



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

A.a. 2025/2026

Sessione di Laurea Marzo 2026

Stabilità del fronte scavo in galleria: efficacia ed efficienza

Relatore:

Prof. Daniele Peila

Candidato:

Federico Augusto Agliardi

Correlatori:

Ing. Enrico Maria Pizzarotti

Ing. Filippo Prati

*Giunto quasi al termine di questo percorso,
desidero ringraziare tutte le persone che mi hanno accompagnato lungo questo cammino
e che mi sono state al fianco nel superare le asperità e nel gioire dei miei piccoli traguardi.*

*Ciascuno con il proprio tassello, unico e irripetibile,
diverso da tutti gli altri ma uniti da un comune orizzonte,
avete composto un mosaico meraviglioso che porto dentro di me con grande fierezza.*

*A coronamento del mio percorso universitario si colloca questa tesi,
per la quale desidero esprimere sincera gratitudine
a chi mi ha ispirato e guidato nel lavoro di ricerca.*

*Ringrazio l'Ing. Pizzarotti per il prezioso ruolo di Maestro,
grazie al quale ho potuto stimolare la mia curiosità intellettuale
e maturare un apprendimento più consapevole.*

*Ringrazio l'Ing. Prati per la costanza e la dedizione dimostratemi,
per aver fatto proprio questo lavoro e per averne seguito con attenzione lo sviluppo,
sempre presente nei momenti di bisogno.*

Abstract

La stabilità del fronte di scavo rappresenta una delle criticità principali nella realizzazione di gallerie in contesti geomeccanici scadenti. In tali scenari, il rinforzo del nucleo del fronte mediante inclusi è una tecnica utilizzata per il controllo dell'estrusione e della convergenza del cavo prima dell'installazione del rivestimento di prima fase. La presente tesi indaga le condizioni di **efficacia** ed **efficienza** del rinforzo al fronte, definendo la prima come la capacità di garantire la stabilità e limitare le deformazioni dell'ammasso entro soglie di sicurezza e la seconda come l'ottimizzazione del rapporto costi-benefici in termini di risorse e tempi di esecuzione. La metodologia di ricerca è stata applicata a contesti di **cavità naturali in ammassi rocciosi** e ha seguito un approccio basato su più livelli di approfondimento. In una prima fase, è stata condotta un'analisi parametrica su un ampio spettro di casistiche geomeccaniche e condizioni al contorno (coperture) mediante metodi analitici associati a criteri empirici, al fine di pre-dimensionare l'intervento necessario per la stabilità. Successivamente, i risultati sono stati validati e affinati attraverso modellazione numerica: dapprima con analisi assialsimmetriche per calibrare il comportamento globale, e infine con analisi tridimensionali. L'approccio 3D ha permesso di simulare le fasi di scavo e l'interazione terreno-rinforzo, riducendo le approssimazioni conservative dei metodi semplificati. Il risultato della ricerca permette di definire dei **criteri di normalizzazione** e di individuare utili domini di progetto. Tali strumenti consentono al progettista di stimare rapidamente, in fase preliminare, la configurazione di rinforzo ottimale, garantendo la stabilità (efficacia) e minimizzando il sovradimensionamento (efficienza) in funzione delle specifiche condizioni al contorno.

*Face stability represents one of the main critical issues in tunnel construction under poor geomechanical conditions. In such scenarios, reinforcement of the face core using linear elements is a commonly adopted technique to control face extrusion and tunnel convergence prior to the installation of the primary lining. This thesis investigates the conditions of **effectiveness and efficiency** of face reinforcement. Effectiveness is defined as the capability of the reinforcement system to ensure stability and to limit ground deformations within prescribed safety thresholds. Efficiency, on the other hand, refers to the optimization of the cost–benefit ratio in terms of resources employed and construction time. The research methodology was applied to **circular cavities excavated in rock masses** and followed a multi-level approach with increasing degrees of detail. In an initial phase, a parametric analysis was carried out over a wide range of geomechanical conditions and boundary conditions (overburden depths) using analytical methods associated to empirical criteria, with the aim of preliminary design of the reinforcement required to ensure stability. Subsequently, the results were validated and refined through numerical modelling: first by means of axisymmetric analyses to calibrate the global mechanical response, and finally through three-dimensional analyses. The 3D approach made it possible to simulate excavation stages and ground–reinforcement interaction, reducing the conservative assumptions inherent in simplified methods. The outcomes of the study allow the definition of **normalized design criteria** and the identification of design domains. These tools enable designers to rapidly estimate, at the preliminary design stage, the optimal reinforcement configuration, ensuring stability (effectiveness) while minimizing overdesign (efficiency) according to the specific boundary conditions.*

Indice

Glossario.....	1
1. Introduzione: contestualizzazione e obiettivi della ricerca	5
1.1 Metodi di scavo	7
1.1.1 Scavo meccanizzato	8
1.1.2 Scavo convenzionale.....	9
1.2 Metodi, materiali e attrezzature per il rinforzo del fronte.....	12
1.2.1 Materiali e Tecnologie di Rinforzo	13
1.2.2 Distinzione tra Rinforzo e Consolidamento	15
1.3 Definizione dei limiti dello studio e degli obiettivi.....	15
2. Rassegna della letteratura e delle teorie di riferimento	18
2.1 Approcci analitici	19
2.2 Approcci numerici	21
2.3 Indicazioni bibliografiche e loro limiti di applicabilità	31
3. Descrizione della metodologia ed elaborazione dei dati	35
3.1 Classificazioni geomeccaniche e caratterizzazioni (modelli costitutivi)	35
3.1.1 Il Criterio di Plasticità di Hoek & Brown	35
3.1.2 Linearizzazione dell'Inviluppo di Rottura (Parametri Equivalenti di Mohr-Coulomb) ..	37
3.2 Variabilità dei parametri geomeccanici considerati.	39
4. Metodi analitici per la verifica della stabilità del fronte (Linee Caratteristiche)	46
4.1 Ipotesi di base.....	46
4.2 Caratterizzazione Geomeccanica e Criterio di Rottura	47
4.3 Effetto Tridimensionale del Fronte e Tasso di Deconfinamento.....	49
4.3 Implementazione del Metodo delle Linee Caratteristiche	51
4.3.1 Curva Caratteristica della Cavità.....	52
4.3.2 Curva Caratteristica del Fronte	53
4.3.4 Curva Caratteristica del Supporto	55
4.4 Dimensionamento degli Interventi di Rinforzo	56
4.5 Esempi di applicazione del calcolo	60
4.5.1 Determinazione dei parametri di Hoek & Brown.....	60

4.5.2	Passaggio ai parametri di Mohr-Coulomb.....	60
4.5.3	Calcolo delle curve caratteristiche della cavità, del fronte e della fascia plastica	60
4.5.4	Interventi al fronte	67
4.6	Validazione del Modello	69
4.7	Sintesi dei risultati e analisi di sensibilità	72
5.	Criteri empirico-analitici per la verifica della stabilità del fronte.....	82
5.1	Metodo di Basin & Peck – 1994	83
5.2	Metodo di Panet – 1995.....	85
5.3	Metodo di Hoek & Marinos – 2000.....	87
5.4	Criteri di stabilità adimensionalizzati	90
5.5	Risultati empirico-analitici e selezione dei casi d’interesse ai fini del rinforzo del fronte ..	91
5.6	Dimensionamento del rinforzo al fronte con le Linee Caratteristiche	93
6.	Metodi numerici per la verifica della stabilità del fronte.....	98
6.1	Analisi in condizioni di deformazioni piane	98
6.1.1	Esempio di calcolo.....	99
6.2	Analisi assialsimmetriche	102
6.2.1	Inquadramento teorico e ipotesi di base	102
6.2.2	Funzionamento del modello: impostazione numerico–operativa.....	103
6.2.3	Modellazione del rinforzo del fronte: principio e ipotesi	104
6.2.4	Esempio di calcolo.....	106
6.3	Sintesi dei risultati e analisi di sensibilità	114
6.4	Analisi Tridimensionali (3D).....	120
6.4.1	Descrizione del Modello.....	121
6.4.2	Sintesi dei risultati	125
6.4.3	Considerazioni su efficacia ed efficienza del rinforzo	128
7.	Conclusioni e sviluppi futuri.....	134

Glossario

Definizioni

Consolidamento: insieme di interventi volti a migliorare le proprietà meccaniche del terreno o dell'ammasso roccioso, aumentando resistenza e rigidità e riducendo deformabilità e permeabilità.

Criterio empirico: metodo di valutazione basato su osservazioni sperimentali, misure in situ e correlazioni derivate dall'esperienza pratica.

Efficacia: capacità di un intervento o sistema di raggiungere l'obiettivo prefissato, per esempio garantire la stabilità del fronte o limitare le deformazioni del terreno.

Efficienza: capacità di ottenere un determinato risultato impiegando il minimo necessario di risorse, materiali, tempo o costi.

Incluso: elemento strutturale inserito nel terreno o nell'ammasso roccioso con funzione di rinforzo o stabilizzazione, capace di trasferire e ripartire gli sforzi nel mezzo circostante.

Metodo analitico: metodo di analisi basato su formulazioni matematiche e soluzioni teoriche delle equazioni di equilibrio e di comportamento del terreno.

Rinforzo: intervento realizzato mediante l'inserimento nel terreno o nell'ammasso roccioso di inclusi, che interagiscono con il mezzo circostante attraverso meccanismi di aderenza, contribuendo alla ripartizione degli sforzi e al contenimento delle deformazioni.

Rivestimento di prima fase: sistema di supporto realizzato immediatamente dopo lo scavo, mediante calcestruzzo proiettato o gettato in opera, per garantire la stabilità provvisoria della cavità e limitare le deformazioni del terreno.

Rivestimento definitivo: realizzato dopo il completamento dello scavo, con funzione strutturale, di durabilità e di finitura dell'opera.

Scavo con metodi convenzionali: scavo di gallerie realizzato mediante tecniche cicliche di avanzamento, quali scavo con escavatori e martelli idraulici, con successiva installazione dei rivestimenti di prima fase a ridosso dello scavo.

Scavo con metodi meccanizzati: scavo di gallerie realizzato mediante frese meccaniche a piena sezione, tipicamente TBM (Tunnel Boring Machine), che possono effettuare scavo e confinamento in modo continuo e automatizzato.

Nomenclature e Acronimi

CAGR: Compound Annual Growth Rate

EPB: Earth Pressure Balance

FDM: Finite Difference Method

FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua

GRC: Ground Reaction Curve

GSI: Ground Strength Index

ITA: International Tunnelling and Underground Space Association

LC: Linee Caratteristiche

LSR: Load Sharing Ratio
MR: Modulus Ratio
RMR: Rock Mass Rating
SCC: Support Characteristic Curve
TBM: Tunnel Boring Machine
UCS: Uniaxial Compressive Strength.
VTR: Elementi in vetroresina utilizzati per il rinforzo del fronte

Simboli Latini

A: Area [m²]
a: parametro di forma della curva di rottura (Hoek&Brown)
C/D: Rapporto tra copertura e diametro della galleria
C_a, C_∞, C_{inf}: Convergenza assoluta (a distanza infinita dal fronte) [m]
C_f, u_f: Convergenza al fronte [m]
c: Coesione
c_p: Coesione di picco [kPa]
c_r: Coesione residua [kPa]
D: Diametro della galleria [m]
D: Fattore di disturbo
d: Diametro di perforazione dell'incluso [m]
E_i: Modulo di deformazione della roccia intatta [MPa]
E_m: Modulo di deformazione dell'ammasso roccioso [MPa]
f_{pl,f}: Estensione della fascia plastica davanti al fronte di scavo [m]
f_{y,d}: Tensione di snervamento di progetto [kPa]
f_{y,k}: Tensione di snervamento caratteristica [kPa]
H, C: Copertura [m]
K₀: Coefficiente di spinta a riposo
K_P: Coefficiente di spinta passiva
L: Lunghezza [m]
m_b: parametro di attrito dell'ammasso roccioso (Hoek&Brown)
m_i: costante del materiale della roccia intatta
n: numero
N, N_t: Fattore di Stabilità (*Stability Factor*)
N: Sforzo normale [kN]
P₂: Pressione di confinamento richiesta secondo le LC [kPa]
p₀: Tensione geostatica iniziale [kPa]

p_i : Pressione equivalente fittizia applicata al fronte dai rinforzi [kPa]

p_r : Pressione radiale agente sulla cavità [kPa]

R : Raggio della galleria [m]

$R_{\text{mezzo nucleo}}$: Resistenza di mezzo nucleo al fronte [kPa]

R_{pl} : Raggio plastico [m]

r : Coordinata radiale [m]

s : parametro di coesione dell'ammasso roccioso

$T_{\gamma,k}$: Resistenza a trazione caratteristica dell'incluso [kN]

T_{Rd} : Resistenza a trazione di progetto dell'incluso [kN]

u : Spostamento [m]

u_r : Spostamento radiale / Convergenza [m]

Simboli Greci

γ : Peso specifico [kN/m³]

ΔP : Differenza di pressione stabilizzante da fornire al fronte [kPa]

δ_γ : spostamento verticale della cavità [m]

ε : Deformazione

ε_f : Estrusione al fronte [m]

ε_{el} : Deformazione elastica

ε_p : Deformazione plastica

ε_r : Deformazione radiale

ε_t : Convergenza percentuale assoluta (Hoek & Marinos) [%]

θ : Coordinata angolare [°]

Λ_f : Face stability parameter

Λ_p : Densità dei rinforzi (parametro adimensionale)

λ, λ_e : Tasso di deconfinamento (Panet)

ν : Coefficiente di Poisson

π : Costante matematica (pi greco)

ρ : Densità dell'ammasso [kg/m³]

ρ_{rinforzo} : Densità areale del rinforzo al fronte [n/m²]

σ_0 : Tensione geostatica iniziale in situ [MPa]

σ_1 : Tensione principale maggiore [MPa]

σ_3 : Tensione principale minore [MPa]

σ_{ci} : Resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (UCS) [MPa]

σ_{cm} : Resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso [MPa]

σ_h : Tensione orizzontale in situ [MPa]

σ_r : Tensione radiale [MPa]

σ_t : Resistenza a trazione [MPa]

σ_v : Tensione verticale geostatica [MPa]

τ_d : Tensione tangenziale di progetto [kPa]

τ_k : Tensione tangenziale caratteristica [kPa]

ϕ / φ : Angolo di resistenza al taglio [°]

ϕ_p : Angolo di resistenza al taglio di picco [°]

ϕ_r : Angolo di resistenza al taglio residuo [°]

ψ : Dilatanza [°]

Ω_{h0} : parametro adimensionale che rappresenta l'estrusione media al fronte

1. Introduzione: contestualizzazione e obiettivi della ricerca

Lo sviluppo delle infrastrutture sotterranee rappresenta, nell'attuale panorama socioeconomico globale, una delle sfide ingegneristiche più complesse e strategicamente rilevanti. La progressiva saturazione degli spazi urbani di superficie, unita alla crescente domanda di mobilità veloce e interconnessa, come le reti trans-europee (TEN-T), ha imposto un cambio di paradigma nella pianificazione territoriale: il sottosuolo si è rivelata una risorsa spaziale fondamentale per garantire l'efficienza logistica e la sostenibilità ambientale.

Una ricerca di mercato del 2019 [1] ha stimato che il settore delle gallerie e degli spazi sotterranei ha generato valore per 125 miliardi di euro (140 miliardi di dollari), in crescita rispetto agli 86 miliardi di euro del 2017, con un tasso annuo intorno al 9%, pari a circa 2,5 volte la crescita media del settore costruzioni. La lunghezza media annua scavata si attesta intorno ai 5.200 km, dato tuttavia influenzato dall'elevata variabilità delle informazioni provenienti dalla Cina, che rappresenta una quota rilevante del mercato globale.

In termini relativi, il tunnelling costituisce circa il 6–7% del mercato delle infrastrutture, considerando che l'ingegneria civile rappresenta circa il 20% del totale costruzioni, con forti differenze tra Paesi [1].

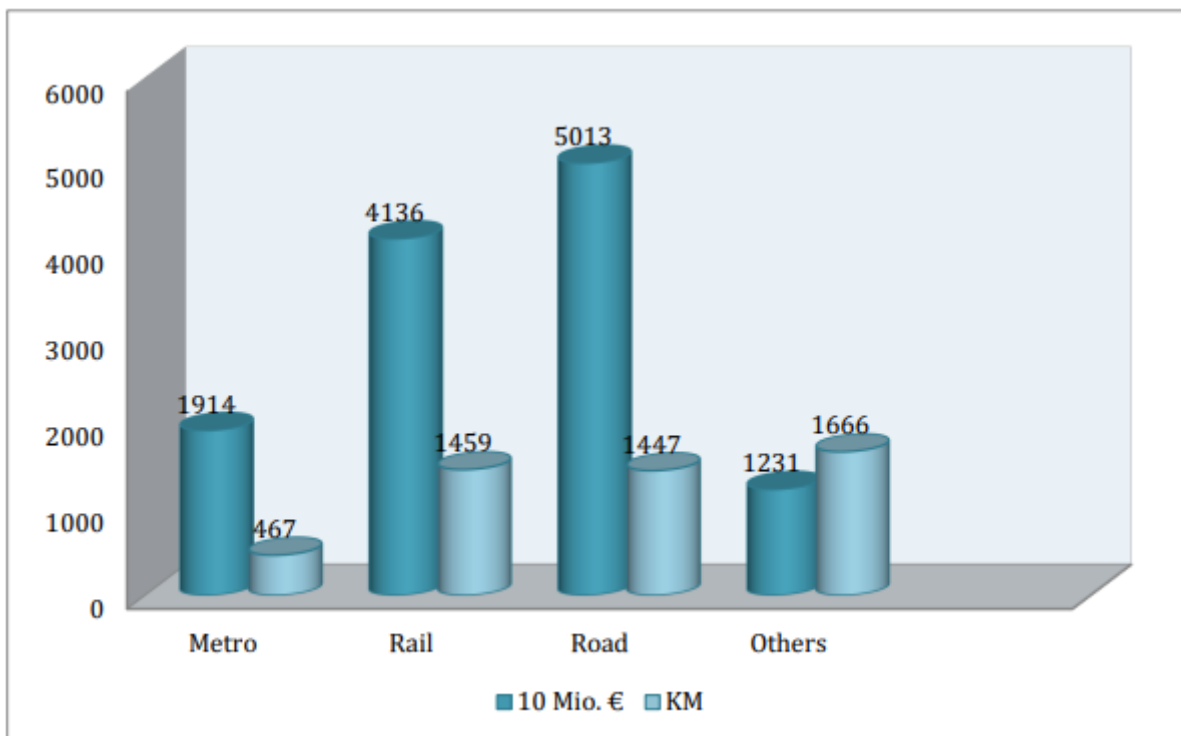


Figura 1.1: Tunnel Market Survey 2019 - ITA-AITES [1]

La ripartizione per tipologia di tunnel mostra che il valore economico è così ripartito:

- le gallerie ferroviarie rappresentano il 29% delle lunghezze e il 34% del valore economico;
- le gallerie stradali il 29% delle lunghezze ma il 40% del fatturato (maggiore incidenza economica per km);

- le metropolitane solo il 9% delle lunghezze ma il 16% del valore;
- altre tipologie (idroelettrico, sottoservizi) il 33% delle lunghezze ma solo il 10% del valore.

