situato in una posizione abbastanza superficiale e non troppo interna al rilevato; la massa di terreno mobilizzata non ha quindi un'estensione tale rendere il termine coesivo un'aliquota trascurabile rispetto al termine attritivo.

L'individuazione grafica dei piani di rottura che caratterizzano il meccanismo di espulsione del cuneo di terreno è anch'essa legata all'interpretazione del campo degli spostamenti che contraddistingue il continuo. In un metodo LEM (§ 2.1) la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa instabile e il terreno stabile; per avere quindi un meccanismo FEM di confronto più attendibile col cinematismo previsto dal metodo LEM – punzonamento è stato deciso di disporre i piani di rottura rettilinei L_{FEM}'' e L_{FEM}' in corrispondenza dell'interfaccia che divide la zona di argine indisturbata da quella che presenta uno spostamento totale diverso da zero. In primo luogo, il cinematismo di rottura di punzonamento locale è stato individuato in quasi tutte le analisi agli Elementi Finiti ad esclusione della (*B25-D025-L250-M1*) e (*B25-D025-L500-M1*), ove l'andamento degli spostamenti totali del terreno non è approssimabile con un piano di rottura rettilineo e le deformazioni a taglio del terreno sono circoscritte in corrispondenza del solo piano verticale L'' . Per tale motivo, le analisi (*B25-D025-L250-M1*) e (*B25-D025-L500-M1*) sono escluse dalle considerazioni che seguono circa l'affidabilità del meccanismo LEM proposto in termini di forma del cinematismo di rottura.

Per di più, le simulazioni numeriche restituiscono un andamento degli spostamenti totali ammissibile col cinematismo LEM in grado di soddisfare la relazione (3.4), ad eccezione dell'analisi numero (*B25-D025-L160-M1*): per la combinazione di parametri adottata da questa simulazione il metodo LEM prevede un FS_{min} associato al cinematismo LEM – punzonamento orario ($\theta > 0$), mentre l'analisi numerica restituisce un campo degli spostamenti schematizzabile attraverso un piano di rottura L_{FEM}' inclinato con un angolo di rotazione antiorario rispetto alla direzione orizzontale. Inoltre, l'angolo di inclinazione θ_{FEM} non appartiene all'intervallo S solamente quando la distanza orizzontale tra la cavità e il paramento esterno coincide col limite superiore dell'intervallo di applicabilità del metodo LEM, ovvero $L_H = L_{H,crit}$ (analisi (*B25-*

D025-L160-M1), (*B30-D025-L135-M1*) e (*B35-D025-L120-M1*)). In riferimento all'angolo di inclinazione del piano di scorrimento L'' , la trattazione LEM prevede un angolo α_{LEM} nullo (L_V coincide con L'') mentre nei modelli numerici si ottiene, in alcuni casi, $\alpha_{FEM} \neq 0$. La differenza sostanziale tra le due trattazioni è però legata al punto di intersezione tra i piani di rottura L' e L'' : nel metodo LEM il meccanismo di punzonamento locale si sviluppa lungo due piani di rottura con origine in corrispondenza dell'estremo inferiore della circonferenza (Figura 3.4), al contrario nel metodo FEM i piani L_{FEM}' e L_{FEM}'' si incontrano in un punto qualsiasi all'interno o lungo la circonferenza della tana. Di conseguenza, per un'analisi più accurata del meccanismo di punzonamento locale, la relazione per la stima del FS_{LEM} dovrebbe tener conto di un piano di rottura L'' non più verticale, ma inclinato di un angolo α , e di un punto di origine dei due piani di rottura variabile.

Nonostante questo aspetto, il valore del Fattore di Sicurezza e la forma dei cinematismi di rottura sono confrontabili e simili tra loro. Si può pertanto affermare che per le analisi numeriche condotte all'interno di questo elaborato, il cinematismo definito da costruzione grafica non si discosta di molto da quello ricavato dalle analisi all'Equilibrio Limite; il meccanismo LEM – punzonamento trova quindi applicabilità per valori di L_H compresi tra $0.5 \text{ m} \leq L_H < L_{H,crit.}$ (si esclude l'estremo superiore in quanto per tali valori l'angolo θ_{FEM} non appartiene all'intervallo S).

Capitolo 5

5.Relazione semplificata per la valutazione del Fattore di Sicurezza del fenomeno di punzonamento locale

Una volta definite le proprietà meccaniche del terreno, i parametri idraulici e geometrici del rilevato e del sistema di tane, le relazioni (3.2) e (3.3) per la stima del Fattore di Sicurezza nei confronti del meccanismo di punzonamento locale della scarpata sono funzione del solo parametro θ . Il cinematismo di rottura non è quindi noto a priori ma richiede la definizione del piano di scivolamento critico, ovvero la determinazione dell'angolo di inclinazione del piano L' tale da restituire il FS_{\min} . La ricerca dell'angolo θ_{\min} deve essere quindi eseguita sia per il metodo LEM – punzonamento orario, sia per il metodo LEM – punzonamento antiorario in modo da definire il cinematismo di rottura più sfavorevole.

I due meccanismi di collasso si equivalgono nella condizione $\theta=0^\circ$, ovvero considerando un piano di rottura L' che coincide con la distanza orizzontale tra paramento esterno e cavità L_H . Il meccanismo di punzonamento locale semplificato è quindi illustrato in Figura 5.1 e il Fattore di Sicurezza può essere valutato attraverso la relazione:

$$FS_{\text{semp}} = \frac{\frac{L_v^2}{2 \tan \beta} \gamma \tan \varphi + cL_H}{\gamma_w HD} \quad (5.1)$$