Il mercato globale delle gallerie è in crescita, con un passaggio da 27,74 miliardi di dollari nel 2025 a una previsione di 38,6 miliardi nel 2030, con una crescita annuale media (CAGR) nell'ordine del 6–7% (Figura 1.2).

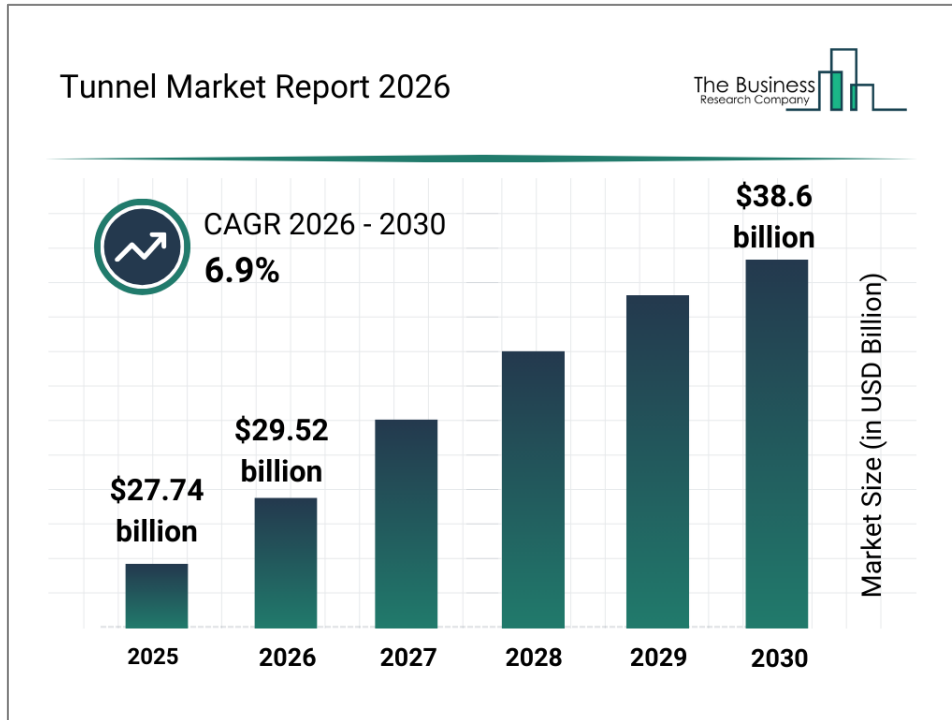


Figura 1.2: Tunnel Market Report 2026 [1]

Nonostante le prospettive positive sullo sviluppo del mercato, la crescita resta fortemente dipendente da investimenti pubblici e da condizioni macroeconomiche favorevoli, oltre che dalla capacità delle imprese di sostenere la produzione e i costi legati all'innovazione tecnologica [1].

Se storicamente la realizzazione di gallerie era guidata dalla ricerca dei tracciati geologicamente più favorevoli, aggirando gli ostacoli naturali, le moderne esigenze antropiche impongono tracciati obbligati. Ciò comporta l'attraversamento di ammassi rocciosi caratterizzati da scadenti proprietà geomeccaniche ed elevate coperture, contesti idrogeologici complessi o ambienti urbani sensibili ai cedimenti. In tale scenario, il tunnelling ha compiuto nel corso degli ultimi decenni un'evoluzione sostanziale, passando da un approccio puramente empirico, proprio delle vecchie miniere sostenute con pali e tronchi in legno e delle prime gallerie ferroviarie sostenute da archi in pietra, a una metodologia scientifica rigorosa. Tuttavia, il materiale roccioso con il quale ci si trova a operare presenta discontinuità e non linearità tali da rendere difficili la previsione del reale comportamento dell'ammasso e l'interazione che la struttura ha con esso. Rispetto ai problemi statici delle strutture in elevazione, risolvibili in forma chiusa grazie alla risoluzione di equazioni di equilibrio della Scienza delle Costruzioni e grazie a una approfondita conoscenza e caratterizzazione meccanica del materiale, che viene prescritto dal progettista, la geotecnica si trova a dover adattare la propria progettazione alle caratteristiche intrinseche di

un materiale naturale, che raramente calza schemi e paradigmi dettati dalle semplificazioni fatte dall'uomo. Ne consegue la necessità di approfondire la conoscenza che si ha del sottosuolo, e in questo si sono fatti grandi passi negli ultimi decenni grazie ai progressi fatti dalla geologia e dalla geofisica. Sul fronte prettamente geotecnico e della meccanica delle rocce, l'impiego di strumentazioni di laboratorio sempre più precise ha permesso di accrescere il livello di conoscenza dei provini di terreno e roccia, che oggi possono essere caratterizzati meccanicamente, ricordando che nel caso delle rocce le caratteristiche del provino non sono quasi mai direttamente correlabili a quelle dell'ammasso. La geotecnica e la meccanica delle rocce, "scienze" o "tecniche" relativamente giovani, hanno superato l'approccio artigianale passato e volgono verso un approccio numerico avanzato, ma conservano la loro natura empirica basata sull'osservazione dei fenomeni fisici (in situ o in laboratorio) e sul tentativo di trovare le leggi che meglio descrivono questi fenomeni. Fatta salva l'evoluzione tecnico-scientifiche fatta negli ultimi decenni, bisogna sempre tenere a mente che anche le più affinate analisi numeriche portano con sé le approssimazioni e le semplificazioni fatte a monte. Quindi i risultati ottenuti descrivono perfettamente il modello, che è diverso dalla realtà.

Venendo agli argomenti di interesse di questa tesi, la stabilità del fronte di scavo permane una tra le criticità principali nella realizzazione di opere in sotterraneo. Il fronte rappresenta, per definizione, una singolarità nel continuo statico: è l'unica superficie non confinata (o parzialmente confinata) durante l'avanzamento, punto in cui si concentrano i fenomeni di rilascio tensionale tridimensionale. Il controllo della stabilità del fronte non risponde solo a esigenze strutturali, ma è il primo presidio di sicurezza per le maestranze che operano in galleria e la garanzia di minimizzazione dei risentimenti in superficie.

La presente tesi si colloca in questo preciso ambito di ricerca. L'obiettivo è investigare le tematiche inerenti alla stabilità del fronte in **cavità naturali in roccia, non rivestite** e realizzate con **metodi convenzionali**, limitando la ricerca alle tecniche di **rinforzo del nucleo del fronte mediante inclusi**. Sebbene tali tecnologie siano ormai ampiamente diffuse, la letteratura scientifica e la pratica progettuale mostrano ancora ampi margini di incertezza riguardo l'ottimizzazione di tali interventi.

Attraverso un approccio multi-scalare che integra metodi analitici, modellazione numerica 2D e analisi tridimensionali avanzate, questo lavoro intende definire criteri di efficacia ed efficienza progettuale. Si mira a fornire al progettista strumenti operativi (domini di progetto) capaci di coniugare la sicurezza statica con la sostenibilità economica e temporale dell'opera, superando il puro approccio di verifica di resistenza in favore di un design prestazionale ottimizzato.

1.1 Metodi di scavo

La realizzazione di un'opera in sotterraneo impone una scelta metodologica fondamentale a monte del processo progettuale: l'impiego dello scavo meccanizzato (TBM - *Tunnel Boring Machine*) o dello scavo convenzionale. Sebbene capiti che sullo stesso progetto vengano adottate sia l'una che l'altra, i due criteri costruttivi differiscono radicalmente per approccio, gestione del rischio e organizzazione del cantiere.

1.1.1 Scavo meccanizzato

Lo scavo meccanizzato prevede l'impiego di una TBM, una macchina che industrializza il processo di scavo e può eseguire in continuo e simultaneamente tutte le operazioni principali: abbattimento del materiale mediante la testa fresante, evacuazione dello smarino, confinamento del fronte (attraverso la pressione applicata dalla testa fresante o dal materiale nella camera di scavo) e posa del rivestimento definitivo in conci prefabbricati di cemento armato.

L'adozione della tipologia di TBM dipende dal contesto litologico in cui si realizza lo scavo:

- **EPB (Earth Pressure Balance):** Ideali per terreni coesivi o argillosi, utilizzano lo stesso terreno scavato e condizionato per bilanciare la pressione delle terre e dell'acqua.

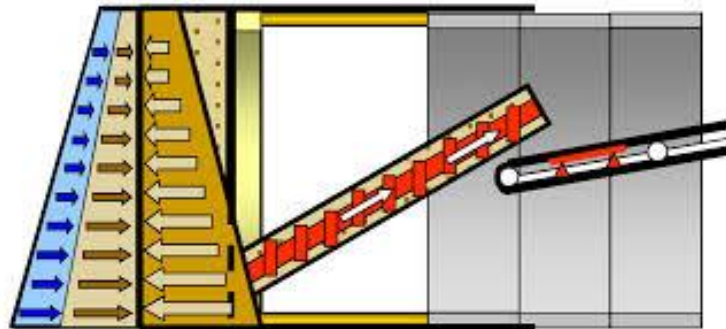


Figura 1.3: EPB TBMs

- **Slurry Shield (Idroscudi):** Impiegano un fluido bentonitico in pressione per sostenere fronti in terreni granulari anche sottofalda.

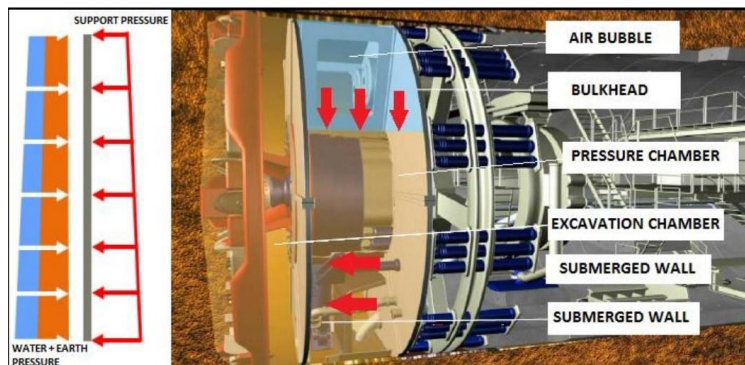


Figura 1.4: Slurry Shield TBMs

- **Gripper e Single/Double Shield:** Utilizzate esclusivamente in roccia, dove la stabilità del fronte è normalmente garantita dalle caratteristiche dell'ammasso o dove è richiesto l'ancoraggio sulle pareti laterali per la spinta.

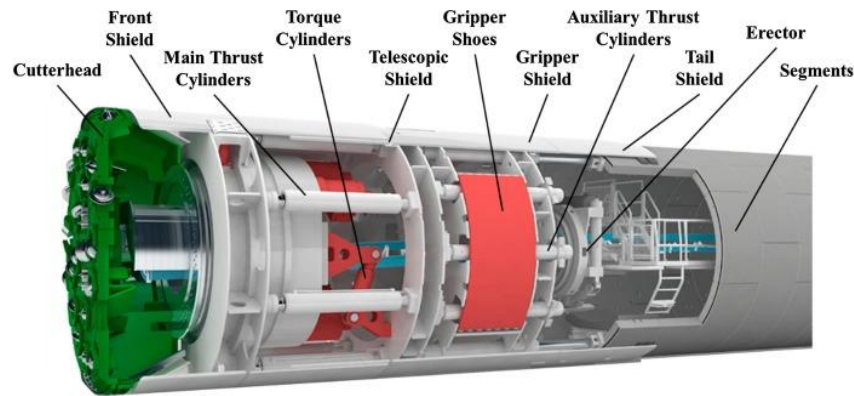


Figura 1.5: Double Shield TBMs

Il meccanizzato si conferma la scelta d'elezione per gallerie di notevole lunghezza grazie all'elevata velocità di avanzamento, per scavi in ambito urbano grazie al controllo dei cedimenti superficiali, e per gallerie sottofalda grazie alla possibilità di contrastare efficacemente la spinta dell'acqua. Tuttavia, la rigidità della macchina, progettata per specifiche condizioni litologiche, e i rilevanti costi di fabbricazione, trasporto e montaggio ne limitano l'impiego a progetti di scala chilometrica.

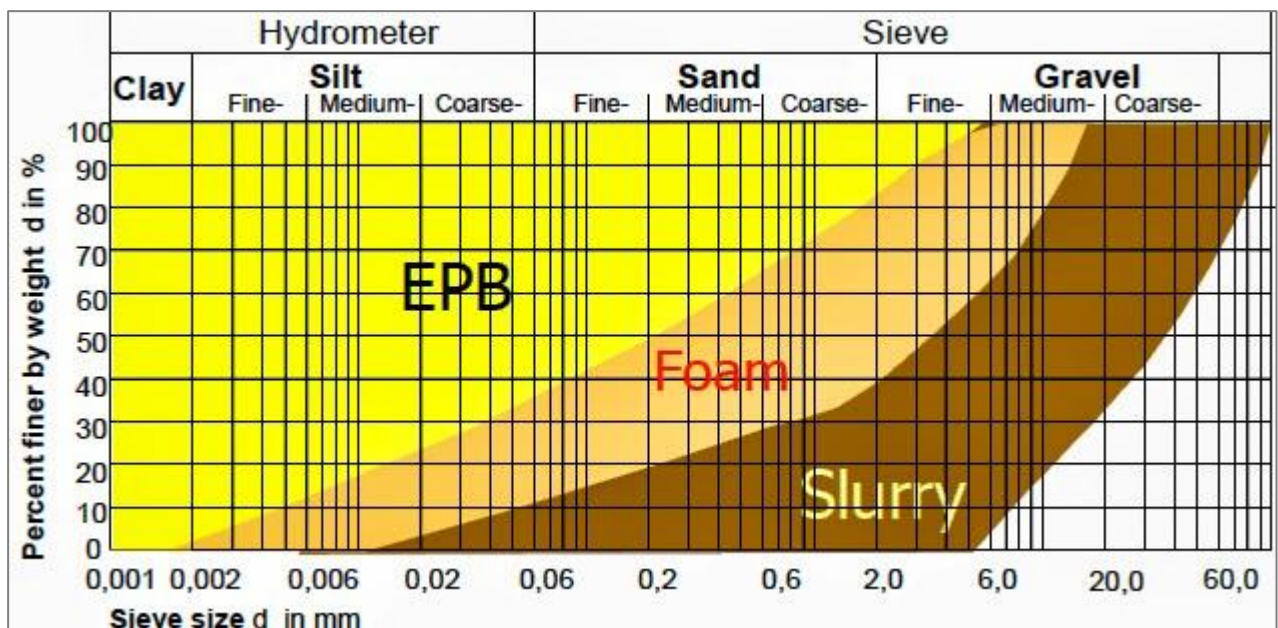


Figura 1.6: Applicabilità del tipo di TBM in base alla granulometria

1.1.2 Scavo convenzionale

Laddove le condizioni geologiche risultino estremamente variabili, le lunghezze di scavo ridotte, le geometrie delle sezioni complesse o variabili (per esempio allarghi, cameroni, nicchie), lo scavo convenzionale diviene la soluzione tecnicamente ed economicamente più conveniente. La peculiarità dell'avanzamento in tradizionale consiste nella **ciclicità** delle operazioni e nella **adattabilità** delle scelte di intervento alle mutabilità delle condizioni geotecniche. A differenza del processo continuo delle TBM, il metodo convenzionale procede per campi o passi

di avanzamento, permettendo di adottare la miglior tipologia di scavo e di confinamento alle reali condizioni incontrate metro dopo metro. Questo approccio è fondamentale quando l'incertezza geologica è elevata (carenza di indagini o complessità strutturale dell'ammasso), poiché consente cambi di assetto in corso d'opera senza fermi cantiere onerosi.

Le tecniche di avanzamento nel metodo convenzionale includono:

- **Escavatori con benna o ripper:** Per terreni sciolti o rocce tenere.



Figura 1.7: Attacco del fronte con escavatore

- **Frese puntuali (Roadheaders):** Impiegate in rocce di media e alta resistenza. Macchine a braccio mobile con testa fresante, che offrono un buon compromesso tra la produttività dell'abbattimento meccanico e quella dell'esplosivo.



Figura 1.8: Attacco del fronte con fresa puntuale

- **Martelloni idraulici:** Montati su escavatori, ideali per rocce fratturate o di media



Figura 1.9: Attacco del fronte con martello idraulico montato su escavatore resistenza.

- **Esplosivo (Drill & Blast):** Ottimale per rocce dure e compatte. Presenta limitazioni legate alle vibrazioni indotte sugli edifici sensibili, alla sovra-profilatura dello scavo e ai tempi morti necessari per la ventilazione dei fumi.



Figura 1.10: Attacco del fronte con esplosivo

Per sezioni di scavo molto ampie, in cui le dimensioni dei mezzi di scavo costituiscono un vincolo, il metodo convenzionale prevede la **parzializzazione della sezione**.



Figura 1.11: Zone di scavo a sezione parzializzata

Anziché scavare l'intero fronte in una sola fase (fronte intero), si procede dividendo lo scavo in:

1. **Calotta:** La parte superiore, scavata e sostenuta per prima per garantire la protezione "a tetto".
2. **Strozzo (o Panca):** La parte centrale/inferiore, rimossa in una fase successiva.
3. **Arco rovescio:** La chiusura inferiore dell'anello strutturale.

1.2 Metodi, materiali e attrezzature per il rinforzo del fronte

Nel ciclo di scavo convenzionale, quando il terreno non possiede caratteristiche di auto-sostentamento sufficienti per il tempo necessario alla posa dei rivestimenti primari, si rende indispensabile l'intervento di stabilizzazione preventiva. È qui che entra in gioco il **rinforzo del fronte**.

L'operazione si inserisce nella sequenza ciclica come fase propedeutica allo scavo vero e proprio. La procedura tipica si articola nei seguenti step:

1. **Esecuzione del rinforzo:** Inserimento di elementi lineari nel fronte (ed eventualmente al contorno, come infilaggi) per una lunghezza superiore al passo di scavo previsto, garantendo una sovrapposizione (*overlap*) tra i trattamenti successivi.
2. **Scavo (Sfondo):** Avanzamento per una lunghezza limitata, tale da mantenere sempre una porzione di rinforzo attiva e ancorata nel terreno vergine oltre il fronte.
3. **Smarino:** Rimozione e trasporto del materiale abbattuto tramite pale cariatrici e autocarri.
4. **Confinamento della cavità:** Installazione dei rivestimenti primari (calcestruzzo proiettato fibrorinforzato, centine metalliche, reti elettrosaldate, chiodi e bulloni radiali).
5. **Eventuale chiusura dell'arco rovescio.**

1.2.1 Materiali e Tecnologie di Rinforzo

Il rinforzo del nucleo del fronte avviene prevalentemente mediante l'inserimento di elementi lineari cementati all'interno di perforazioni, che funzionano come ancoraggi passivi, lavorando a trazione e taglio per contrastare l'estrusione e l'instabilità per scivolamento di blocchi e porzioni di ammasso.

Gli elementi più diffusi sono i **tubi in vetroresina (VTR)**. La scelta di questo materiale composito non è casuale, ma risponde a precise esigenze operative:

- **Elevata resistenza a trazione:** Necessaria per cucire il terreno e opporsi alla spinta del fronte.
- **Fragilità al taglio:** Caratteristica fondamentale che permette di demolire la porzione di fronte rinforzata senza intoppi e senza danneggiare i mezzi di scavo. L'installazione avviene mediante perforatori che eseguono il foro e inseriscono il tubo; si procede poi all'iniezione di malte cementizie per garantire l'aderenza con l'ammasso. Il notevole ingombro dei posizionatori, che hanno bracci compresi tra i 9 e i 24 metri, o la discontinuità del loro utilizzo non rendono sempre possibile l'impiego dei VTR.



Figura 1.12: Tubi e barre in vetroresina per il rinforzo del fronte

In condizioni di lavoro in spazi ristretti o in presenza di variabilità geomeccaniche, le **barre autopercoranti in acciaio** possono costituire la soluzione più percorribile. Queste vengono installate per mezzo di perforatori (bracci fino a 6 metri) e sono dotate di una punta a perdere. Fungono contemporaneamente da asta di perforazione e da incluso, e vengono iniettate attraverso l'anima cava centrale. Anch'esse sono dotate di un'elevata resistenza trazione, ma forniscono un contributo rilevante anche a taglio, motivo per il quale vengono demolite per mezzo di pinze idrauliche montate su escavatore o smerigliatrici.



Figura 1.13: Barre autopercoranti in acciaio @Italswiss Engineering



Figura 1.14: Installazione di elementi lineari con perforatore Jumbo

L'efficacia del rinforzo dipende strettamente dalla sua geometria. I parametri chiave sono:

- **Densità:** Numero di elementi per metro quadro di fronte.
- **Lunghezza (L):** Lunghezza dell'incluso (generalmente fino a 24 metri).
- **Sovrapposizione (*Overlap*):** Poiché lo scavo avanza, parte del rinforzo viene demolita. È essenziale che, prima di procedere al nuovo passo di rinforzo, rimanga nel terreno una porzione residua di barre sufficiente a garantire la stabilità dell'ultimo tratto scavato.

L'individuazione dello schema di rinforzo più efficace ed efficiente, quindi la determinazione di ciascuno dei tre parametri, è una scelta di progetto che viene valutata caso per caso. Nella stessa galleria si possono adottare schemi di rinforzo diversi in funzione delle diverse condizioni geologiche incontrate.

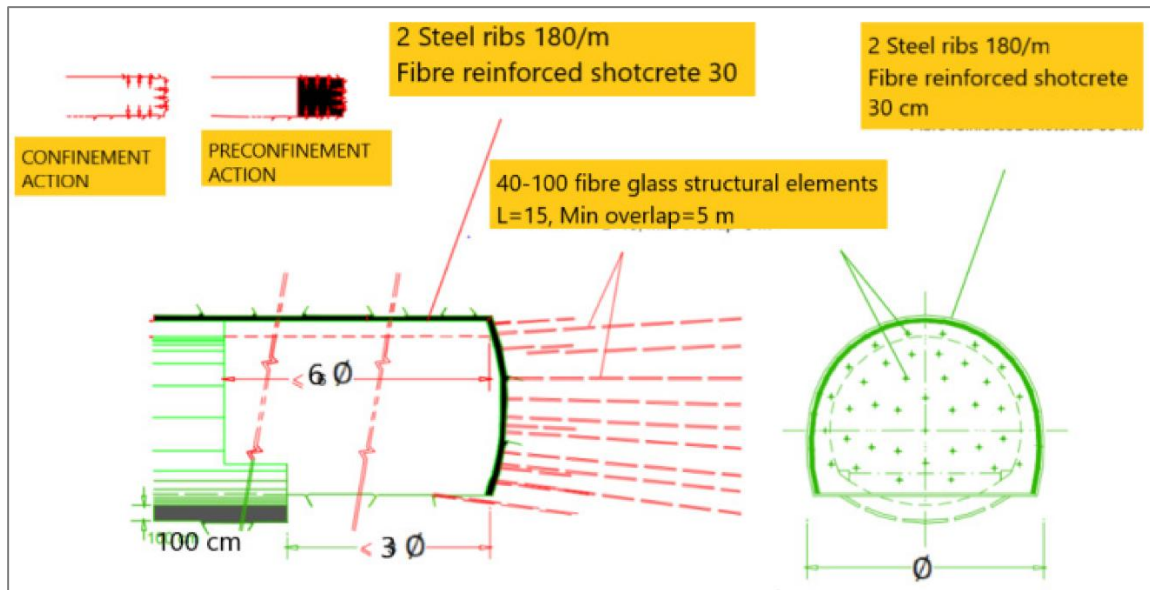


Figura 1.15: Schema di rinforzo del fronte e della cavità adottato per la galleria di Fiorenzuola

1.2.2 Distinzione tra Rinforzo e Consolidamento

È fondamentale, ai fini di questa trattazione, porre una netta distinzione concettuale e tecnica tra due categorie di intervento spesso confuse:

1. **Rinforzo (*Reinforcement*)**: Oggetto principale di questa tesi. Si riferisce all'inserimento di elementi strutturali che forniscono una pressione di confinamento o una coesione "equivalente" all'ammasso, senza alterare permeabilità e indice dei vuoti.
2. **Consolidamento/Miglioramento (*Ground Improvement*)**: Interventi atti a modificare le proprietà intrinseche del terreno (permeabilità, resistenza, modulo di deformazione). Rientrano in questa categoria il *Jet-Grouting* (disgregazione e miscelazione del terreno con sospensione cementizia ad alta pressione), le iniezioni chimiche o cementizie (per esempio tubi a manchette e iniezioni dirette).

Sebbene tecniche come le iniezioni (*grouting*) possano essere complementari ad altri interventi di stabilizzazione della galleria, esse risultano spesso estremamente dispendiose in termini di tempi (*time-consuming*) e costi di esecuzione. Inoltre, l'efficacia di un'iniezione attraverso un semplice tubo valvolato in roccia fratturata è aleatoria e difficilmente controllabile rispetto alla certezza meccanica di un incluso cementato. Pertanto, questa ricerca si focalizza sull'efficacia del rinforzo strutturale tramite inclusi lineari, considerando il miglioramento massivo del terreno come una soluzione distinta, **da adottare solo quando il rinforzo meccanico non sia sufficiente o tecnicamente praticabile.**

1.3 Definizione dei limiti dello studio e degli obiettivi

Al fine di circoscrivere il campo di indagine e mantenere l'analisi entro un quadro metodologico coerente, il presente studio è stato limitato ad alcune specifiche condizioni operative e geomeccaniche. In particolare:

- l'analisi è riferita a gallerie scavate con **metodi convenzionali**, tralasciando le tematiche riguardanti ai metodi meccanizzati;
- il contesto geologico considerato è costituito da **ammassi rocciosi**, con esclusione dei terreni sciolti o coesivi; per il modello costitutivo utilizzato, considerando l'ammasso come un continuo equivalente, si veda Cap. 3.1.2;
- lo studio si concentra sul **rinforzo del fronte mediante inclusi** (per le caratteristiche meccaniche considerate, normalmente utilizzate per questi elementi, si veda Cap. 4.4), tralasciando le tecnologie di consolidamento del terreno quali *jet-grouting* e iniezioni;
- la valutazione della stabilità del fronte è condotta assumendo **condizioni di cavità naturale non rivestita**, trascurando quindi il contributo dei rivestimenti di prima fase.

La progettazione del rinforzo al fronte vede prioritaria la verifica di stabilità (efficacia). Tuttavia, il progettista si trova a dover gestire anche problemi di natura diversa, per esempio la fattibilità tecnica e l'ottimizzazione economica della progettazione (efficienza). Pertanto, focus di questa tesi è il binomio tra due parametri fondamentali che guidano le scelte costruttive: **efficacia ed efficienza**.

Per **efficacia** si intende la capacità tecnica del sistema di rinforzo di assolvere alla sua funzione primaria: garantire la sicurezza dello scavo e delle maestranze che vi lavorano. Un intervento efficace è quello che mantiene le deformazioni (estrusione del fronte e convergenza del cavo prima dell'installazione dei rivestimenti di prima fase) entro le soglie ammissibili, prevenendo il collasso e minimizzando il rilassamento dell'ammasso.

Per **efficienza**, invece, si intende la capacità di raggiungere l'obiettivo di stabilità ottimizzando tempi e costi. Il rinforzo del fronte rappresenta una delle fasi più critiche e onerose del ciclo di scavo: l'incremento del numero di inclusi o della lunghezza delle perforazioni comporta un rallentamento della produttività del cantiere e, conseguentemente, un aumento dei costi associati all'avanzamento dello scavo.

Un progetto sicuro ma sovradimensionato (per esempio densità degli inclusi eccessiva per le condizioni incontrate) è efficace ma non efficiente. Al contrario, un progetto che mira al risparmio ma che porta a deformazioni eccessive che richiedono interventi correttivi in corso d'opera, fallisce sia in efficacia che in efficienza.

La ragion d'essere di questa tesi risiede proprio nella ricerca di questo punto di equilibrio. Attraverso l'analisi parametrica e la modellazione numerica, si intende definire dei **domini di progetto normalizzati**. Tali strumenti permetteranno, di individuare il quantitativo e la disposizione di rinforzo tecnologicamente realizzabile che soddisfi i margini di sicurezza e massimizzi l'efficienza costruttiva, riducendo tempi e costi.

Riferimenti Bibliografici

[1] ITA-AITES (International Tunnelling and Underground Space Association). (2019). *Tunnel Market Survey 2019*.

2. Rassegna della letteratura e delle teorie di riferimento

Lo studio dei fenomeni geomeccanici legati allo scavo di gallerie si inserisce nel più generale quadro del **metodo scientifico**, che prevede l'osservazione di un fenomeno reale, la formulazione di un'ipotesi o di una legge di comportamento in grado di descriverlo e la successiva verifica della sua capacità di rappresentare adeguatamente la realtà. Qualora il modello proposto non risulti soddisfacente, il procedimento viene iterato mediante una nuova formulazione dell'ipotesi fino al raggiungimento di una rappresentazione sufficientemente affidabile del fenomeno osservato. In questo contesto, gran parte delle ricerche nel campo della meccanica delle rocce mira alla definizione di **leggi o formulazioni in forma chiusa** che descrivano la complessa interazione tra scavo e struttura. Ciò che differenzia i vari filoni di ricerca è **l'approccio utilizzato per derivare tali leggi di comportamento**, che può essere analitico, numerico o sperimentale.

- **Analitico:** analisi formalmente (quasi) esatte da cui si ottengono soluzioni matematicamente rigorose, ma caratterizzate da approssimazioni rispetto al comportamento reale del sistema e da un campo di validità limitato alle ipotesi di base (stato di sforzo isotropo, comportamento elastico perfettamente plastico, geometria semplificata, elevate coperture, ecc.). Tali metodi risultano particolarmente utili nelle fasi preliminari di progettazione, in quanto consentono di ottenere stime rapide dei principali parametri di risposta del sistema scavo–ammasso, successivamente affinabili mediante analisi numeriche più avanzate. Esempi classici di approcci analitici sono il **metodo delle Linee Caratteristiche** e il **metodo convergenza - confinamento**, utilizzati per descrivere l'interazione tra ammasso roccioso e rivestimento, nonché i metodi **all'equilibrio limite**, come quello proposto da Anagnostou & Kovari, finalizzati alla valutazione della stabilità del fronte di scavo. Tutti questi approcci hanno in comune l'obiettivo di ricondurre il problema fisico a una formulazione matematica risolvibile analiticamente, ottenendo relazioni in forma chiusa tra le variabili di progetto.
- **Numerico:** analisi computazionali che consentono di simulare scenari geomeccanici complessi e ottenere soluzioni approssimate del problema reale, con un grado di accuratezza dipendente dal modello costitutivo adottato, dalle condizioni al contorno e dalla discretizzazione del dominio. Il principale vantaggio di questo approccio risiede nella possibilità di investigare sistematicamente l'influenza della variabilità dei parametri di input (come H, GSI, m_i ed MR.) sul comportamento del sistema, mediante analisi parametriche estese. I risultati possono essere successivamente sintetizzati sotto forma di equazioni, curve o nomogrammi di progetto, utilizzabili come strumenti di dimensionamento. Tali risultati dovrebbero risultare più o meno coerenti con le leggi empiriche e analitiche impiegate in fase preliminare, consentendo eventualmente un affinamento del dimensionamento verso soluzioni più efficienti (per esempio riduzione del numero di rinforzi, minore lunghezza di ancoraggio e maggiori avanzamenti di scavo).
- **Sperimentale:** dall'esecuzione di prove ed esperimenti di laboratorio si ottengono risultati misurabili e formalizzabili mediante leggi che descrivono il comportamento osservato. Tuttavia, questo approccio è spesso limitato da problemi di scala e da condizioni al contorno

necessariamente semplificate rispetto alla complessità degli ammassi rocciosi naturali (per esempio mezzi omogenei o difficoltà di simulare elevate coperture). Per tale motivo le indagini sperimentali vengono frequentemente integrate con analisi numeriche, in un rapporto di reciproco supporto volto a migliorare la rappresentatività dei risultati.

In sostanza, partendo dall'osservazione del fenomeno si ricercano modelli in grado di rappresentare il più fedelmente possibile la realtà osservata, condizionata da un certo numero di variabili, di cui si vuole conoscere l'influenza. Il limite dei metodi è rappresentato sia dalla bontà della stima dei parametri sia dalle approssimazioni e dalle condizioni al contorno dei metodi stessi. Quanto più il metodo è semplificato tanto più è possibile che la soluzione si discosti da quella reale. Pertanto, i metodi analitici risultano spesso fortemente cautelativi, il che potrebbe indurre a sovradimensionamenti inaccettabili per il principio di efficienza di questa tesi.

Parallelamente all'impiego di un determinato metodo di analisi, va stabilito un criterio di valutazione dei risultati, attraverso la definizione di criteri di giudizio. Non conoscendo a priori quanto la soluzione corrisponda alla realtà e l'impossibilità di stimare con precisione il fattore di sicurezza costituiscono limiti significativi. Di fronte a un problema possono esistere numerose formulazioni che impiegano metodi diversi e criteri empirici alternativi, ed è compito del progettista individuare quelle più rappresentative del fenomeno indagato. In ambito geotecnico, date le elevate incertezze che caratterizzano il comportamento meccanico di rocce e terreni, questo tipo di approccio è ampiamente diffuso.

Tuttavia, la maggior parte degli studi sulla stabilità del fronte di scavo riguarda terreni che seguono leggi costitutive puramente attritive o su mezzi coesivi, mentre pochi di questi si focalizzano sulle rocce e sulle elevate coperture. Questo fatto suggerisce già un limite del fronte della ricerca oggi, quindi la non scontata applicabilità al campo delle rocce (mezzi discontinui) dei criteri progettuali e previsionali ritenuti ormai validi e assodati dall'esperienza per il campo dei terreni (mezzi granulari, coesivi e omogenei). Questo aspetto richiede di essere maggiormente investigato nel campo delle rocce.

Di seguito si presenta una rassegna della bibliografia indagata, che è stata il più possibile mirata all'ottenimento di **criteri progettuali del rinforzo del fronte**.

2.1 Approcci analitici

A livello teorico è imprescindibile che, quando ci si interessa di aspetti tensio-deformativi al fronte, ovvero dell'estrusione, ci si riferisca anche a quelli relativi alla cavità, ovvero della convergenza, nonostante quest'ultima sia indirettamente legata all'argomento di questa tesi. I due fenomeni risultano strettamente connessi nella risposta meccanica dell'ammasso roccioso allo scavo.

Nella letteratura tecnica, i tentativi di correlare il comportamento del fronte con quello della cavità si basano spesso sull'impiego di **metodi analitici** associati a e **criteri empirici**, basati su osservazioni di campo e sull'interpretazione di dati sperimentali. In questo ambito si collocano, per esempio, le formulazioni proposte da **Basin & Peck** e da **Hoek & Marinos**, che derivano

relazioni semplificate tra i parametri geomeccanici dell'ammasso e il comportamento deformativo della cavità a partire da evidenze sperimentali e retro-analisi di casi reali.

Le **formulazioni analitiche** presenti in letteratura, come il metodo delle **Linee Caratteristiche** e di **Panet**, valutano le condizioni di stabilità di una galleria partendo dalle condizioni naturali di cavità non rivestita. Tramite il metodo delle LC è possibile ottenere (a valle delle ipotesi di isotropia, geometria di scavo circolare e modello costitutivo elastico-perfettamente plastico con o senza legge di flusso associata) un risultato analiticamente corretto su convergenza e pressione radiale al cavo a distanza infinita dal fronte ($P_r = 0$, $C_a = C_{inf} = C_{max}$). Le linee caratteristiche non trattano di per sé il problema del rinforzo del fronte, in quanto il meccanismo tensio-deformativo indagato è quello relativo alla convergenza, non all'estrusione.