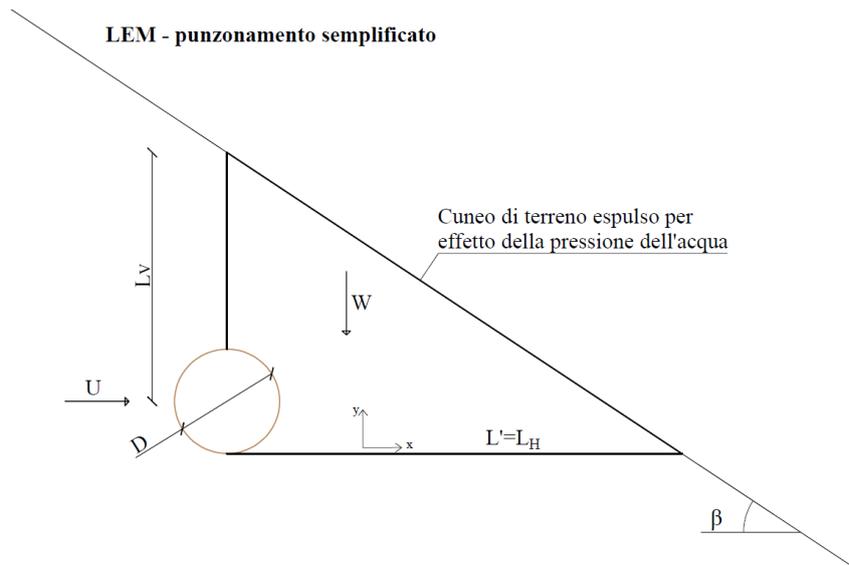


Figura 5.1: rappresentazione del meccanismo di punzonamento locale semplificato.

5.1. Confronto tra la formula semplificata e la trattazione rigorosa per la valutazione del Fattore di Sicurezza

Lo scopo della seguente analisi è quello di valutare se l'approssimazione adottata conduca ad una sottostima o sovrastima del reale Fattore di Sicurezza e, nel caso in cui la relazione semplificata lo sovrastimi, determinarne l'errore. La possibile applicazione della relazione (5.1) è pertanto legata all'entità dell'errore che si commette andando a considerare l'angolo $\theta \rightarrow 0$, ovvero $\sin \theta \rightarrow 0$ e $\cos \theta \rightarrow 1$. Per ottenere un campione di risultati significativo è stato stimato il Fattore di Sicurezza, per i tre diversi cinematismi di rottura, in funzione della variazione simultanea della coesione e dell'angolo d'attrito del terreno, del carico idraulico al centro della cavità, della pendenza della scarpata lato campagna, del diametro e della distanza orizzontale della tana dal paramento esterno (il peso di volume naturale del terreno è stato mantenuto costante, con valore pari a $\gamma=20$ kN/m³). Gli intervalli di variazione di tali parametri sono riportati in seguito:

- la coesione del terreno è stata assunta variabile, con incremento unitario, all'interno dell'intervallo $c=[0 ; 5]$ kPa;
- l'angolo d'attrito del terreno è stata assunto variabile, con incremento pari a 2° , all'interno dell'intervallo $\varphi=[20 ; 36]^\circ$;
- il carico idraulico è stata assunto variabile, con incremento pari a 1 m, all'interno dell'intervallo $H=[1 ; 5]$ m;
- l'angolo d'inclinazione della scarpata stata assunto variabile, con incremento pari a 5° , all'interno dell'intervallo $\beta=[15 ; 35]^\circ$;
- il diametro della cavità è stata assunto variabile, con incremento pari a 0.1 m, all'interno dell'intervallo $D=[0.2 ; 0.5]$ m;
- la distanza orizzontale tra cavità e paramento esterno è stata assunta variabile, con incremento pari a 0.05 m, all'interno dell'intervallo $L_H=[0.5 ; 2.5]$ m.

Tra le 221400 combinazioni di valori analizzate, il Fattore di Sicurezza nei confronti del meccanismo di punzonamento locale è stato calcolato solamente per i parametri in grado di assicurare la stabilità dell'argine nei confronti dello schema di pendio indefinito (relazione (2.8)), in quanto quest'ultimo rappresenta la condizione limite a cui tende il cinematismo LEM

- punzonamento orario per L_H sufficientemente grandi, ottenendo così un campione costituito da 189380 risultati.

Il confronto tra i valori del FS è quindi riportato in Figura 5.2 per il meccanismo LEM – punzonamento orario e LEM – punzonamento semplificato e in Figura 5.3 per il meccanismo LEM – punzonamento antiorario e LEM – punzonamento semplificato. Nella rappresentazione grafica sottostante ciascun punto è caratterizzato da una coordinata x che corrisponde al valore del FS ottenuto applicando la relazione (3.2) o (3.3) e una coordinata y che corrisponde al FS valutato con la relazione (5.1). (Ad esempio: punto $A=[x ; y]=[FS_{\theta+}$ (o $FS_{\theta-}$); FS_{semp}]). Se $FS_{\theta+}$ (o $FS_{\theta-}$) = FS_{semp} i dati sono collocati lungo una retta di equazione $y = x$, in caso contrario i punti sono situati all'interno della zona compresa tra due rette di equazione $y = (1 \pm e)x$, con e errore relativo tra le due relazioni ($e = \frac{FS_{semp} - FS_{\theta+} \text{ (o } FS_{\theta-})}{FS_{\theta+} \text{ (o } FS_{\theta-})}$). Nel caso in esame sono state definite le rette con errore massimo pari al $\pm 20\%$ di $FS_{\theta+}$ (o $FS_{\theta-}$) e i valori sono stati rappresentati all'interno dell'intervallo $x=[0.6 ; 1]$: per valori di $FS_{\theta+}$ (o $FS_{\theta-}$) > 1 l'argine è sicuramente stabile nei confronti del meccanismo di punzonamento locale e si ricade in una condizione di poco interesse per il caso in esame.