Nonostante ciò, diversi studi teorici, numerici e osservazioni di cantiere suggeriscono l'esistenza di una correlazione tra il comportamento deformativo del fronte e quello della cavità. In generale, l'estrusione al fronte risulta maggiore rispetto alla convergenza radiale della cavità e la plasticizzazione dell'ammasso si sviluppa all'interno di una zona tridimensionale di influenza che si estende per una distanza nell'ordine del diametro dello scavo davanti al fronte. Tuttavia, tali relazioni sono generalmente derivate da osservazioni empiriche o da analisi numeriche e non costituiscono leggi universalmente valide.

Da questi temi deriva la mutua interazione tra la deformazione radiale ammissibile e il contenimento degli sforzi agenti sul rivestimento da un lato, e il decadimento da valori/parametri di picco a residui dall'altro, in cui per livelli tensionali elevati gioca un ruolo fondamentale il **fattore tempo**: il passaggio da parametri di picco a residui dipende dalla **deformazione** subita dal terreno, la quale a sua volta dipende dallo **scarico tensionale**, cioè dal grado di **confinamento** offerto dal rivestimento. Va da sé che la situazione ideale sarebbe quella di scavi rapidi e senza soluzione di continuità, così da prevenire ampie deformazioni plastiche e viscosi del terreno corrispondenti a un decadimento delle resistenze di picco. Il comportamento deformativo dell'ammasso roccioso, caratterizzato da componenti elastiche, plastiche e viscosi non interessa unicamente il fronte di scavo ma anche la cavità nel suo complesso; è in questo contesto che si colloca l'interazione tra i meccanismi di capacità portante del sistema di rivestimento (resistenza) e di rilassamento tensionale dell'ammasso (evasione) [21, cap. 7.11, pp.261-262].

Nel caso del **principio di resistenza**, l'obiettivo principale è limitare le deformazioni del terreno entro i limiti consentiti dalla capacità portante dei rivestimenti di prima fase. In questo approccio, l'eccesso di deformazioni non controllate comporterebbe un aumento progressivo degli sforzi sugli anelli di rivestimento, a causa della riduzione dei parametri di picco dell'ammasso. Per contenere efficacemente queste deformazioni, si ricorre a strumenti operativi quali: scavo a piena sezione, rinforzi al fronte, installazione di rivestimenti rigidi in prossimità immediata del fronte, e chiusura rapida dell'arco rovescio. L'adozione di questo approccio comporta carichi elevati sul rivestimento primario, che deve essere dimensionato per sopportare le pressioni generate dall'ammasso e può richiedere rinforzi aggiuntivi in tempi molto ridotti. I limiti di questa strategia emergono in condizioni estreme, quando la riduzione della sequenza operativa a tratti

molto brevi comporta aree di lavoro ridotte e un'elevata rigidità dei rivestimenti, con conseguente necessità di incrementare spessori e rinforzi in modo significativo.

Al contrario, il **principio di evasione** mira a limitare gli sforzi trasmessi ai rivestimenti sfruttando la deformabilità del terreno. In questa strategia si assume che il decadimento dei parametri di resistenza dell'ammasso possa essere gestito e controllato, consentendo deformazioni maggiori ma entro soglie accettabili, senza provocare un aumento incontrollato degli sforzi sul rivestimento. Gli strumenti operativi tipici includono l'uso di rivestimenti deformabili, posizionamento dei rivestimenti e chiusura dell'arco rovescio a distanza non immediata dal fronte, scavo di sezioni più ampie per assorbire la convergenza, e applicazione di rinforzi radiali o sistemi di supporto al fronte. Questo approccio consente di controllare l'evoluzione delle deformazioni, conferendo duttilità sia all'ammasso che ai rivestimenti primari, riducendo le sollecitazioni agenti sugli stessi e ottimizzando il dimensionamento dei rinforzi.

Esistono, invece, studi in cui estrusione e convergenza non sembrano essere strettamente influenzate l'una dall'altra, per esempio quello riguardante lo studio numerico degli effetti dei rinforzi del fronte [3].

Un altro metodo analitico è il *Limit Equilibrium Method* proposto da Anagnostou & Kovari (1994), basato sulla teoria del silo: tramite la soluzione di equazioni di equilibrio, derivanti dalle forze che insistono su un prisma ideale di terreno dietro al fronte, il metodo permette di ricavare il valore minimo della spinta (offerta dalla testa fresante della TBM) o della pressione stabilizzante (offerta dagli inclusi) da applicare al fronte affinché questo non collassi. Il metodo vede la sua corretta applicazione in contesti di terreni granulari e basse coperture, dove l'intero cilindro di terreno compreso tra la superficie e il fronte preme verso l'interno della cavità. D'altro canto, quando si scava in mezzi rocciosi con elevate coperture, si manifesta un effetto arco che genera una pressione litostatica sul fronte ben inferiore a quella che si avrebbe da un diagramma delle tensioni triangolare linearmente crescente con la profondità (Terzaghi). Il metodo risulta, pertanto, inadeguato per le rocce o per elevate coperture, perché porterebbe a considerare delle spinte agenti esagerate e prive di senso fisico.

2.2 Approcci numerici

Questa tipologia di ricerca è di gran lunga la più esplorata nella più recente letteratura, in quanto consente di analizzare scenari geo-meccanico-strutturali più complessi e ottenere risultati più raffinati, con conseguente risparmio di risorse materiali nel dimensionamento rispetto ai più grezzi metodi empirici, a fronte però di un maggiore onere computazionale.

In letteratura sono stati selezionati gli studi più pertinenti sul rinforzo del fronte, con particolare attenzione a quelli che analizzano la stabilità del fronte in dipendenza alla variabilità dei parametri di progetto dei rinforzi:

- lunghezza dei rinforzi (L)
- numero di rinforzi (n)
- densità dei rinforzi (n/m^2)

- rigidezza dei rinforzi (E_r)

Nell'ottica di soddisfare il principio di efficacia ed efficienza alla base della tesi, ci si è focalizzati su quelle ricerche volte a fornire approcci progettuali ottimizzati del rinforzo del fronte. Si propone una rassegna degli articoli più pertinenti (riferimenti bibliografici in fondo al capitolo 1.2).

Dalla letteratura si è notato che diversi autori valutano le condizioni di stabilità del fronte della galleria riferendosi al cosiddetto *face stability parameter* Λ_f (o Λ_0), funzione della resistenza del terreno e della geometria del tunnel [1]:

$$\Lambda_f = 3.8 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H \sqrt{1 + (2/3)K_o}} \right) \left(\frac{H}{D} \right)^{0.35}$$

Dai risultati di diverse analisi parametriche, è stata ottenuta una formulazione per ottenere la lunghezza ottimale di sovrapposizione delle barre L_{FG} :

$$L_{FG} = 0,5 D \Lambda_f^{-0,8}$$

Inoltre, per valutare l'efficienza del rinforzo è stato determinato un *maximum work level* WL, che esprime la percentuale di resistenza a trazione del rinforzo impiegata per stabilizzare il fronte:

$$WL = \frac{\sigma_y}{F_u} 100\% = 4 W_{FG}^{-0,7}$$

dove W_{FG} è il *fiberglass nail reinforcement parameter*:

$$W_{FG} = \left(\frac{P_{u,FG}}{\sigma_h} \right)^{0,6} \left(\frac{P_o}{\sigma_{cm}} \right)^{-0,5} \left(\frac{H}{D} \right)^{-0,5}$$

con $P_{u,FG}$ pari alla pressione totale applicata al fronte dagli inclusi.

Infatti, la resistenza del rinforzo è dettata dal minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento e la resistenza alle interfacce incluso-malta e malta-terreno. Ne consegue che è inutile progettare rinforzi di elevata resistenza se poi questi si sfilano per insufficiente adesione.

Il *face stability parameter* Λ_f o Λ_0 viene anche correlato a un parametro adimensionale che esprime l'estrusione media al fronte Ω_{h0} [2]:

$$\Omega_{h0} = 1.4 \Lambda_0^{-1.2}$$

La ricerca mira a dimostrare, attraverso analisi numeriche tridimensionali, l'efficacia del rinforzo frontale con tubi in vetroresina nel migliorare la stabilità della galleria e nel contenere le deformazioni indotte dallo scavo. L'obiettivo dello studio è quantificare il contributo strutturale degli inclusi, valutando come essi influenzino gli stati di sforzo, le zone plasticizzate e i movimenti del terreno e del rivestimento. I risultati mostrano che il rinforzo frontale riduce significativamente gli spostamenti del fronte e trasforma le tensioni locali di trazione in compressione sul terreno (grazie al confinamento), con conseguente aumento della stabilità globale del fronte di scavo [3].

Le configurazioni considerate sono:

- Caso 1: scavo privo sia di rinforzo frontale sia di confinamento al contorno;
- Caso 2: scavo con rinforzo del fronte ma senza confinamento al contorno;
- Caso 3: scavo con confinamento al contorno ma senza rinforzo del fronte;
- Caso 4: scavo con entrambe le misure, cioè rinforzo frontale e confinamento al contorno;
- Caso 5: variante del caso 3, in cui l'effetto del rinforzo frontale è simulato tramite una pressione distribuita applicata al fronte, al fine di verificare se tale rappresentazione semplificata possa riprodurre in modo adeguato l'azione stabilizzante dei tubi cementati.

La deformazione di convergenza del cavo tra i casi 3 e 4 differisce solo del 10%, mettendo in luce il piccolo contributo che il rinforzo del fronte esercita nel limitare la convergenza, che è invece controllata dal rivestimento.

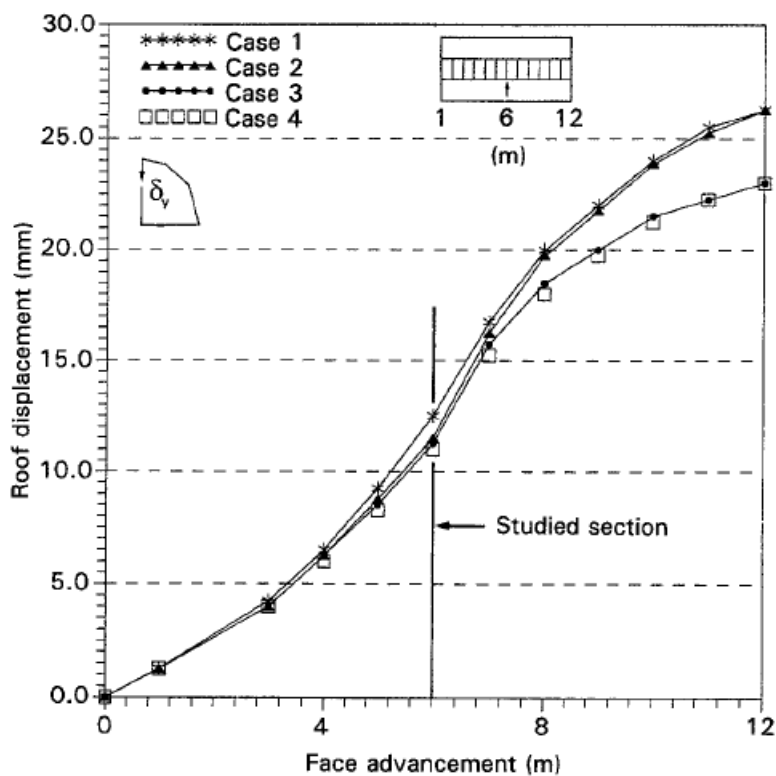


Figura 2.1: Spostamento verticale (δ_v) della cavità rispetto all'avanzamento dello scavo [3]

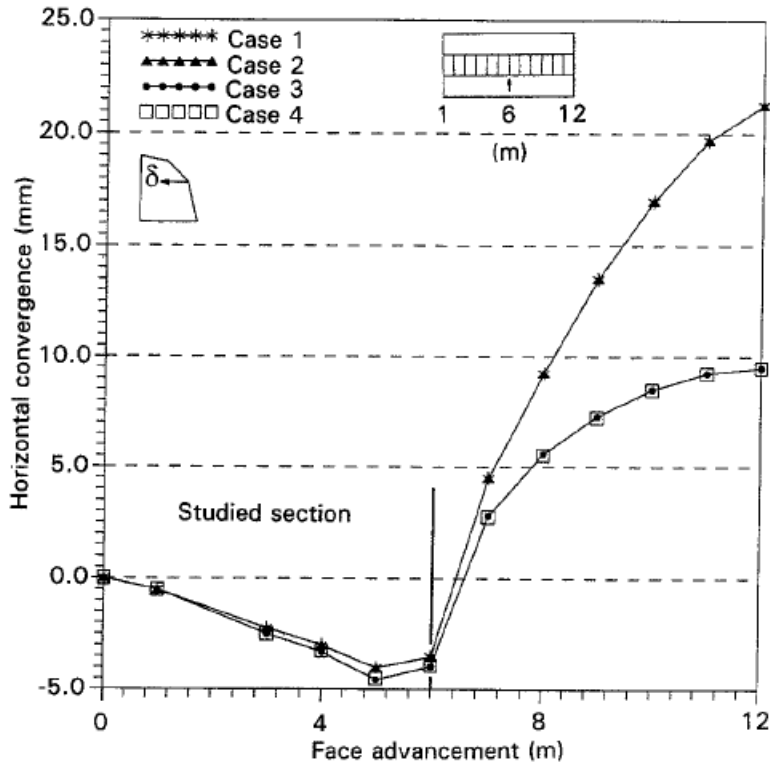


Figura 2.2: Convergenza orizzontale (2δ) rispetto all'avanzamento dello scavo

Per modellare l'effetto del rinforzo ci si è ricondotti a una pressione equivalente applicata al fronte, dal momento che tale pressione dipende soltanto dal numero di elementi e non dalle proprietà del terreno. È stato ottenuto un valore di pressione stabilizzante approssimativamente pari a due volte la pressione calcolata con le formulazioni di Bischoff & Smart (1975) e Bustamante & Doix (1975), da cui volendo, noto il valore di pressione stabilizzante desiderata, è possibile ricavare il numero di rinforzi necessari. La ricerca riportata in [3] suggerisce come sviluppo futuro l'importanza di investigare la distribuzione spaziale dei VTR nella risposta del fronte.

In altri studi, invece, vengono investigati proprio gli effetti della distribuzione spaziale dei rinforzi al fronte attraverso analisi numeriche 3D [4]. In particolare, il fronte viene gradualmente rinforzato con un numero via via crescente di rinforzi, man mano disposti su più ordini:

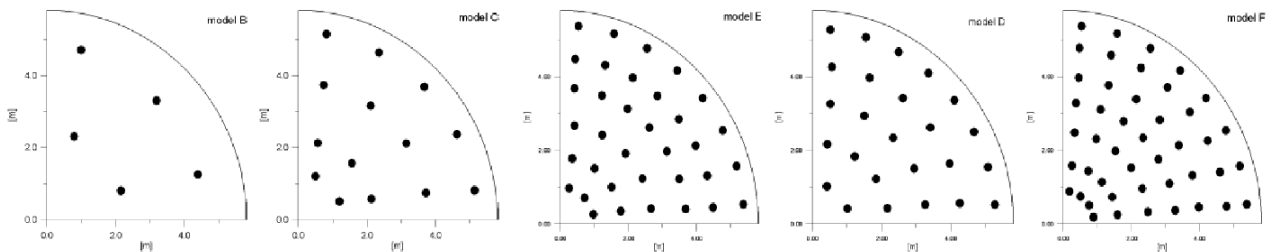


Figura 2.3: Schemi di rinforzo con densità crescente di inclusi [4]

La densità areale dei VTR influisce notevolmente sul contenimento dell'estrusione, evidenziando che:

- è sufficiente un numero esiguo di rinforzi per contenere la maggior parte delle deformazioni che si avrebbero in assenza di interventi;
- per numeri di rinforzi via via crescenti la diminuzione relativa delle deformazioni è sempre meno apprezzabile, il che suggerisce l'esistenza di una soglia oltre la quale un rinforzo maggiore e più denso sarebbe ridondante e poco migliorativo (non efficiente).

Questo aspetto è fondamentale per la definizione di un **dominio di efficacia ed efficienza del rinforzo**.

Lo studio si propone anche di offrire valutazioni di scala più dettagliata, osservando il livello tensionale raggiunto all'interno del singolo incluso. Viene messo in luce che gli sforzi sul rinforzo non sono costanti sulla sua lunghezza, ma crescono linearmente da valori nulli in prossimità del fronte fino a un picco di tensione che si colloca all'interno del fronte, per poi ridursi gradualmente fino ad azzerarsi verso l'estremità più interna dell'incluso:

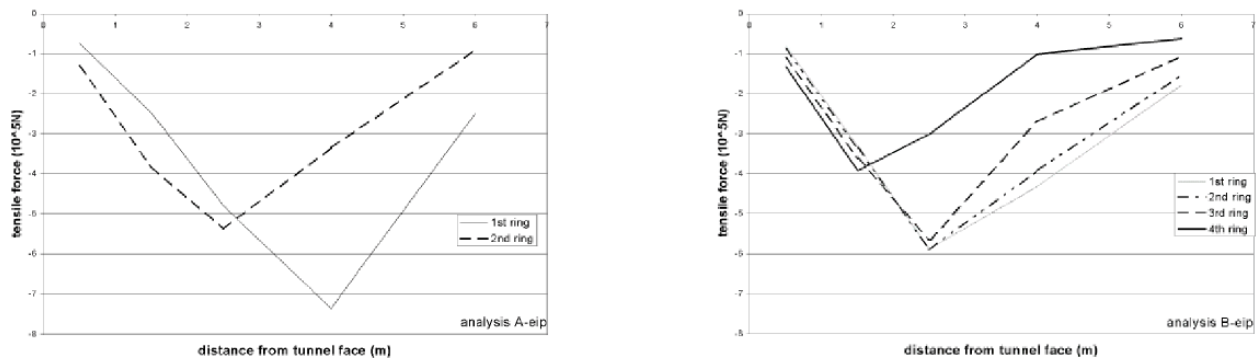


Fig. 6a Stress distribution inside the pipes for the ideally elasto-plastic A and B analyses

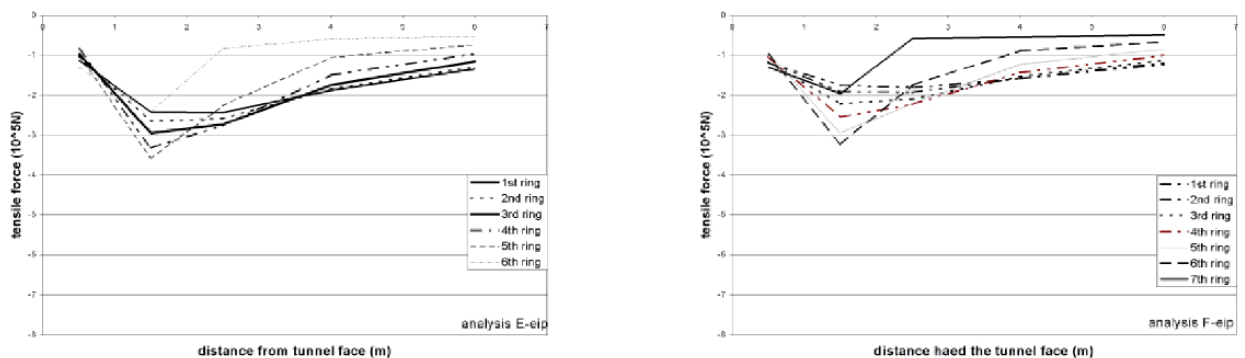


Fig. 6b Stress distribution inside the pipes for the ideally elasto-plastic E and F analyses

Figura 2.4: Variazione della tensione nell'incluso in un mezzo idealmente elasto-plastico [4]

L'intensità della tensione di picco e l'ascissa (posizione lungo la lunghezza L dell'incluso) a cui si trova il picco sono variabili a seconda dei casi. In generale, si osserva che:

- lo sforzo massimo sui rinforzi diminuisce all'aumentare della loro densità, per un effetto di ripartizione delle pressioni di confinamento sul terreno;

- la dispersione/variabilità nei valori di tensione di picco nei diversi rinforzi diminuisce all'aumentare degli stessi, sintomo del fatto che si raggiunge una pressione stabilizzante più regolare capace di **controllare uniformemente le deformazioni al fronte**.

Inoltre, si riscontrano sforzi maggiori al centro del fronte e minori negli ordini di rinforzo più esterni/corticali.

Altre ricerche si concentrano in modo mirato sull'ottimizzazione dei rinforzi al fronte di scavo, con l'obiettivo di individuare configurazioni progettuali che massimizzino l'efficacia del sistema in termini di riduzione delle deformazioni e controllo dei cedimenti del terreno in superficie [5].

Dalle analisi numeriche e sperimentali emerge che l'efficacia del rinforzo non cresce in modo lineare con l'aumento dei parametri geometrici o meccanici degli inclusi (numero, lunghezza e resistenza). Al contrario, esistono valori critici ottimali di rinforzo, oltre i quali ulteriori incrementi non producono benefici significativi in termini di stabilità o deformazioni. Questo comportamento suggerisce la presenza di un effetto soglia, che rende il dimensionamento dell'intervento di miglioramento un problema di ottimizzazione strutturale ed economica più che di mera stabilità.

In sostanza, lo studio dimostra che la chiave per un rinforzo efficace non è la massimizzazione indiscriminata dei suoi parametri meccanici, ma il loro bilanciamento ottimale rispetto alle caratteristiche geomeccaniche della roccia e alle condizioni di scavo. Tale risultato costituisce un passo importante verso la razionalizzazione del progetto del rinforzo frontale, ponendo le basi per criteri di normalizzazione e linee guida utili a definire interventi realmente efficaci e sostenibili in termini di tempi e costi.

Sul seguente studio si sono tratte le seguenti considerazioni:

Lo scarico tensionale dovuto allo scavo, quindi le condizioni di pressione che influenzano la stabilità del cavo, è valutato con il parametro *LSR (Load Sharing Ratio)*, parametro che riflette lo scarico tensionale nel terreno dovuto allo scavo:

$$LSR = \frac{(P_0 - P_i)}{P_0}$$

Essendo:

- P_0 la pressione geostatica iniziale
- P_i la pressione fittizia equivalente offerta dai rinforzi

I casi limite di $LSR=0$ e $LSR=1$ rappresentano rispettivamente la condizione ottimale di ripristino completo della tensione geostatica originaria, quindi di assenza di estrusione, e la condizione critica di totale assenza di confinamento, quindi di estrusione massima.

- Il dimensionamento ottimale dei rinforzi è individuato considerando i diversi parametri influenti nell'analisi (densità Δ_p , lunghezza L_p e rigidezza J_p dei rinforzi, rapporto C/D).

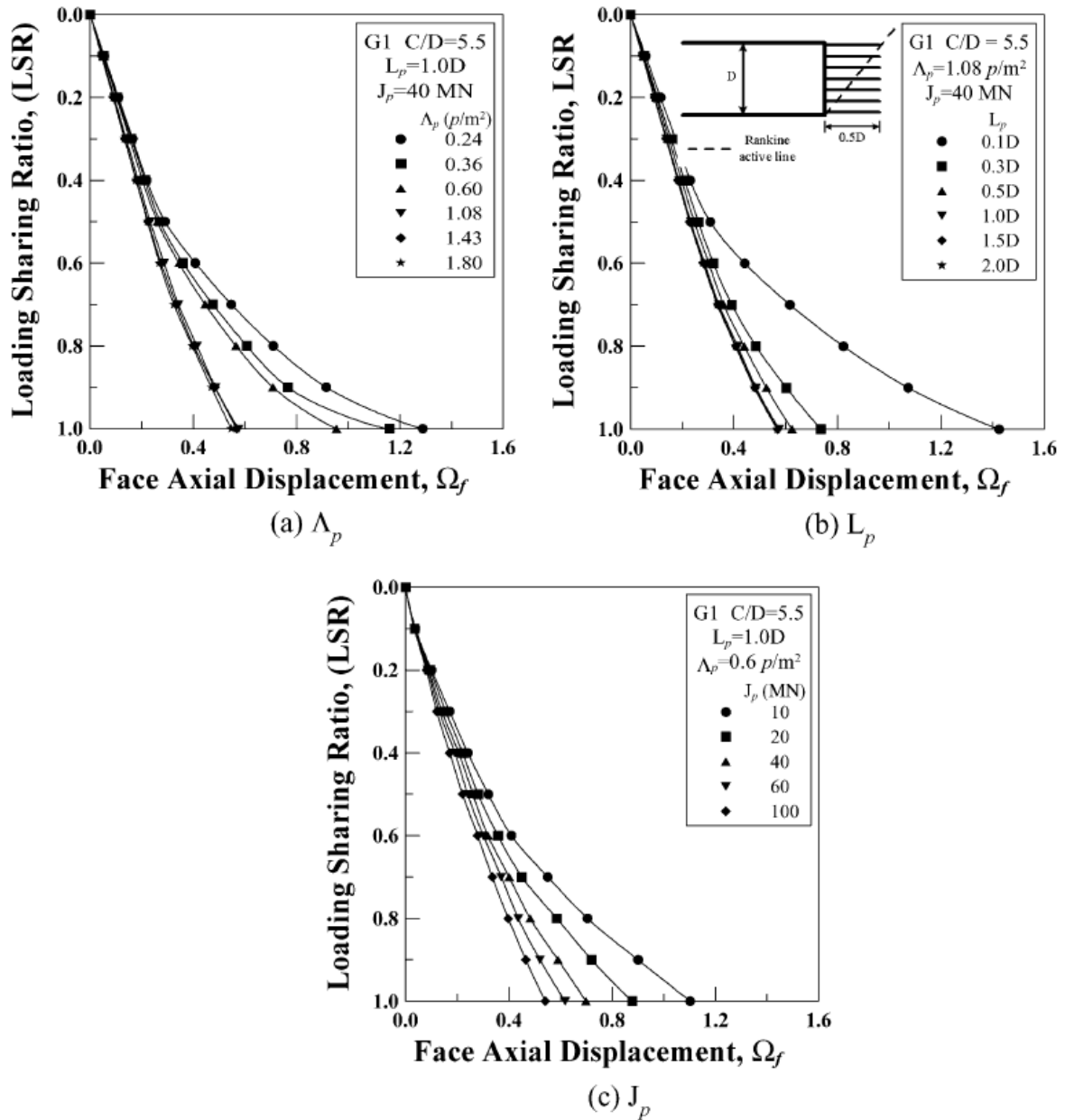


Figura 2.5: Effetti dei parametri di rinforzo Λ_p , L_p e J_p (valutati singolarmente) rispetto a LSR - Ω_f

La ricerca propone una distanza critica davanti al fronte, oltre la quale gli effetti benefici del rinforzo decadono a quelli di fronte non rinforzato:

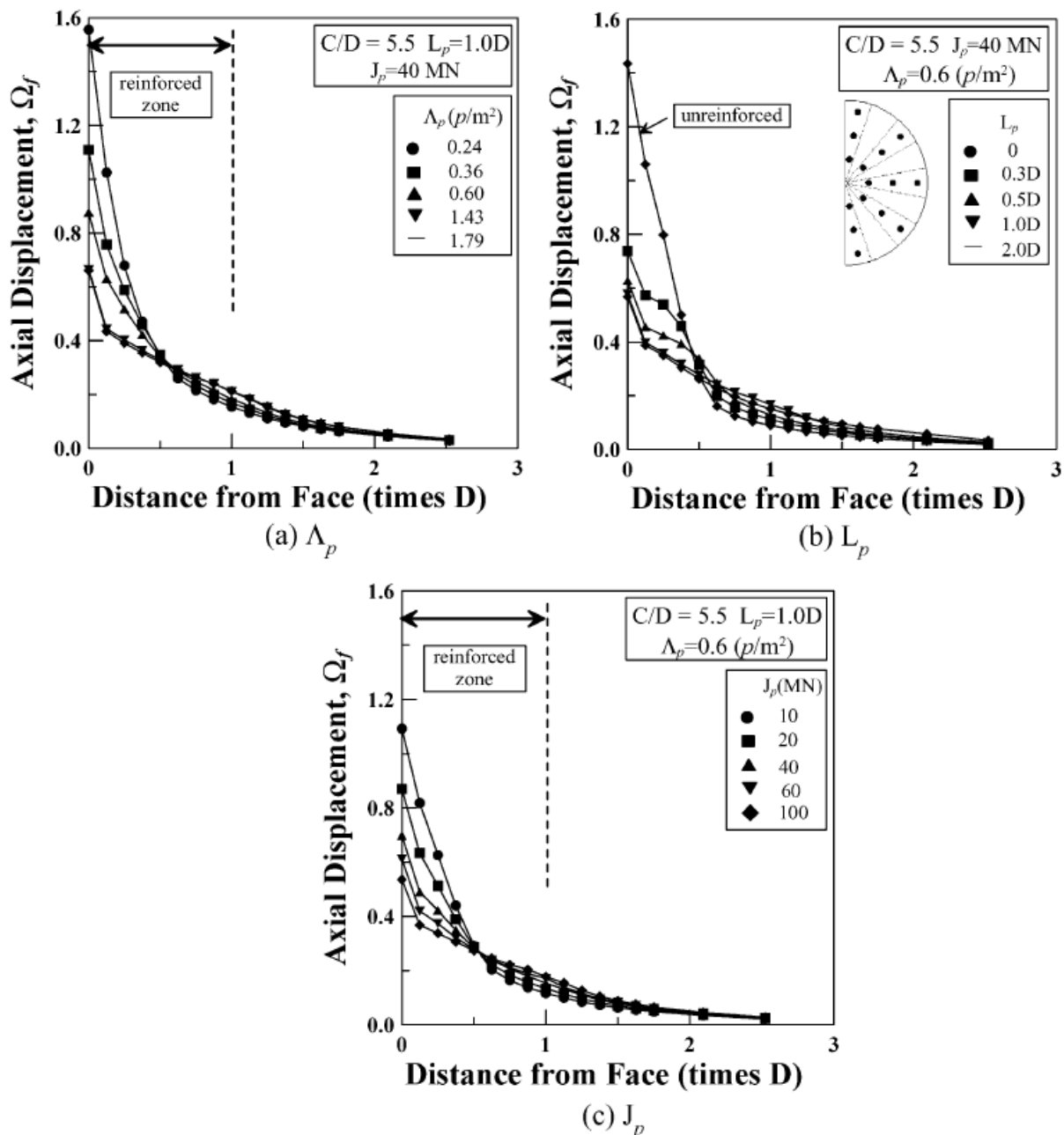


Figura 2.6: Effetti dei parametri di rinforzo Λ_p , L_p e J_p (valutati singolarmente) rispetto alla distanza dal fronte

In letteratura viene anche proposto un nuovo approccio basato sul metodo Convergenza–Confinamento, adattato specificamente per valutare il contributo dei rinforzi al fronte [6]. In termini critici, la ricerca si colloca nell’ambito degli studi che mirano a rendere il progetto dei rinforzi più razionale ed efficiente, superando approcci puramente empirici o eccessivamente conservativi. L’idea di fondo è quella di quantificare l’efficacia del rinforzo in funzione del suo contributo reale al confinamento del fronte, offrendo così uno strumento di ottimizzazione preliminare che riduca tempi, costi e incertezze progettuali.

Partendo dai due principali pregressi modi di rappresentare il rinforzo del fronte, ovvero:

- come pressione equivalente applicata al fronte (Peila, 1994);
- come incremento di coesione nel terreno (Grasso et al. 1991-1993),

lo studio prende una posizione critica nei confronti di questi metodi, in quanto tendono a sovrastimare il rinforzo necessario a stabilizzare il fronte, discostandosi dall'obiettivo di raggiungere un dimensionamento ottimizzato. Viene, quindi, proposto un approccio innovativo basato su un procedimento di *back analysis* "per stimare un valore equivalente di coesione o di pressione al fronte, prendendo come riferimento l'estrusione massima al fronte ottenuta usando calcoli 3D" [6].

L'approccio proposto è basato sul metodo convergenza-confinamento: dal valore di pressione applicata al fronte P_1 ottenuta da *back analysis* si ricava la massima estrusione al fronte. È l'intersezione tra la curva caratteristica del terreno e quella dei rinforzi, rappresentate sullo stesso diagramma, a offrire un grado di efficienza del rinforzo, frutto della mutua interazione tra l'estrusione e la pressione applicata al fronte.

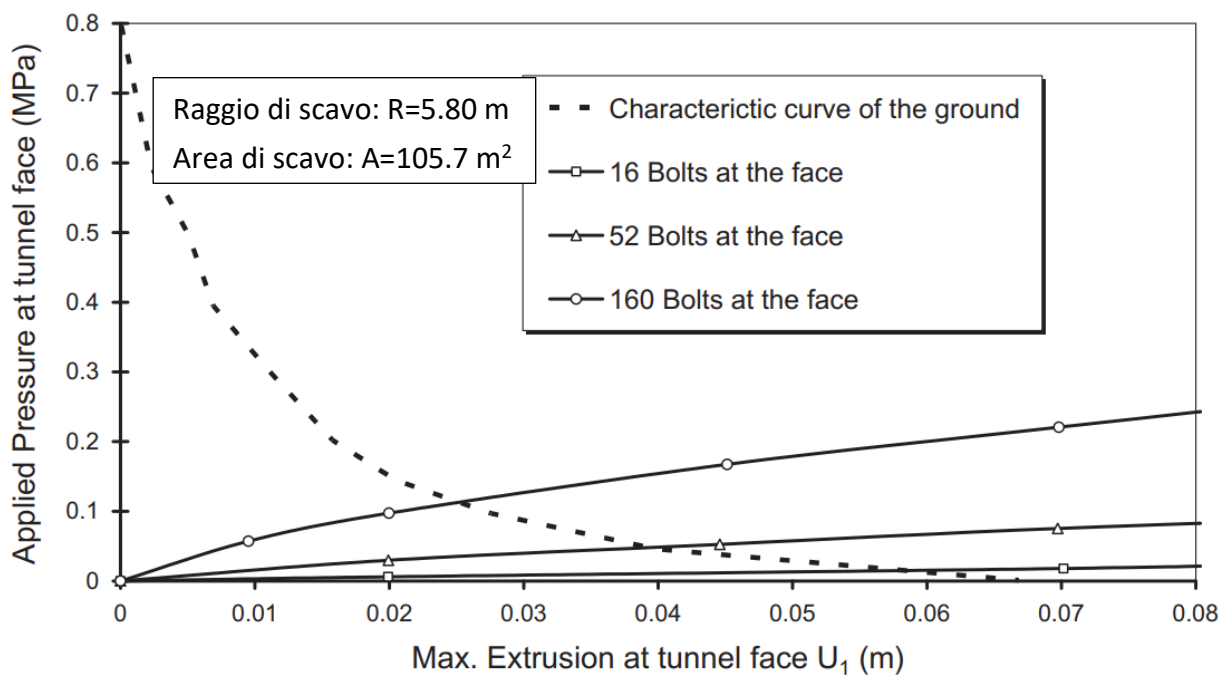


Figura 2.7: Metodo Convergenza-Confinamento applicato al sistema di rinforzo [6]

In questo modo otteniamo graficamente una misura della relazione tra tensioni e deformazioni al fronte, ovvero quanto può essere contenuta l'estrusione all'aumento del numero di rinforzi.

Vi sono poi ricerche sviluppano una procedura numerica semplificata per analizzare il comportamento dei rinforzi frontali in barre di vetroresina impiegati nelle gallerie profonde [7]. Il metodo, basato su una modellazione alle differenze finite con schematizzazione del fronte come cavità sferica, consente di valutare in modo esplicito le sollecitazioni nei rinforzi e il loro contributo al confinamento del fronte, superando in precisione i limiti dei modelli empirici tradizionali. La buona concordanza con simulazioni tridimensionali e dati sperimentali ne conferma l'efficacia per la progettazione e l'ottimizzazione dei sistemi di rinforzo al fronte.

Il dimensionamento dei rinforzi frontali in barre di vetroresina viene eseguito, secondo la procedura proposta, analizzando la spinta estrusiva del fronte, la massima forza assiale nelle barre e la massima tensione tangenziale all'interfaccia barra-roccia, variando il numero di inclusi installati. I risultati ottenuti vengono poi confrontati con soglie di riferimento suggerite dal contesto: la massima estrusione ammissibile (dipendente dalla deformazione limite a compressione della roccia, dal raggio della galleria e dal coefficiente di sicurezza richiesto), la resistenza a trazione delle barre e la tensione tangenziale massima ammissibile lungo l'interfaccia.