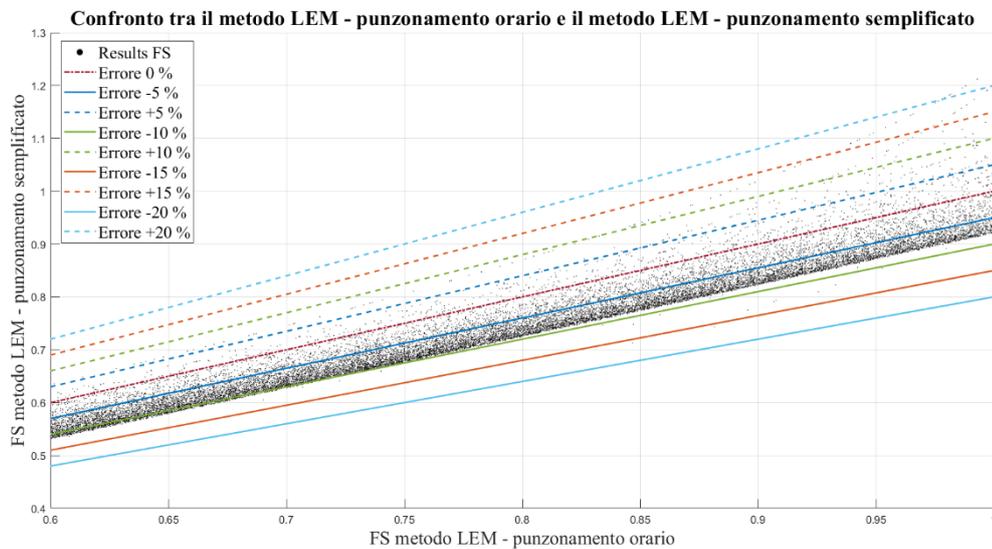


Figura 5.2: confronto tra il valore del FS stimato con il metodo LEM – punzonamento orario e LEM – punzonamento semplificato.

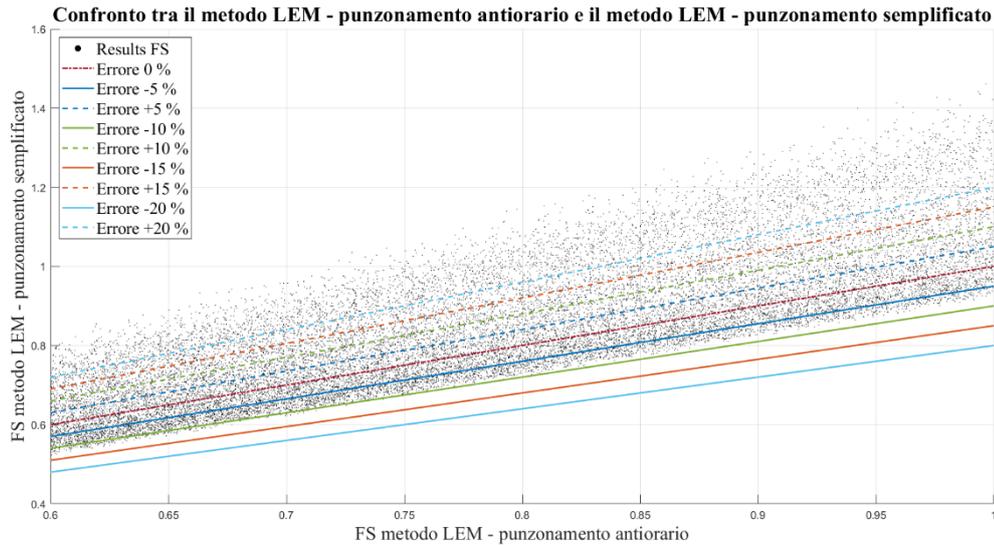


Figura 5.3: confronto tra il valore del FS stimato con il metodo LEM – punzonamento antiorario e LEM – punzonamento semplificato.

Il risultato finale, espresso in termini di errore relativo tra FS_{semp} e $FS_{\theta+}$ (o $FS_{\theta-}$), è legato alla definizione del cinematico di rottura più sfavorevole tra il meccanismo con rotazione oraria o antioraria del piano di scorrimento:

- a. se il Fattore di Sicurezza minimo in grado di soddisfare la relazione (3.4) è rappresentato dal FS associato al metodo LEM – punzonamento orario l'87.7% dei punti (Tabella 5.1) è collocato entro le rette di equazione $y = x$ e $y = (1 - 0.2)x$; in generale, l'ipotesi adottata conduce ad una sottostima del FS reale ed è quindi a favore di sicurezza. I punti al di fuori di questo range sono legati ad un numero decisamente inferiore di combinazioni (12.3% del totale), con un errore relativo massimo del +20 % ($e \geq 20\%$ per il 2.9% del campione);
- b. se il Fattore di Sicurezza minimo in grado di soddisfare la relazione (3.4) è rappresentato dal FS associato al metodo LEM – punzonamento antiorario il 48% dei punti (Tabella 5.2) è collocata al di sopra della retta $y = x$. L'errore che si commette ponendo l'angolo di inclinazione del piano di scorrimento $\theta=0^\circ$ raggiunge valori pari anche a $e = +40\%$ ($e \geq 20\%$ per il 12.6% del campione). In generale, la relazione semplificata sovrastima il reale Fattore di Sicurezza e l'ipotesi adottata è quindi a sfavore di sicurezza.

Tabella 5.1: determinazione dell'errore relativo tra la formula semplificata e il metodo LEM – punzonamento orario per ciascun punto di coordinate $x=FS_{semp}$ e $y=FS_{\theta+}$ rappresentato in Figura 5.2.

Errore relativo	Numero punti	Percentuale punti sul campione di riferimento [%]	
$e \geq 20\%$	1516	2.85	Sfavore di sicurezza: 12.26 %
$15\% \leq e < 20\%$	248	0.47	
$10\% \leq e < 15\%$	445	0.84	
$5\% \leq e < 10\%$	1065	2.00	
$0\% \leq e < 5\%$	3251	6.11	
$-5\% \leq e < 0\%$	13465	25.30	Favore di sicurezza: 87.74 %
$-10\% \leq e < -5\%$	30878	58.02	
$-15\% \leq e < -10\%$	2347	4.41	
$-20\% \leq e < -15\%$	2	0.00	
$e < -20\%$	0	0.00	
N.B.: il campione di partenza è costituito da numero 189380 diversi punti di coordinate $x=FS_{semp}$ e $y=FS_{\theta+}$. Tra questi si sono considerati solamente quelli compresi tra i valori $x=[0.6;1]$, pertanto il campione di riferimento è composto da 53217 risultati.			