In tal modo è possibile ottimizzare il rinforzo verificando che sia efficace nel contenere le deformazioni e strutturalmente compatibile con la capacità resistente del sistema barra-roccia.

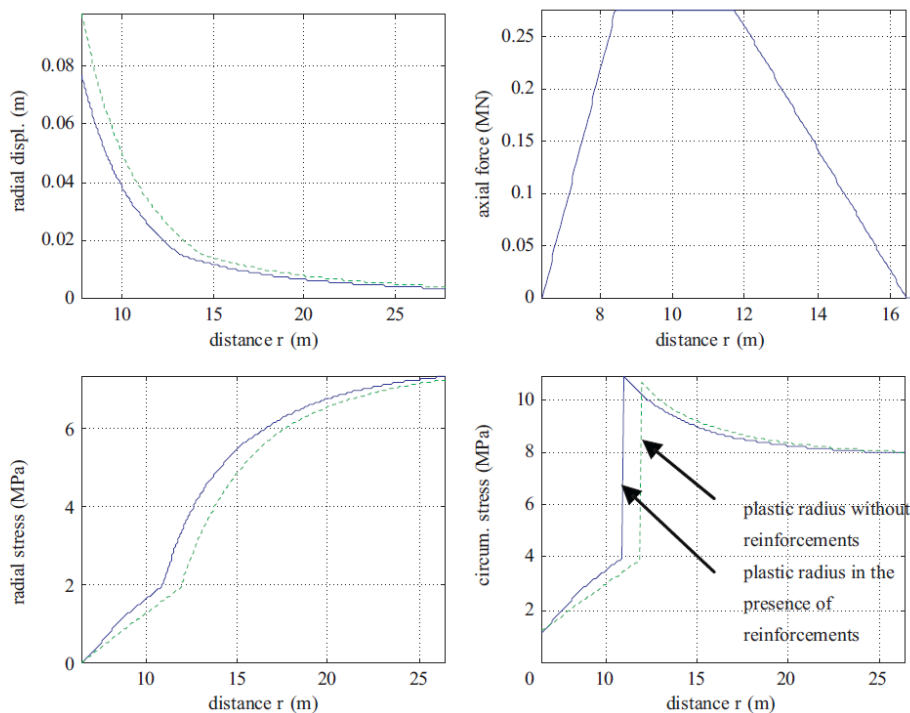


Figura 2.8: Spostamenti radiali nell'ammasso roccioso, forze assiali nei chiodi (o barre di rinforzo) e tensioni radiali e circonferenziali in funzione della distanza dalla superficie della sfera considerata. La linea tratteggiata rappresenta la condizione non rinforzata, mentre la linea continua rappresenta la condizione rinforzata.

In letteratura emerge anche uno studio che affronta la stabilità del fronte di gallerie profonde, evidenziando i limiti delle teorie bidimensionali tradizionali e proponendo un modello numerico tridimensionale basato sul criterio di resistenza di Hoek–Brown esteso (GZZ) [8]. Attraverso analisi 3D e acquisizione digitale dei parametri geomeccanici in situ, gli autori dimostrano che l'instabilità del fronte rappresenta il principale fattore di collasso nei tunnel profondi, dove la σ_2 e la σ_3 influenzano fortemente il comportamento del nucleo. Il rinforzo del fronte — interpretato come un metodo di controllo attivo delle tensioni — incrementa lo stato tensionale complessivo del nucleo roccioso, riducendo l'effetto di scarico e favorendo la transizione da stato elastico a plastico, trasformando le tensioni da trazione a compressione e aumentando la stabilità del fronte.

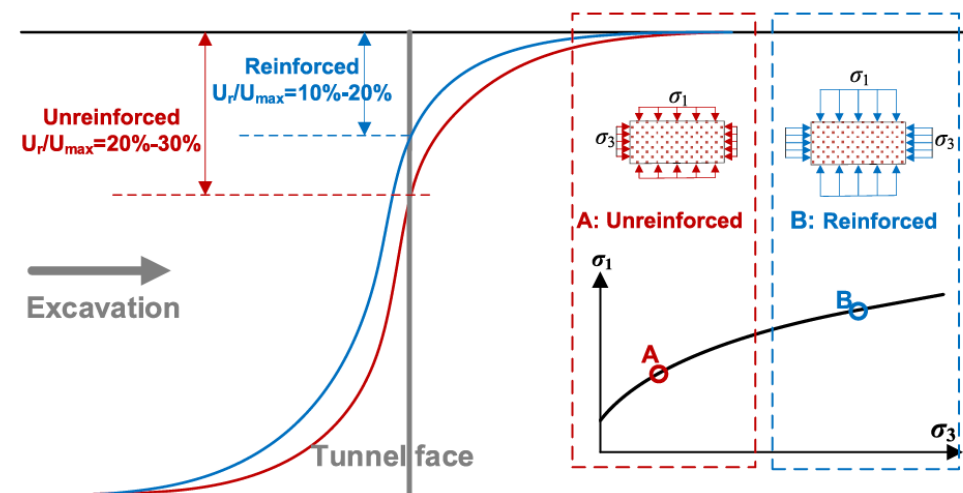


Figura 2.9: Andamento della convergenza radiale lungo la cavità in condizioni di fronte con e senza rinforzo.

Tale approccio consente di sfruttare la roccia come naturale fonte di stabilizzazione, migliorando la sicurezza e l'efficienza costruttiva.

Viene inoltre identificata una relazione uniforme e quasi lineare tra deformazioni di estrusione e convergenza, che può essere utilizzata per valutare quantitativamente l'efficacia del rinforzo e guidare il suo dimensionamento ottimale in funzione del GSI e dei parametri di rigidità del nucleo. Tuttavia, il metodo proposto rimane più concettuale e qualitativo che prescrittivo, senza offrire un vero e proprio metodo di calcolo in forma chiusa.

2.3 Indicazioni bibliografiche e loro limiti di applicabilità

La stabilità del fronte di scavo rappresenta una delle criticità maggiori nella realizzazione di opere in sotterraneo, specialmente quando si opera in condizioni di copertura elevata o in materiali dalle scadenti caratteristiche meccaniche. Sebbene la letteratura scientifica offra un vasto panorama di contributi riguardanti l'analisi dei meccanismi di collasso e l'efficacia degli interventi di pre-confinamento, **emerge una netta preponderanza di studi focalizzati sui terreni rispetto alle rocce**. La letteratura è piuttosto esaustiva per ciò che riguarda mezzi sciolti o continuo-equivalenti a comportamento coesivo-attribitivo, tipici delle applicazioni in ambito urbano e di gallerie poco profonde.

Autori come Lombardi, Panet e Lunardi [22-25] hanno gettato le basi teoriche per comprendere l'interazione tra il livello di confinamento e la deformazione dell'ammasso. Peila, Oreste e Pelizza [3, 4, 20] hanno approfondito il tema del controllo delle deformazioni mediante inclusi, definendo modelli di riferimento per la loro progettazione. Tuttavia, gran parte della trattazione analitica e numerica successiva, come evidenziato dai lavori di Anagnostou e Perazzelli [12, 13], si è concentrata sulla definizione di abachi di progetto e metodi di analisi specifici per suoli, dove il meccanismo di rottura è governato prevalentemente dalla gravità e dalla mancanza di coesione. Anche recenti contributi, quali quelli proposti da Georgiou et al. [1, 2, 10], pur fornendo linee guida preziose per l'uso di chiodature in vetroresina e ombrelli di infilaggi, fanno spesso

riferimento a parametri e modelli costitutivi calibrati su terreni o ammassi estremamente degradati assimilabili a mezzi granulari.

Il comportamento degli ammassi rocciosi, tuttavia, differisce sostanzialmente da quello dei terreni sciolti. In un ammasso roccioso, la stabilità non è solo funzione dei parametri di resistenza al taglio (coesione e attrito), ma è intimamente legata al grado di fratturazione (quantificabile tramite GSI), alla resistenza della matrice rocciosa e, in modo determinante, allo stato tensionale in situ. Mentre nei terreni superficiali il problema è spesso gravitativo, nelle gallerie in roccia, specialmente quelle profonde, la stabilità del fronte è governata dal rapporto tra la resistenza dell'ammasso e le tensioni litostatiche, che può innescare fenomeni di plasticizzazioni estese e *squeezing* anche in assenza di crolli immediati di tipo gravitativo.

Alcuni autori hanno iniziato a colmare questa lacuna: Oreste [7] ha analizzato la stabilizzazione del fronte in gallerie profonde, evidenziando come il rinforzo longitudinale agisca non solo come elemento strutturale a trazione, ma come presidio capace di conferire una coesione fittizia al nucleo di avanzamento. Analogamente, Cai et al. [8] e Chen et al. [16] hanno studiato l'estrusione tridimensionale del fronte in ammassi rocciosi deboli, dimostrando come il comportamento deformativo sia il precursore dell'instabilità e come i rinforzi debbano essere dimensionati per controllare tale deformazione (approccio convergenza-confinamento esteso al fronte, come discusso anche da Dias [6]). Tuttavia, studi come quelli di Yoo [5, 17] e Wong et al. [15], pur fondamentali per la comprensione numerica dell'interazione incluso-terreno, rimangono spesso confinati a casi studio specifici o a geometrie semplificate che non coprono l'intera variabilità geomeccanica riscontrabile in un ammasso roccioso.

Esiste dunque una "zona d'ombra" nella letteratura tecnica: mancano strumenti di pre-dimensionamento rapidi e abachi di stabilità che coprano sistematicamente il dominio delle rocce, variando dai materiali lapidei intatti a quelli fratturati, sotto diversi regimi di carico. Georgiou e Kavvadas [11] hanno recentemente esteso le indagini numeriche alle gallerie profonde, ma la generalizzazione dei risultati per un ampio spettro di combinazioni parametriche (GSI, σ_{ci}, H) rimane un obiettivo aperto.

Alla luce di queste considerazioni, **il presente lavoro di tesi si prefigge l'obiettivo di spostare il focus dai terreni agli ammassi rocciosi**. Attraverso un'analisi parametrica estesa, si intende indagare come le proprietà intrinseche delle rocce influenzino la stabilità del fronte e la domanda di rinforzo, fornendo correlazioni utili per la progettazione preliminare in contesti geologici diversificati.

Riferimenti Bibliografici

- [1] Georgiou, Dimitrios & Georgakopoulos, Georgios & Diakoumi, E. & Malandraki, A. (2023). *Tunnel design guideline in cases of tunnel face pre-support by fiberglass nails and/or forepoling umbrella*.
- [2] Georgiou, Dimitrios & Kavvadas, Michael. (2023). *Use of the tunnel face stability factor in unsupported and supported tunnel faces*.
- [3] Peila, D. *A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face*. Geotech Geol Eng 12, 145–168 (1994).
- [4] Peila, Daniele, Oreste, Pier Paolo, Pelizza, Sebastiano and Kim, Sang-Hwan. (2004). *A study of tunnel face reinforcement*. Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, 6(3), 259-267.
- [5] Yoo, Chungsik & Shin, Hyun-Kang. (2003). *Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation*. Tunnelling and Underground Space Technology.
- [6] Dias, Daniel. (2011). *Convergence-Confinement approach for designing tunnel face reinforcement by horizontal bolting*. Tunnelling and Underground Space Technology.
- [7] Oreste, Pierpaolo. (2013). *Face stabilization of deep tunnels using longitudinal fibreglass dowels*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- [8] Cai, Wuqiang & Zhu, Hehua & Liang, Wenhao. (2022). *Three-dimensional tunnel face extrusion and reinforcement effects of underground excavations in deep rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- [9] Georgiou, Dimitrios & Kalos, Alexandros & Kavvadas, Michael. (2021). *3D Numerical Investigation of Face Stability in Tunnels with Unsupported Face*.
- [10] Georgiou, Dimitrios & Kavvadas, Michael & Kalos, Alexandros. (2021). *Numerical Investigation of Tunnel Face Stability using Forepoling or Fiberglass Nails*.
- [11] Georgiou, Dimitrios & Kavvadas, Michael & Kalos, Alexandros. (2021). *Numerical Investigation of the Stability of Tunnel Excavation Faces in Deep Tunnels*.
- [12] Anagnostou, Georg & Perazzelli, Paolo. (2015). *Analysis method and design charts for bolt reinforcement of the tunnel face in cohesive-frictional soils*. Tunnelling and Underground Space Technology.
- [13] G. Anagnostou & K. Serafeimidis, *The dimensioning of tunnel face reinforcement*, Underground Space – the 4th Dimension of Metropolies – Barták, Hrdina, Romancov & Zlámál (eds) © 2007 Taylor & Francis Group, London.
- [14] Sun, Zhenyu & Zhang, Dingli & Fang, Qian & Dui, Guansuo & Tai, Qimin & Sun, Fanwen. (2021). *Analysis of the interaction between tunnel support and surrounding rock considering pre-reinforcement*. Tunnelling and Underground Space Technology.
- [15] Wong, Henry & Subrin, Didier & Dias, Daniel. (2000). *Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts—a closed-form solution using homogenization approach*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.

- [16] Chen, X., He, P., Yan, D. et al. *Face Stability and Reinforcement of the Tunnel in Weak Surrounding Rock*. *Geotech Geol Eng* 38, 5511–5521 (2020).
- [17] Yoo, Chungsik. (2002). *Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes*. *Computers and Geotechnics*.
- [18] Bin Li, Y. Hong, Bo Gao, Tai Yue Qi, Zheng Zheng Wang, Ji Ming Zhou, *Numerical parametric study on stability and deformation of tunnel face reinforced with face bolts*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 47, 2015, Pages 73-80, ISSN 0886-7798.
- [19] Li, Huayun & Fu, Junfu & Chen, Bingguang & Zhang, Xin & Zhang, Zhiqiang & Lang, Lin. (2023). *Mechanical Properties of GFRP Bolts and Its Application in Tunnel Face Reinforcement. Materials*.
- [20] Sebastiano Pelizza, Daniele Peila, *Soil and rock reinforcements in tunnelling*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 8, Issue 3, 1993, Pages 357-372, ISSN 0886-7798.
- [21] Pizzarotti, E. M., Scesi, L., & Gattinoni, P. (2014). *Engineering geology for underground works*. Springer.
- [22] Lombardi, G. (1975). *Qualche aspetto particolare della statica delle cavità sotterranee*.
- [23] Panet, M. & Guenot, A. (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*.
- [24] Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence–confinement*.
- [25] Lunardi, P. (2006). *Progetto e costruzione di gallerie. Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS)*. Hoepli, Milano. ISBN: 88-203-3427-5.

3. Descrizione della metodologia ed elaborazione dei dati

Di seguito viene presentata schematicamente l'impostazione metodologica seguita nel lavoro svolto, che consiste nel partire da modelli semplificati per ottenere risultati generali coerenti con le fasi preliminari del progetto, poi raffinati tramite analisi numeriche.

- Fase 1: Analisi basate su metodi analitici e criteri empirici: si utilizzano modelli classici della letteratura (Linee Caratteristiche, Panet, Hoek & Marinos, Basin & Peck) per stimare le condizioni di stabilità del fronte.
- Fase 2: Analisi numeriche assialsimmetriche (FLAC2D): i risultati delle analisi empiriche e analitiche vengono integrati in modelli numerici per calcolare l'estrusione e la fascia plastica al fronte, correlando tali grandezze con i valori di convergenza stimabili con il metodo analitico delle LC.
- Fase 3: Analisi numeriche tridimensionali (FLAC 3D): affinamento dei risultati ottenuti dalle precedenti analisi e validazione delle ipotesi che ad essi si accompagnano mediante strumenti di calcolo più sofisticati.

3.1 Classificazioni geomeccaniche e caratterizzazioni (modelli costitutivi)

La corretta definizione del modello costitutivo dell'ammasso rappresenta il punto di partenza imprescindibile per qualsiasi analisi di stabilità. In questa ricerca si è adottato un **modello costitutivo elasto-plastico con softening e legge di flusso non associata**.

In questo capitolo vengono illustrati i principi teorici e le formulazioni utilizzate per derivare i parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso. Tali parametri costituiscono l'input fondamentale sia per le analisi preliminari condotte con il Metodo delle Linee Caratteristiche, sia per le successive e più complesse modellazioni numeriche mediante analisi assialsimmetriche e tridimensionali alle differenze finite.

3.1.1 Il Criterio di Plasticità di Hoek & Brown

Per la descrizione del comportamento dell'ammasso roccioso, si è adottato il criterio generalizzato di **Hoek & Brown** (edizione 2002). A differenza del criterio di Mohr-Coulomb, che assume un involucro di rottura lineare, il criterio di Hoek & Brown è di tipo non lineare ed è stato sviluppato specificamente per ammassi rocciosi fratturati, permettendo di legare le proprietà della roccia intatta alle condizioni di fratturazione in situ [1].

La relazione costitutiva è espressa dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [1]$$

Dove:

- σ'_1 e σ'_3 sono rispettivamente le tensioni principali efficaci massima e minima a rottura.
- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (matrice rocciosa).
- m_b , s e a sono le costanti del materiale per l'ammasso roccioso.

Tali costanti dipendono dalle caratteristiche litologiche (attraverso il parametro m_i) e dallo stato di alterazione e fratturazione dell'ammasso, quantificato attraverso il Geological Strength Index (GSI). Le relazioni empiriche utilizzate per il loro calcolo sono:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

In queste formule compare il fattore di disturbo D (*Disturbance Factor*), che varia da 0 a 1 e rappresenta il danneggiamento indotto sull'ammasso per lo più dalle operazioni di scavo e dal rilascio tensionale. Nelle analisi in oggetto, considerando le scadenti caratteristiche geomeccaniche dei materiali e l'ipotesi di uno scavo controllato (assenza di esplosivo) che minimizza il danno alla roccia circostante, nonché il ricorso a parametri post-picco che già simulano il decadimento della resistenza del mezzo, si è assunto un valore $D = 0$.

Il criterio generalizzato di Hoek & Brown (2002) rappresenta uno strumento ampiamente utilizzato per descrivere il comportamento a rottura degli ammassi rocciosi, ma presenta alcuni limiti importanti. Innanzitutto, la sua validità è legata a livelli di fratturazione da moderati a elevati; rocce quasi intatte o estremamente disgregate possono essere descritte in modo impreciso. “In caso di roccia intatta, può essere considerato un comportamento generale isotropo e può essere utilizzato il criterio di rottura di Hoek–Brown. Nel caso di ammassi rocciosi fortemente fratturati, il criterio di Hoek–Brown per ammassi rocciosi fratturati consente di descrivere il comportamento di blocchi angolari interconnessi. Al contrario, nel caso di ammassi rocciosi massivi con pochi sistemi di discontinuità che ne definiscono il comportamento meccanico, il comportamento dell'insieme è anisotropo. Esso dipende dal numero, dall'orientazione e dalla resistenza al taglio delle discontinuità. Pertanto, il criterio di rottura di Hoek–Brown deve essere utilizzato con estrema cautela, oppure devono essere considerati criteri differenti per descrivere la roccia intatta e i piani di discontinuità” [11].

La determinazione dei parametri chiave, come GSI , σ_{ci} e m_i , è spesso soggettiva e introduce incertezze nella stima della resistenza dell'ammasso. Pur essendo un criterio non lineare, esso non tiene conto del comportamento post-picco o del decadimento progressivo dei parametri di resistenza dovuto a deformazioni avanzate o fenomeni di *creep*, risultando quindi limitato in contesti visco-plastici o sottoposti a sollecitazioni molto elevate. Infine, la scelta del modello costitutivo più appropriato tra roccia intatta, mezzo fratturato e mezzo continuo equivalente dipende dal grado di disgiunzione (parametro GSI), seguendo linee guida e abachi proposti in letteratura, che indicano come il comportamento da mezzo continuo equivalente diventi predominante al diminuire della qualità della roccia e all'aumentare della fratturazione, mentre

rocce quasi intatte richiedono l'uso delle proprietà della matrice. Questi aspetti impongono una valutazione critica del criterio, soprattutto quando si applica in modellazioni numeriche o in condizioni di scavo particolarmente complesse.

3.1.2 Linearizzazione dell'Inviluppo di Rottura (Parametri Equivalenti di Mohr-Coulomb)

Sebbene il criterio di Hoek & Brown descriva meglio il comportamento reale della roccia, nella pratica progettuale è conveniente riferirsi a modelli costitutivi lineari, che risultano più facilmente utilizzabili rispetto alle equazioni non lineari di H&B.

È stato quindi necessario procedere alla **linearizzazione** dell'inviluppo curvo di Hoek & Brown riconducendolo all'utilizzo dei parametri di **Mohr-Coulomb** (coesione c' e angolo di resistenza al taglio ϕ') [1, 2]. Poiché la pendenza della curva varia con il confinamento, la linearizzazione deve essere effettuata all'interno di un intervallo di tensioni specifico, rappresentativo dello stato tensionale indotto dallo scavo. Il limite superiore di questo intervallo, σ'_{3max} , è determinato in funzione della profondità della galleria e della qualità della roccia secondo la relazione:

$$\sigma'_{3max} = 0.47\sigma_{cm} \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

Dove:

- γH rappresenta la pressione litostatica alla profondità di scavo H .

Una volta definito il range tensionale, i parametri equivalenti di attrito e coesione sono calcolati mediante un processo di *best-fitting* (metodo dei minimi quadrati) che porta alle seguenti espressioni analitiche:

$$\phi' = \arcsin \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Con:

- $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$

Questi valori di c' e ϕ' rappresentano la resistenza di picco dell'ammasso.

Resistenza a Compressione e Trazione dell'Ammasso

Oltre ai parametri di taglio, il modello definisce le soglie di resistenza a compressione e trazione dell'ammasso roccioso, fondamentali per valutare l'innesco dei fenomeni plastici.

- **Resistenza a trazione (σ_t):**

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

- **Resistenza a compressione monoassiale (σ_c):**

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

Questo valore rappresenta la soglia di sforzo alla quale ha inizio la propagazione delle fratture e il danneggiamento del materiale.

- **Resistenza globale dell'ammasso (σ_{cm}):**

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{m_b + 4s - a(m_b - 8s)(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

A differenza di σ_c , la resistenza globale d'ammasso σ_{cm} può essere intesa come la resistenza ultima del sistema roccia in condizioni non confinate, il cui superamento determina il collasso macroscopico o la plasticizzazione.

Comportamento Post-Picco (Parametri Residui)

Una volta superata la resistenza di picco, l'ammasso roccioso subisce un degrado delle proprietà meccaniche (comportamento *strain-softening*). Per modellare questa fase residua, si è adottato un approccio basato sulla riduzione del GSI: i parametri di resistenza residua ($m_{b,res}$, s_{res} , a_{res}) e i conseguenti parametri di Mohr-Coulomb residui (c'_{res} , ϕ'_{res}) sono stati calcolati utilizzando le stesse equazioni sopra riportate, ma sostituendo il GSI di picco con un **GSI residuo** ridotto (secondo Cai et al., 2007) [3, 4].

Inoltre, il comportamento volumetrico post-rottura è governato dall'**angolo di dilatanza (ψ)**, ottenuta dalla legge empirica a tratti che definisce ψ in funzione del GSI e dell'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' :

$$\psi = \begin{cases} 0 & GSI \leq 30 \\ \frac{\phi'}{8} & 30 \leq GSI \leq 50 \\ \frac{\phi'}{8} + \frac{GSI - 50}{50} \cdot \left(\frac{\phi'}{4} - \frac{\phi'}{8} \right) & 50 \leq GSI \leq 70 \end{cases}$$

Deformabilità dell'Ammasso

Infine, la rigidità dell'ammasso, che governa l'entità delle convergenze in fase elastica, è definita dal Modulo di Deformazione (E_m). Questo è stato valutato utilizzando la relazione empirica di Hoek & Diederichs (2006) [5], che abbassa il modulo della roccia intatta in funzione del GSI e del fattore di disturbo:

$$E_m = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{60 + 15D - GSI}{11}}} \right)$$

Dove E_i è il modulo della roccia intatta, stimato tramite il rapporto MR (*Modulus Ratio*) come:

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

Questa caratterizzazione completa fornisce un set di parametri coerente e robusto, capace di descrivere la transizione dal comportamento elastico a quello plastico/residuo, base indispensabile per l'applicazione del metodo delle linee caratteristiche descritto nei paragrafi successivi.

3.2 Variabilità dei parametri geomeccanici considerati.

Al fine di analizzare le problematiche inerenti alla stabilità del fronte di scavo e ai relativi interventi di rinforzo, è stata condotta una fase preliminare di studio basata su un approccio parametrico. L'obiettivo è fornire risultati che siano rappresentativi della complessa realtà progettuale; per questo motivo, è stato elaborato un dataset che include un vasto range di parametri geomeccanici, la cui combinazione permette di coprire un ampio spettro di scenari operativi.

Alcuni parametri di contorno sono stati fissati univocamente per tutte le analisi:

- Densità: $\rho = 25000 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$
- Resistenza a trazione: $f_t = 0 \text{ kN}$

Il dataset parametrico è stato costruito selezionando le grandezze fisiche e geometriche che esercitano la maggiore influenza sul comportamento geomeccanico dell'ammasso e che, contestualmente, rivestono un ruolo prioritario nelle scelte progettuali. Le variabili considerate sono la copertura (H), il *Geological Strength Index* (GSI), la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (σ_{ci}) e la costante petrografica del materiale (m_i). La variabilità assegnata a ciascun parametro è riassunta nella tabella seguente:

H [m]	GSI	σ_{ci} [MPa]	m_i
100	20	5	10
200	30	10	15
300	40	15	20
400	50	20	25
500	60	25	30
750	-	30	-
1000	-	35	-
1250	-	40	-
1500	-	45	-
1750	-	50	-
2000	-	-	-

Tabella 3.1: Variabilità delle coperture e dei parametri geomeccanici considerati nelle analisi

Le limitazioni di tali parametri entro gli intervalli sopra indicati sono giustificate dalle seguenti considerazioni:

- **H**: L'intervallo di coperture considerato (100-2000m) è stato definito sulla base di considerazioni sia teoriche che empiriche: coperture inferiori a 100 m non risultano compatibili con l'ipotesi di stato di sforzo geostatico isotropo adottata nelle analisi, poiché il campo tensionale è fortemente influenzato dalla presenza della superficie libera e dalla topografia. Il limite superiore di 2000 m è invece giustificato dalla scarsità di casi documentati di gallerie realizzate a profondità maggiori, generalmente limitati a contesti geologici unici come quelli himalayani o andini.
- **GSI**: La definizione dell'intervallo di variazione compreso tra 20 e 60 risponde alla necessità di focalizzare l'analisi sulle configurazioni critiche per la stabilità del fronte. Il *GSI*, introdotto da Hoek [8], è un indice che quantifica la qualità strutturale dell'ammasso roccioso basandosi sull'osservazione visiva del grado di fratturazione e sulle condizioni delle superfici di discontinuità. Sebbene la scala teorica del *GSI* si estenda fino a valori prossimi a 100 (rappresentativi di ammassi di integrità eccellente), in questa sede si è scelto di escludere i valori superiori a 60. Tali condizioni, infatti, descrivono ammassi generalmente competenti, nei quali le problematiche di instabilità del fronte risultano trascurabili o assenti. Al contrario, valori di GSI inferiori a 20 rappresentano condizioni di fratturazione così elevate che la stabilità del fronte è pregiudicata dal distacco di blocchi più che da un comportamento deformativo generalizzato dell'ammasso.
- **σ_{ci}** : La variabilità dell'*UCS* di matrice entro il *range* 5-50 è rappresentativa di quelle rocce che presentano una resistenza minima scarsa ma entro valori comunque realistici e coerenti rispetto alla variabilità del grado di fratturazione e delle coperture.
- **m_i** : L'intervallo di variazione della costante petrografica tra 10 e 30 è stato selezionato in modo da rappresentare un ampio spettro di litologie comunemente incontrate nelle opere in sotterraneo. In particolare, valori di m_i dell'ordine di 10 sono tipici di rocce relativamente deboli o a tessitura fine, quali argilliti o siltiti, mentre valori prossimi a 30

caratterizzano rocce più resistenti e compatte, come calcari, dolomie o alcune rocce magmatiche. La scelta di questo intervallo consente pertanto di descrivere condizioni geomeccaniche realistiche e rappresentative di numerosi contesti applicativi, evitando al contempo litotipi estremi che risulterebbero poco coerenti con gli intervalli di GSI e di resistenza a compressione della roccia intatta considerati nelle analisi.

Per quanto concerne la caratterizzazione della deformabilità della matrice rocciosa, si è optato per l'assunzione di un valore costante del modulo di Young della roccia intatta (E_i), fissato a 10.000 MPa. Tale parametro descrive la rigidità del materiale litoide privo di discontinuità, rappresentando la costante di proporzionalità tra sforzi e deformazioni in regime elastico lineare, tipicamente determinata mediante prove di laboratorio uniassiali [6]. La scelta di mantenere E_i invariante risponde all'esigenza di stabilire un riferimento medio, rappresentativo per le litologie oggetto di studio, al fine di isolare e analizzare con maggiore chiarezza l'influenza dei parametri di resistenza e del grado di fratturazione.

Conseguentemente a questa assunzione, ricordando che il *Modulus Ratio* (MR) è definito come il rapporto adimensionale tra il modulo elastico e la resistenza a compressione monoassiale [7],

$$E_i = \sigma_{ci} \cdot MR \quad \rightarrow \quad MR = \frac{E_i}{\sigma_{ci}},$$

si assume nel dataset una variabilità di MR dipendente esclusivamente da σ_{ci} . Considerando l'intervallo di variazione della resistenza a compressione tra 5 e 50 MPa, il parametro MR risulta compreso tra:

$$200 \leq MR \leq 2000$$

Tale escursione permette di coprire un ampio spettro di tessiture rocciose, includendo rapporti tipici sia di rocce sedimentarie porose sia di rocce cristalline a grana fine.

Si sono quindi ottenuti 250 casi per ogni valore assegnato di copertura H :

$$n^{\circ}_{combinazioni, \forall H} = 10(\sigma_{ci}) \cdot 5(m_i) \cdot 5(GSI) = 250$$

Considerando le undici coperture, si hanno:

$$n^{\circ}_{combinazioni\ totali} = 10(\sigma_{ci}) \cdot 5(m_i) \cdot 5(GSI) \cdot 11(H) = 2750$$

La combinazione sistematica di tutti i valori discreti assegnati alle variabili ha generato una matrice di calcolo composta da **2750 scenari distinti**.

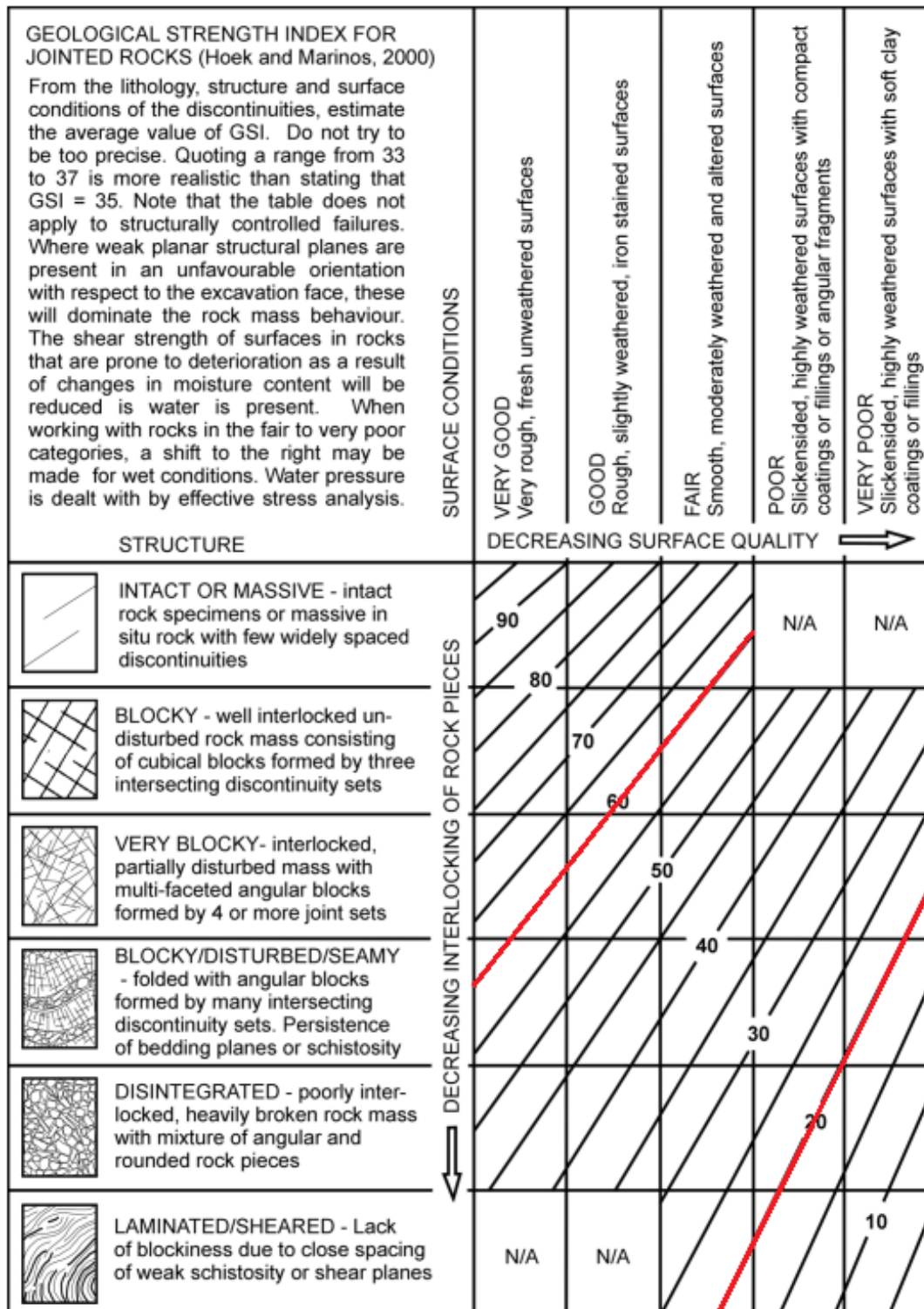


Tabella 3.2: Grafico generale per la stima del GSI a partire da dati geologici osservazionali [Hoek et al. 1998; Marinos and Hoek 2000, 2001].