Tabella 5.2: determinazione dell'errore relativo tra la formula semplificata e il metodo LEM – punzonamento antiorario per ciascun punto di coordinate $x=FS_{semp}$ e $y=FS_{\theta+}$ rappresentato in Figura 5.3.

Errore relativo	Numero punti	Percentuale punti sul campione di riferimento [%]	
$e \geq 20\%$	6624	12.58	Sfavore di sicurezza: 47.58 %
$15\% \leq e < 20\%$	3128	5.94	
$10\% \leq e < 15\%$	3859	7.33	
$5\% \leq e < 10\%$	4643	8.82	
$0\% \leq e < 5\%$	6790	12.90	
$-5\% \leq e < 0\%$	13941	26.48	Favore di sicurezza: 52.42 %
$-10\% \leq e < -5\%$	12764	24.25	
$-15\% \leq e < -10\%$	890	1.69	
$-20\% \leq e < -15\%$	0	0.00	
$e < -20\%$	0	0.00	
N.B.: il campione di partenza è costituito da numero 189380 diversi punti di coordinate $x=FS_{semp}$ e $y=FS_{\theta+}$. Tra questi si sono considerati solamente quelli compresi tra i valori $x=[0.6;1]$, pertanto il campione di riferimento è composto da 52639 risultati.			

Come evidenziato nei precedenti capitoli, la forma del cuneo di terreno espulso per effetto della pressione dell'acqua non è nota a priori e dipende dal valore assunto, caso per caso, dai parametri meccanici, idraulici e geometrici. L'errore relativo, che risulta essere in ambedue le casistiche un'aliquota non trascurabile del FS reale, e la differenza di comportamento che sussiste tra i cinematismi a rotazione oraria e antioraria del piano di rottura rendono la relazione semplificata non applicabile per la stima del Fattore di Sicurezza.

La stabilità dell'argine nei confronti del meccanismo di collasso di punzonamento locale del paramento esterno deve essere stimata con la trattazione rigorosa di cui al § 3, attraverso la ricerca dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e la definizione del meccanismo a cui è associato il Fattore di Sicurezza minimo.

5.2. Determinazione della distanza orizzontale

L_H tale da garantire un $FS > 1$

La relazione semplificata non è utilizzabile per la valutazione del grado di stabilità dell'argine nei confronti del meccanismo oggetto di studio, in quanto l'errore relativo che si commette trascurando l'angolo di inclinazione del piano di scorrimento è un'aliquota importante del FS reale e non può essere trascurato. Nonostante questo aspetto, la formula (5.1) può essere impiegata per stimare la distanza orizzontale tra cavità e paramento esterno in grado di garantire, per una data combinazione di parametri, un $FS > 1$. Infatti, il parametro geometrico L_H è difficile da valutare a priori, poiché legato allo sviluppo plano-altimetrico del sistema di tane all'interno dell'apparato arginale e quindi alle caratteristiche comportamentali delle specie animali scavatrici. Ci si pone nella condizione limite $FS_{semp}=1$:

$$\frac{\frac{L_v^2}{2 \tan \beta} \gamma \tan \varphi + cL_H}{\gamma_w HD} = 1$$

$$\frac{L_H^2 \tan^2 \beta}{2 \tan \beta} \gamma \tan \varphi + cL_H - \gamma_w HD = 0$$
(5.2)

Elaborando la relazione di partenza è stata ricavata l'equazione (5.2), funzione quadratica di L_H . La distanza orizzontale tra cavità e paramento esterno, tale da garantire un $FS_{semp} > 1$, deve essere almeno pari a

$$L_H^* > L_{H,min} = \frac{-c + \sqrt{c^2 + 2\gamma_w HD \gamma \tan \beta \tan \varphi}}{\gamma \tan \beta \tan \varphi}$$
(5.3)

dove $\Delta = c^2 + 2\gamma_w HD \gamma \tan \beta \tan \varphi$ è sempre > 0 . Come sottolineato nel § 5.1, la relazione semplificata fornisce, in linea generale, un Fattore di Sicurezza che sovrastima il reale grado di stabilità dell'argine in terra: se si inserisce come dato di progetto la distanza L_H^* valutata applicando la relazione (5.3) all'interno delle formule (3.2) e (3.3), queste ultime restituiranno nella maggior parte dei casi, per la stessa combinazione di parametri e un angolo di inclinazione del piano di rottura critico $\theta_{min} \neq 0$, un $FS_{\theta+}$ (o $FS_{\theta-}$) < 1 .

Lo scopo della seguente analisi è quindi quello di valutare l'entità del coefficiente amplificativo η , comparabile con l'errore relativo tra $L_{H,min}$ e $L_{H,min, reale}$ (distanza orizzontale minima tra cavità e paramento esterno tale da garantire un $FS_{punzonamento} > 1$ secondo la trattazione rigorosa di cui al § 3), da applicare a $L_{H,min}$ per ottenere $L_{H, reale}^*$:

$$L_{H, \text{reale}}^* = \eta L_{H, \text{min}} \text{ t. c. FS}_{\text{punzonamento}}(\eta L_{H, \text{min}}) > 1 \quad (5.4)$$

Il procedimento iterativo applicato a ciascuna combinazione di parametri per la determinazione del coefficiente η è riportato in seguito:

- a. definizione dei parametri meccanici, idraulici e geometrici di input che possono essere identificati dal vettore *Combinations* = [φ ; c ; H ; D ; β] (il peso di volume naturale del terreno è stato mantenuto costante, con valore pari a $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$);
- b. valutazione della distanza $L_{H, \text{min}}$ attraverso la relazione (5.3), utilizzando la combinazione di parametri di cui al punto a. ;
- c. applicazione di un coefficiente η^{I} di primo tentativo;
- d. calcolo del $\text{FS}_{\text{crit}, \theta^+}$ e $\text{FS}_{\text{crit}, \theta^-}$ in funzione del vettore *Combinations* e $\eta^{\text{I}} L_{H, \text{min}}$, ricercando l'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico e definendo il cinematismo più sfavorevole tra i due, ottenendo quindi il $\text{FS}_{\text{punzonamento}}(\eta^{\text{I}} L_{H, \text{min}})$. Si possono verificare due diverse condizioni:
 1. se $\text{FS}_{\text{punzonamento}}(\eta^{\text{I}} L_{H, \text{min}}) > 1$ il coefficiente amplificativo determinato è corretto;
 2. se $\text{FS}_{\text{punzonamento}}(\eta^{\text{I}} L_{H, \text{min}}) \leq 1$ il coefficiente amplificativo determinato non è sufficiente a colmare l'errore relativo che sussiste tra due relazioni. Si assume quindi $\eta^{\text{II}} > \eta^{\text{I}}$ e si ritorna al punto c.

Gli intervalli di variazione dei parametri che rappresentano le componenti del vettore *Combinations* coincidono con quelli utilizzati per le analisi svolte all'interno del § 5.1. Per il caso in esame sono stati analizzati i seguenti casi:

- $L_{H, \text{reale}}^* = L_{H, \text{min}} (\eta=1)$;
- $L_{H, \text{reale}}^* = 1.1 L_{H, \text{min}} (\eta=1.1)$;
- $L_{H, \text{reale}}^* = 1.2 L_{H, \text{min}} (\eta=1.2)$;
- $L_{H, \text{reale}}^* = \max[1 \text{ m}; 1.2 L_{H, \text{min}}] (\eta=1.2)$;
- $L_{H, \text{reale}}^* = 1.3 L_{H, \text{min}} (\eta=1.3)$;
- $L_{H, \text{reale}}^* = \max[1 \text{ m}; 1.3 L_{H, \text{min}}] (\eta=1.3)$.

Il risultato delle diverse analisi, espresso in termini di $\text{FS}_{\text{punzonamento}}$, è riportato in Tabella 5.3: il valore di $L_{H, \text{reale}}^*$ può essere sufficientemente grande da rendere il rilevato danneggiato instabile nei confronti del meccanismo limite di pendio indefinito. Di conseguenza, data l'analogia di comportamento tra le relazioni LEM – punzonamento orario e LEM – pendio

indefinito per $L_H \rightarrow \infty$ sono stati esclusi i risultati che, sul campione totale, restituivano un $FS_{pendio} < 1$.

Tabella 5.3: determinazione del Fattore di Sicurezza $FS_{punzonamento}$ in funzione della distanza orizzontale tra cavità e paramento esterno $L_{H, reale}^*$, per le diverse casistiche analizzate (il campione di riferimento è costituito da 5020 risultati).

Caso:	Condizione	Numero punti	Percentuale punti sul campione di riferimento [%]
$L_{H, reale}^* = L_{H, min}$	$FS_{pendio} < 1$	425	8.47
	$FS_{punzonamento} > 1$	1122	22.35
	$FS_{punzonamento} < 1$	3473	69.18
$L_{H, reale}^* = 1.1L_{H, min}$	$FS_{pendio} < 1$	468	9.32
	$FS_{punzonamento} > 1$	3301	65.76
	$FS_{punzonamento} < 1$	1251	24.92
$L_{H, reale}^* = 1.2L_{H, min}$	$FS_{pendio} < 1$	510	10.16
	$FS_{punzonamento} > 1$	4112	81.91
	$FS_{punzonamento} < 1$	398	7.93
$L_{H, reale}^* = \max[1 \text{ m}; 1.2L_{H, min}]$	$FS_{pendio} < 1$	518	10.32
	$FS_{punzonamento} > 1$	4242	84.50
	$FS_{punzonamento} < 1$	260	5.18
$L_{H, reale}^* = 1.3L_{H, min}$	$FS_{pendio} < 1$	547	10.90
	$FS_{punzonamento} > 1$	4396	87.57
	$FS_{punzonamento} < 1$	77	1.53
$L_{H, reale}^* = \max[1 \text{ m}; 1.3L_{H, min}]$	$FS_{pendio} < 1$	552	11.00
	$FS_{punzonamento} > 1$	4443	88.50
	$FS_{punzonamento} < 1$	25	0.50

Come evidenziato in Tabella 5.3, la condizione $L_{H, reale}^* = \max[1 \text{ m}; 1.3L_{H, min}]$ restituisce un $FS_{punzonamento} > 1$ nell'88.5% delle casistiche, con solamente lo 0.5% delle combinazioni sfavorevole. Per questo motivo, la distanza orizzontale minima tra cavità e paramento esterno tale da garantire un $FS_{punzonamento} > 1$ secondo la trattazione rigorosa di cui al § 3, deve essere assunta pari a:

$$L_{H, reale}^* = \max \left\{ 1.3 \left[\frac{-c + \sqrt{c^2 + 2\gamma_w HD \gamma \tan \beta \tan \varphi}}{\gamma \tan \beta \tan \varphi} \right], 1 \text{ m} \right\} \quad (5.5)$$

dove $L_{H, reale}^*$, per garantire la stabilità dell'argine danneggiato nei confronti del meccanismo di pendio indefinito, deve soddisfare contemporaneamente la disequazione:

$$L_{H, reale}^* < \frac{c}{\gamma(\sin^2 \beta - \sin \beta \cos \beta \tan \varphi)} \quad (5.6)$$

Conclusione

Le opere di difesa, tra le quali gli argini in terra, svolgono un'importante funzione di protezione contro il rischio di inondazione e pertanto devono essere progettate in modo da garantire la resistenza nei confronti delle rotture idrauliche e dei fenomeni di erosione esterna, interna e di instabilità del complesso opera-terreno di fondazione. L'asportazione di materiale sciolto lungo le sponde o dal nucleo del rilevato, a seguito dell'azione animale, altera la geometria dell'opera riducendone la resistenza e modificando il comportamento idraulico globale della struttura.

In linea generale, gli studi presenti in letteratura associano il cedimento degli argini danneggiati ai meccanismi di instabilità globale che si instaurano come conseguenza del diverso andamento della linea di saturazione, a seguito della presenza della tana. Il meccanismo di punzonamento locale valutato all'interno di questo elaborato è ritenuto responsabile della formazione di una breccia arginale in destra idraulica in località Gaggio di Castelfranco Emilia il giorno 6 Dicembre 2020, prescindendo dallo sviluppo spaziale e temporale della linea di filtrazione. L'elemento indispensabile per lo sviluppo di tale meccanismo è rappresentato da un collegamento idraulico preesistente con il fiume, che consente all'acqua di entrare nel rilevato e di seguire il fenomeno di piena.

La forma del cuneo instabile, espulso per effetto della pressione dell'acqua, è stata valutata attraverso la definizione di uno schema all'Equilibrio Limite che prevede il movimento della massa di terreno lungo due piani di rottura, uno con direzione verticale e l'altro con angolo d'inclinazione θ rispetto alla direzione orizzontale (L'), entrambi con origine in corrispondenza dell'estremo inferiore della cavità assunta di forma circolare. A seconda dell'angolo di inclinazione del piano di scorrimento L' , sono state proposte due diverse relazioni per la stima del Fattore di Sicurezza denominate metodo LEM – punzonamento orario (angolo di rotazione θ positivo) e LEM – punzonamento antiorario (angolo di rotazione θ negativo): il cinematismo che comporterà l'espulsione del cuneo di terreno nell'intorno della cavità sarà quello associato, per una data combinazione di parametri, al minimo FS tra le due relazioni. Per il metodo LEM – punzonamento orario l'angolo di inclinazione del piano di scorrimento critico, ad una certa distanza dal paramento esterno ($L_{H,crit}$), tende a disporsi asintoticamente all'angolo di inclinazione del paramento esterno. Il limite superiore di applicabilità del metodo LEM – punzonamento è stato quindi assunto pari al valore $L_{H,crit}$ e per distanze maggiori della tana si ricade nella trattazione di pendio indefinito.

L'analisi di sensibilità condotta all'interno dell'elaborato ha dimostrato come, all'interno dell'intervallo di applicabilità del metodo LEM – punzonamento, la coesione risulti essere il parametro meccanico del terreno che influenza maggiormente il valore del Fattore di Sicurezza mentre il carico idraulico e il diametro della cavità contribuiscano ad aumentare l'azione instabilizzante e quindi a ridurre il FS. Una tana posta in corrispondenza del piede dell'argine lato campagna sarà assoggettata ad un carico idraulico molto maggiore e quindi ad un Fattore di Sicurezza minore rispetto ad una tana identica, per caratteristiche geometriche e morfologiche, posta in corrispondenza del pelo libero. Per il meccanismo di punzonamento locale il rischio di collasso è quindi maggiore quando la cavità si trova nella porzione di rilevato prossima al paramento esterno lato campagna e vicina al livello del piano di fondazione.

I risultati ottenuti col metodo LEM, espressi in termini di Fattore di Sicurezza minimo e angolo d'inclinazione del piano di rottura critico, sono stati confrontati con una modellazione numerica del problema, attraverso un'analisi statica agli Elementi Finiti condotta con l'approccio one-phase, conseguendo, per un numero limitato di combinazioni di parametri e all'interno dell'intervallo di applicabilità del metodo all'Equilibrio Limite, soluzioni simili.

In aggiunta, imponendo l'equivalenza tra i due metodi differenti di rottura e considerando un cinematismo con piani di scorrimento disposti lungo le due direzioni principali, è stata ricavata una relazione semplificata per la stima della distanza orizzontale minima tale da garantire un $FS > 1$. Il parametro geometrico L_H è infatti difficile da valutare a priori, poiché legato allo sviluppo plano-altimetrico del sistema di tane all'interno dell'apparato arginale e quindi alle caratteristiche comportamentali delle specie animali scavatrici. Questo risultato consente di fornire un'indicazione di massima alle autorità per il monitoraggio dei tratti arginali, circa la distanza minima dal paramento esterno alla quale devono essere approfonditi gli interventi di riparazione degli argini danneggiati, per evitare l'espulsione del cuneo di terreno in seguito ad un evento di piena. Infatti, non è sufficiente riempire superficialmente il buco e scavare poche decine di centimetri, ma a seconda della posizione della tana, diametro e inclinazione della scarpata, la riparazione deve andare in profondità e usare materiale adeguato e ben compattato, possibilmente riempiendo tutto il cunicolo.

Per concludere, il meccanismo di punzonamento locale è un cinematismo di rottura con una condizione di innesco e con un'evoluzione talmente rapida nel tempo da non consentire, molte volte, l'intervento riparatorio da parte dell'uomo. L'espulsione di terreno e la formazione della successiva breccia arginale, a seguito del fenomeno di erosione interna, possono avere quindi un impatto notevole sulla vita umana e sul patrimonio artistico e infrastrutturale. Le analisi svolte all'interno di questo elaborato, riferite ad una geometria semplificata e

bidimensionale del problema, hanno delineato le caratteristiche principali e i parametri che influenzano in maniera significativa il meccanismo di rottura; per un'analisi più accurata del meccanismo di punzonamento locale, le successive simulazioni dovrebbero prendere in considerazione i seguenti aspetti:

- aumentare il numero di analisi FEM e quindi di combinazioni di parametri per il successivo confronto con il metodo LEM – punzonamento;
- considerare nel meccanismo LEM – punzonamento un cinematismo con piano di rottura non più verticale, ma inclinato di un angolo α , e con un punto di origine dei due piani di scorrimento variabile;
- analizzare lo sviluppo 3D del fenomeno di rottura, in modo da avere un confronto con le analisi bidimensionali;
- valutare per il terreno un comportamento di rottura in condizioni non drenate.

Appendice

- 1) Codice Matlab per la ricerca dell'angolo d'inclinazione del piano di scorrimento critico al variare della coesione efficace, per diversi valori di LH e β (il codice impiegato per le analisi di sensibilità è del tutto analogo a quello sotto riportato):

```
% Range di variazione del parametro dipendente
Lh = [.5:0.01:4]; %[m] distanza orizzontale tra la cavità e la superficie del pendio
n_Lh = length(Lh);
c= [0:1:5]; %[kPa] coesione terreno
n_c = length(c);
phi = [30]*pi/180; %[°] angolo d'attrito del terreno
n_phi = length(phi);
H = [1.75]; %[m] carico idraulico al centro
n_H = length(H);
D = [0.25]; %[m] diametro cavità
n_D = length(D);
beta1=15; %[m] varia tra 15° e 35°

row_combinations=n_Lh*n_c*n_phi*n_H*n_D;

Combinations=zeros(row_combinations,5);
x_orario=zeros(1,5);
x_antiorario=zeros(1,5);
FS_orario=zeros(row_combinations,1);
FS_antiorario=zeros(row_combinations,1);
theta_min_orario=zeros(row_combinations,1);
theta_min_antiorario=zeros(row_combinations,1);
t=1;

% determinazione della matrice delle combinazioni, dove ogni ad ogni riga
% corrisponde un set di parametri
for m=1:n_D
    for l=1:n_H
        for k=1:n_phi
            for j=1:n_c
                for i=1:n_Lh

                    Combinations(t,1:5) = [D(m) H(l) phi(k)*180/pi c(j) Lh(i)];

                    t=t+1;

                end
            end
        end
    end
end

% costruzione della matrice per risoluzione function fmincon
Aeq=zeros(6);
for i=1:5
    Aeq(i,i)=1;
```

```

end
beq=ones(6,1);
beq(6)=0;
theta0 =0;

for s=1:row_combinations
    par=Combinations(s,1:5);

    x_orario=[par 0];
    ub_orario=[par beta1*pi/180];
    lb_orario=[par 0];

    x_antiorario=[par 0];
    ub_antiorario=[par 0];
    lb_antiorario=[par -beta1*pi/180];

    % function per minimizzare la funzione FS, dipendente solo da tetha, per
    % calcolare tetha min
    res_min_orario = fmincon(@FS_valutation_c_orario,x_orario,[],[],Aeq,beq,lb_orario,ub_orario);
    res_min_antiorario = fmincon(@FS_valutation_c_anti,x_antiorario,[],[],Aeq,beq,lb_antiorario,ub_antiorario);

    % valore di FS valutato per tetha=tetha min
    FS_orario(s) = FS_valutation_c_orario(res_min_orario);
    FS_antiorario(s) = FS_valutation_c_anti(res_min_antiorario);

    theta_min_orario(s)=res_min_orario(6);
    theta_min_antiorario(s)=res_min_antiorario(6);

end

function FS = FS_valutation_c_orario(x)

Lh = x(5);
c = x(4);
phi = x(3)*pi/180;
H = x(2);
D = x(1);
theta = x(6);

gamma_sat = 20;
gamma_w = 9.806;
beta = (15)*pi/180; %[rad] angolo d'inclinazione del versante

U_perp = gamma_w*H*D*sin(theta); %[kN/m]
U_parall = gamma_w*H*D*cos(theta); %[kN/m]
W = ((Lh*tan(beta))^2/(2*(tan(beta)-tan(theta))))*gamma_sat; %[kN/m]
W_perp = W*cos(theta); %[kN/m]
W_parall = W*sin(theta); %[kN/m]

% valutazione FS

FS= ((W_perp-U_perp)*tan(phi)+c*(Lh*cos(theta)+Lh*sin(theta)/(tan(beta-theta))))/(W_parall+ U_parall);

end

```

```

function FS = FS_valutazione_c_anti(x)

Lh = x(5);
c = x(4);
phi = x(3)*pi/180;
H = x(2);
D = x(1);
theta = x(6);

gamma_sat = 20;
gamma_w = 9.806;
beta = (15)*pi/180; %[rad] angolo d'inclinazione del versante

U_perp = gamma_w*H*D*sin(theta); %[kN/m]
U_parall = gamma_w*H*D*cos(theta); %[kN/m]
W = ((Lh*tan(beta))^2/(2*(tan(beta)-tan(theta))))*gamma_sat; %[kN/m]
W_perp = W*cos(theta); %[kN/m]
W_parall = W*sin(theta); %[kN/m]

% valutazione FS

FS= ((W_perp-U_perp)*tan(phi)+c*(Lh*cos(theta)+Lh*sin(theta)/(tan(beta-theta)))-W_parall)/(U_parall);

```


Bibliografia

- Barbetta, S., Camici, S., Bertuccioli, P., Palladino, M. R., & Moramarco, T. (2017).** *Refinement of seepage vulnerability assessment for different flood magnitude in national levee database of Italy.* Hydrology Research, 48(3), 763–775. <https://doi.org/10.2166/nh.2017.101>.
- Bertoldi, W., Gurnell, A. M., & Drake, N. A. (2011).** *The topographic signature of vegetation development along a braided river: Results of a combined analysis of airborne lidar, color air photographs, and ground measurements.* Water Resources Research, 47, W06525. <https://doi.org/10.1029/2010wr010319>.
- Bonelli, S., Brivois, O., and Lachouette, D. (2007).** *The scaling law of piping erosion.* 18ème Congrès Français de Mécanique, 18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27–31 août 2007, 1–6.
- Butler, D. R. (1995).** *Zoogeomorphology.* Cambridge, UK: Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/CBO9780511529900>.
- Camici, S., Barbetta, S., & Moramarco, T. (2017).** *Levee body vulnerability to seepage: The case study of the levee failure along the Foenna stream on 1 January 2006 (Central Italy).* Journal of Flood Risk Management, 10, 314–325. <https://doi.org/10.1111/jfr3.12137>.
- CIRIA, Ministry of Ecology of United Kingdom & USACE (2013).** *The International Levee Handbook.* CIRIA, ISBN: 978-0-86017-734-0.
- Colleselli F., 1994.** *Introduzione ai problemi geotecnici relative alle arginature e sponde di fiumi e di canali. In problemi geotecnici relativi alle arginature ed alle sponde di fiumi e di canali.* CISM, Udine, 1-30.
- Coombes, M. A. & Viles, H. A. (2015).** *Population-level zoogeomorphology: the case of the Eurasian badger (Meles Meles L.).* Taylor & Francis.
- Dassanayake S.M. & Mousa A. (2020).** *Probabilistic stability evaluation for wildlife-damaged earth dams: a Bayesian approach.* Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 14:1, 41-55, DOI: 10.1080/17499518.2018.1542499. <https://doi.org/10.1080/17499518.2018.1542499>.
- Dawson, E. M., Roth, W. H., & Drescher, A. (1999).** *Slope stability analysis by strength reduction.* Géotechnique. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.6.835>.
- EUCOLD working group on levee and flood defences (2018).** *European and US levees and Flood Defences: Characteristics, Risks and Governance.* Éditions CFBR.
- Felicioli A., Santini L. (1994).** *Burrow entrance hole orientation and first emergence time in the crested porcupine Hystrix cristata L.: space-time dependance on sunset.* Polish Ecological Studies 20: 317-321.

- Griffiths, D. V., & Lane, P. A. (1999).** *Slope stability analysis by finite elements.* Géotechnique. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.3.387>.
- Harvey, G. L., Henshaw, A. J., Brasington, J., & England, J. (2019).** *Burrowing invasive species: an unquantified erosion risk at the aquatic-terrestrial interface.* Reviews of Geophysics, 57, 1018-1036, <https://doi.org/10.1029/2018RG000635>.
- Hausman, N. S. (2017).** *Soil movement by burrowing mammals: A review comparing excavation size and rate to body mass of excavators.* Progress in Physical Geography, 41, 29–45. <https://doi.org/10.1177/0309133316662569>.
- Heptner, V. G. & Sludskii, A. A. (1988).** *Mammals of the Soviet Union.* Vol. II, part 1b, Carnivores (Mustelidae and Procyonidae), Washington, D.C., Washington, D.C. : Smithsonian Institution Libraries and National Science Foundation.
- Jones, C. G., Lawton, J. H., & Shachak, M. (1994).** *Organisms as ecosystem engineers.* Oikos, 69(3), 373–386. <https://doi.org/10.2307/3545850>.
- Kruuk (1989).** *The social badger: ecology and behaviour of a group living carnivore (Meles meles).* Oxford University Press, Oxford, UK.
- Marchi, E. (1961).** *Sulla filtrazione attraverso gli argini fluviali.* In Proceedings of the VII Convegno di Idraulica e costruzioni idrauliche, Palermo (in Italian).
- Menduni, G., Cocchi, R., Manselli, L., & Simonini, P. (2021).** *Relazione di dettaglio (Commissione tecnico-scientifica per la valutazione delle cause all'origine della rotta arginale lungo il fiume Panaro in località Gaggio di Castelfranco Emilia)*
- Mori, E., Menchetti, M., & Balestrieri, A. (2015).** *Interspecific den sharing: a study on European badger setts using camera traps.* Acta Ethologica. <https://doi.org/10.1007/s10211-014-0197-1>.
- Nichol, D., Lenham, J. W. & Reynolds, J. M. (2003).** *Application of ground-penetrating radar to investigate the effect of badger setts on slope stability at St Asaph Bypass, North Wales.* Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 36.
- NTC (2018).** *Aggiornamento delle norme Tecniche per le Costruzioni.* Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018.
- Orlandini, S., G. Moretti, and J. D. Albertson (2015).** *Evidence of an emerging levee failure mechanism causing disastrous floods in Italy.* Water Resour. Res., 51, 7995–8011, doi:10.1002/2015WR017426..
- Palladino MR, Barbetta S, Camici S, Claps P, Moramarco T. (2019).** *Impact of animal burrows on earthen levee body vulnerability to seepage.* J Flood Risk Management. 2020;13 (Suppl.1):e12559. <https://doi.org/10.1111/jfr3.12559>.
- Reddi, N., Etherington, T. R., Wilson, G., Montgomery W. I. (2008).** *Badger Survey of Northern Ireland 2007/20.* Report prepared by Quercus and Central Science Laboratory for the Department of Agriculture & Rural Development (DARD) Northern Ireland, UK.

- Reinhardt, L., Jerolmack, D., Cardinale, B. J., Vanacker, V., & Wright, J. (2010).** *Dynamic interactions of life and its landscape: Feedbacks at the interface of geomorphology and ecology.* *Earth Surface Processes and Landforms*, 35, 78–101. <https://doi.org/10.1002/esp.1912>.
- Rice, S. P., Johnson, M. F., & Reid, I. (2012).** In M. Church, P. M. Biron, & A. G. Roy (Eds.), *Gravel-bed Rivers: Processes, Tools, Environments* (pp. 225–241). New York: John Wiley & Sons. ISBN: 9780470688908.
- Simonini, P., Cola, S., & Bersan, S. (2014).** *Caratterizzazione geotecnica, meccanismi di collasso e monitoraggio delle arginature.* XXV Convegno Nazionale Di Geotecnica - Roma.
- Stadler, L., Hinkelmann, R. & Helmig, R. (2011).** *Modeling Macroporous Soils with a Two-Phase Dual-Permeability Model.*
- Stadler, L., Hinkelmann, R. & Zehe, E. (2009).** *Two-phase flow simulation of water infiltration into layered natural slopes inducing soil deformation.*
- Taccari M. L. (2015).** *Study upon the possible influence of animal burrows on the failure of the levee of San Matteo along the Secchia river.* MSc Thesis Civil Engineering, Civil Engineering and Geosciences - TU Delft.
- Tinelli A., Tinelli P. (1988).** *L'istrice.* Siena. Editori del Grifo.
- Tocchetto G. (2000).** *Indagine sulla struttura di tane di Nutria Myocastor coypus (Molina, 1782) e loro impatto sulle arginature dei corsi d'acqua.* Atti 3° Convegno Faunisti Veneti. Rovigo 14-15 ottobre 2000. Suppl. al Bollettino del Museo Civico di Storia Naturale di Venezia. Vol 51.
- Varnes D. J. (1978).** *Slope Movement Types and Processes* In: Schuster RL, Krizek RJ (eds) *Landslides, analysis and control*, special report 176: Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC., pp. 11–33
- Vorogushyn, S., Merz, S., & Apel, H. (2009).** *Development of dike fragility curves for piping and micro-instability.* *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 1383–1401. <https://doi.org/10.5194/nhess-9-1383-2009>.