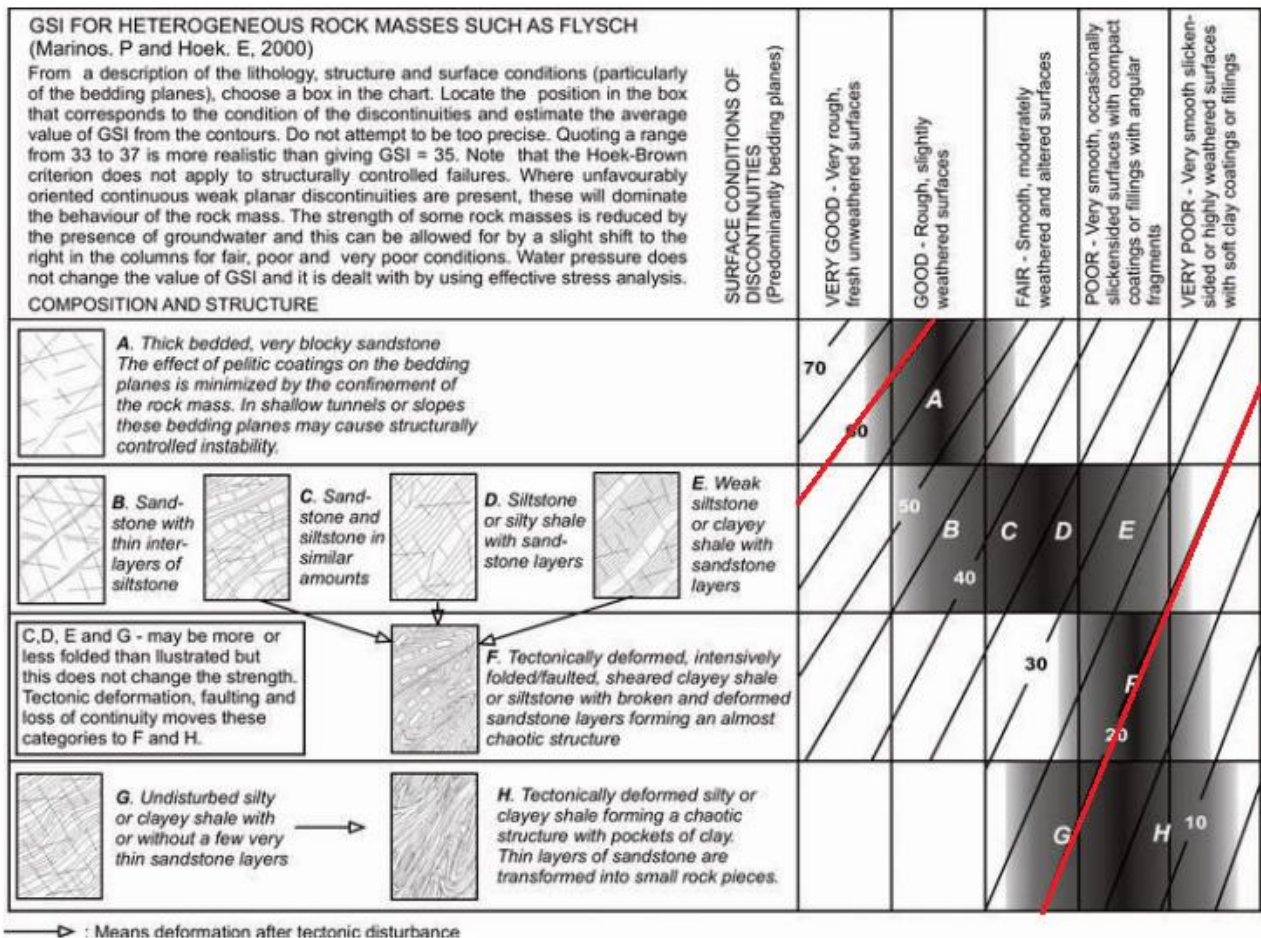


Tabella 3.3: Stima del GSI per ammassi rocciosi eterogenei (Marinos e Hoek e 2000)

Field Estimate of Strength	Examples	Strength [MPa]
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss,	100–250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50–100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25–50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rock salt, potash.	5–25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1–5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25–1

Tabella 3.4: Stima dell'UCS della roccia intatta [RocLab]

L'adozione di questo approccio parametrico ha permesso di esplorare un vasto spettro di situazioni progettuali. È tuttavia necessario precisare che, trattandosi di una **generazione combinatoria degli scenari**, alcune combinazioni potrebbero risultare poco rappresentative della realtà geologica. Un esempio è dato dall'accoppiamento di un *GSI* elevato (indice di un ammasso poco fratturato) con valori di σ_{ci} estremamente bassi (tipici di rocce molto tenere); una condizione che raramente si verifica negli scenari geologici reali. Ciononostante, si è ritenuto opportuno mantenere l'integrità della matrice di calcolo in questa fase preliminare, al fine di mappare in modo esaustivo le diverse risposte del fronte di scavo al variare delle condizioni al contorno.

Tutte le 2750 casistiche individuate sono state quindi analizzate applicando il **Metodo delle Linee Caratteristiche** (o Metodo Convergenza-Confinamento), che costituisce l'approccio analitico di riferimento per il **pre-dimensionamento** e la **verifica preliminare** delle opere in sotterraneo [9].

La scelta di adottare, in questa fase preliminare, un metodo analitico rispetto a modellazioni numeriche più complesse (come le analisi assialsimmetriche alle differenze finite), è motivata da precise considerazioni di ordine metodologico e pratico. In primo luogo, l'approccio analitico consente di gestire con estrema efficienza computazionale l'elevato numero di scenari considerati (analisi parametrica su vasta scala), permettendo di apprezzare la sensibilità del sistema al variare dei singoli parametri.

Tuttavia, la ragione fondamentale risiede nella natura stessa della **progettazione geotecnica in fase preliminare**. In questo stadio, il livello di conoscenza dell'ammasso roccioso è inevitabilmente affetto da un significativo grado di **incertezza** epistemica e aleatoria [10]. Le indagini in situ sono spesso limitate, puntuali e non sufficienti a descrivere con dettaglio l'intera variabilità spaziale delle proprietà meccaniche. Di conseguenza, la caratterizzazione geomeccanica risulta sommaria e definita per intervalli di valori piuttosto che per numeri esatti.

In tale contesto, l'utilizzo immediato di modelli numerici avanzati rischierebbe di fornire una illusoria percezione di precisione. Non vi è infatti alcuna utilità ingegneristica nell'affinare l'algoritmo di calcolo oltre il livello di affidabilità dei dati di input: un modello sofisticato alimentato da parametri incerti non produce risultati più accurati, ma solo più complessi e difficili da controllare. Il Metodo delle Linee Caratteristiche, grazie alla sua formulazione chiara e alla sintesi dei meccanismi di interazione terreno-struttura, rappresenta lo strumento più coerente per governare questa incertezza, permettendo di individuare le tendenze di comportamento e le criticità macroscopiche prima di procedere, nelle fasi successive, a raffinamenti numerici mirati sulle casistiche più rilevanti.

Riferimenti Bibliografici

- [1] Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition*. In *Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium (NARMS-TAC)*, Toronto, Canada (Vol. 1, pp. 267-273).
- [2] Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- [3] Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). *Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), 247-265.
- [4] Marinos, P., & Hoek, E. (2000). *GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. In *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering (GeoEng 2000)*, Melbourne, Australia (pp. 1422-1440).
- [5] Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215.
- [6] ISRM. (1978). *Suggested methods for determining the strength and deformability of rock materials*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(3), 19-38.
- [7] Deere, D. U. (1968). *Geological considerations*. In K. G. Stagg & O. C. Zienkiewicz (Eds.), *Rock Mechanics in Engineering Practice* (pp. 1-20). London: John Wiley & Sons.
- [8] Hoek, E., & Marinos, P. (2000). *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. *Tunnels and Tunnelling International*, 32(11), 45-51.
- [9] Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [10] Einstein, H. H., & Baecher, G. B. (1983). *Probabilistic and statistical methods in engineering geology*. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 16(1), 39-72.
- [11] Pizzarotti, E. M., Scesi, L., & Gattinoni, P. (2014). *Engineering geology for underground works*. Springer, cap. 4.2, p. 98.

4. Metodi analitici per la verifica della stabilità del fronte (Linee Caratteristiche)

Il Metodo delle Linee Caratteristiche, noto internazionalmente come *Convergence-Confinement Method* (CCM), rappresenta uno dei pilastri fondamentali nella progettazione delle opere in sotterraneo. Sviluppato a partire dagli anni '60 e '70 del Novecento grazie ai contributi di autori quali Fenner, Pacher, Lombardi, e successivamente formalizzato da Panet [2] e Ribacchi [1], questo approccio analitico consente di studiare **l'interazione tra l'ammasso roccioso** (o terreno) **e il sistema di confinamento**.

Nonostante l'avvento di sofisticate modellazioni numeriche (FEM/FDM), il metodo delle linee caratteristiche rimane lo strumento principe per il pre-dimensionamento e l'analisi preliminare delle gallerie. La sua importanza risiede nella capacità di sintetizzare in un grafico bidimensionale (Pressione p – Spostamento radiale u) il complesso **comportamento tensio-deformativo dello scavo**, offrendo al progettista una chiara visione del margine di sicurezza e del comportamento dell'opera al variare della rigidità e del tempo di installazione del rivestimento di prima fase, quest'ultimo aspetto non approfondito nella presente tesi.

L'applicazione del metodo in questo studio si basa sulla risoluzione del problema di una **cavità circolare** in un **mezzo elasto-plastico**, sotto l'ipotesi di **deformazione piana** (analisi 2D). Per simulare l'effetto tridimensionale dell'avanzamento del fronte, si ricorre al concetto di "pressione fittizia di confinamento" e alle curve di profilo longitudinale di deformazione (LDP).

4.1 Ipotesi di base

Al fine di rendere il problema matematicamente trattabile in forma chiusa o semi-analitica, l'analisi si fonda sulle seguenti ipotesi semplificative, ritenute accettabili per lo studio di gallerie profonde:

1. **Stato di sforzo isotropo:** Si assume un coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1$.
Tale ipotesi è particolarmente veritiera in presenza di elevate coperture, dove il comportamento viscoso della roccia nel tempo geologico tende a equiparare le tensioni verticali e orizzontali.
2. **Geometria circolare:** La sezione di scavo è assimilata a un cerchio di raggio equivalente R_{eq} .
3. **Legame costitutivo:** si è adottato un **modello costitutivo elasto-plastico con softening e legge di flusso non associata**. Nello specifico, si considera un comportamento con *softening* immediato, ovvero un passaggio istantaneo dai parametri di resistenza di picco a quelli residui al momento dell'innesco delle deformazioni plastiche.

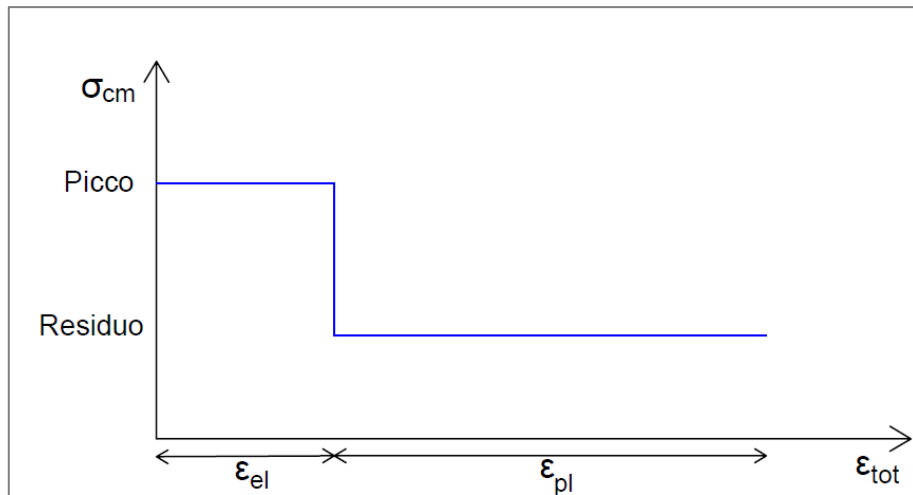


Figura 4.1: Legame costitutivo con softening immediato

Poiché nel campo geomeccanico investigato il dominio di comportamento elastico risulta estremamente limitato e le deformazioni plastiche si attivano già per valori di deformazione pari a $\epsilon \geq 1\%$, si assume che l'adozione dei parametri residui coincida con l'inizio della mobilitazione deformativa dell'ammasso.

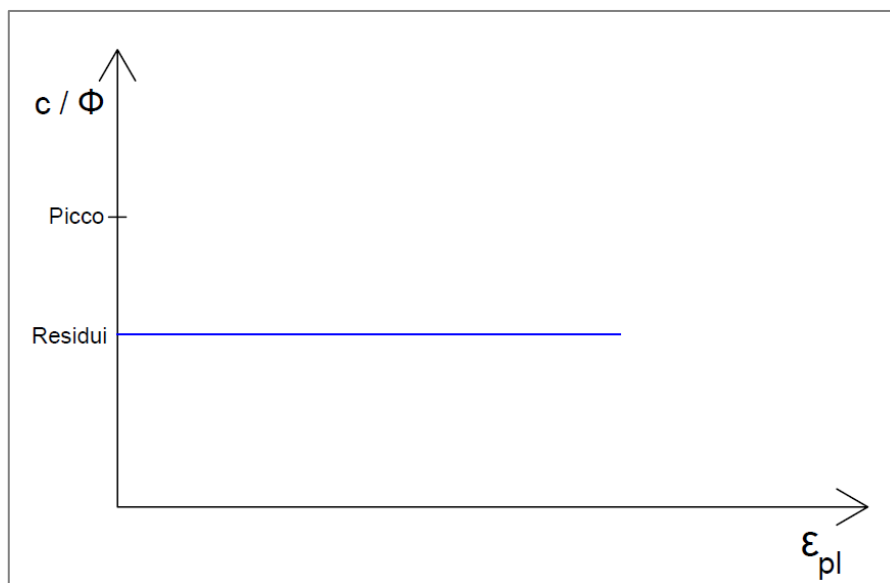


Figura 4.2: Adozione dei parametri di picco e residui

4.2 Caratterizzazione Geomeccanica e Criterio di Rottura

La definizione della curva di reazione del terreno (Ground Reaction Curve - GRC) richiede una rigorosa caratterizzazione dei parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso. In questo lavoro, si è adottato il criterio di rottura generalizzato di **Hoek & Brown** (edizione 2002) [6], che meglio descrive il comportamento di ammassi rocciosi fratturati rispetto ai criteri lineari.

I parametri di input fondamentali sono il *Geological Strength Index* (GSI), la resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci}), la costante petrografica (m_i), il modulo di Young della roccia intatta (E_i) e il coefficiente di Poisson (ν).

Poiché le formulazioni analitiche di Ribacchi [1] richiedono parametri di tipo Mohr-Coulomb, è stata implementata una procedura di linearizzazione dell'involucro di Hoek & Brown. Tale processo converte i parametri curvi (m_b, s, a) in parametri equivalenti di attrito (ϕ') e coesione (c'), calcolati per uno specifico intervallo di confinamento rappresentativo del problema in esame.

La procedura di caratterizzazione segue i seguenti step logici:

1. Calcolo dei parametri

$$m_b, s, a$$

in funzione del GSI e del fattore di disturbo D (assunto pari a 0 per scavo controllato senza esplosivi).

2. Stima del modulo di deformabilità dell'ammasso

$$E_{rm}$$

secondo Hoek & Diederichs [9].

3. Determinazione dei parametri di resistenza residua, riducendo i valori di GSI e ricalcolando le costanti di Hoek & Brown per simulare il degrado della roccia post-rottura [8].

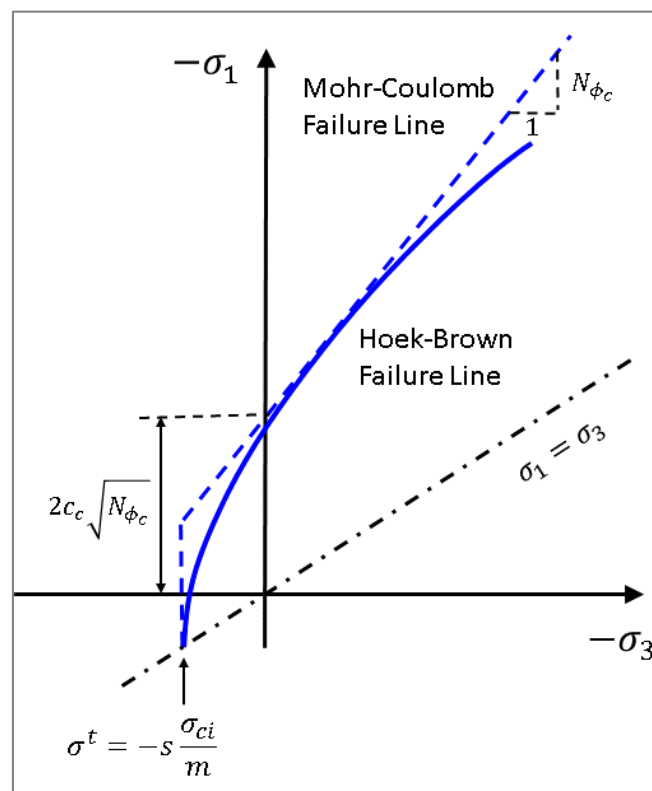


Figura 4.3: Criterio di rottura di Hoek-Brown e sua linearizzazione di Mohr-Coulomb (@Itasca Software)

4.3 Effetto Tridimensionale del Fronte e Tasso di Deconfinamento

Lo scavo di una galleria determina una modifica sostanziale dello stato tensionale preesistente nell'ammasso roccioso. In condizioni indisturbate, il mezzo è soggetto a uno stato di tensione geostatico, generalmente assimilabile a uno stato isotropo o pseudo-isotropo, caratterizzato da una pressione litostatica iniziale σ_0 .

Lo scavo comporta la rimozione del terreno all'interno della cavità e quindi l'eliminazione del confinamento radiale che esso esercitava sul contorno della futura galleria. Questo processo prende il nome di **deconfinamento** e rappresenta il fenomeno meccanico fondamentale che governa l'evoluzione delle deformazioni e delle plasticizzazioni attorno allo scavo.

Il deconfinamento non avviene istantaneamente lungo tutta la galleria, ma si sviluppa progressivamente con l'avanzamento del fronte. Di conseguenza:

- in prossimità del fronte, il confinamento è ancora parzialmente attivo;
- lontano dal fronte, il rilascio tensionale è completo e si raggiunge la condizione piano-deformata.

Per descrivere quantitativamente questo processo tridimensionale, Panet e Guenet (1982) [2] introducono il **tasso di deconfinamento** (λ), un parametro adimensionale che misura lo scarico tensionale radiale lungo l'asse della galleria. Esso varia tra due valori limite teorici:

- $\lambda = 0 \rightarrow$ nessun deconfinamento (condizione indisturbata)

La pressione radiale al contorno della cavità è ancora pari alla pressione iniziale:

$$\sigma_r = \sigma_0$$

- $\lambda = 1 \rightarrow$ deconfinamento completo

Il confinamento radiale è completamente annullato:

$$\sigma_r = 0$$

La situazione intermedia di:

- $0 < \lambda < 1 \rightarrow$ deconfinamento parziale

Il fronte esercita un'azione stabilizzante assimilabile a una pressione fittizia residua:

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$$

Il fronte di scavo agisce quindi come un supporto naturale temporaneo che fornisce una pressione equivalente pari a $(1 - \lambda)\sigma_0$.

Il parametro λ consente di trasformare un problema tridimensionale (avanzamento del fronte) in una sequenza di stati bidimensionali equivalenti. In una sezione posta a distanza x dal fronte, l'effetto tridimensionale può essere simulato imponendo al contorno della cavità una pressione interna equivalente $\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$.

In questo modo:

- il problema 3D viene ricondotto a un problema assialsimmetrico 2D,
- il grado di avanzamento dello scavo viene rappresentato tramite un parametro scalare.

La figura sottostante tratta da Panet e Guenot [2] mostra come la variazione di λ lungo l'asse della galleria sia rappresentata da una curva crescente che tende asintoticamente al valore 1 all'aumentare della distanza dal fronte e a zero all'interno di esso (tipica forma a "S").

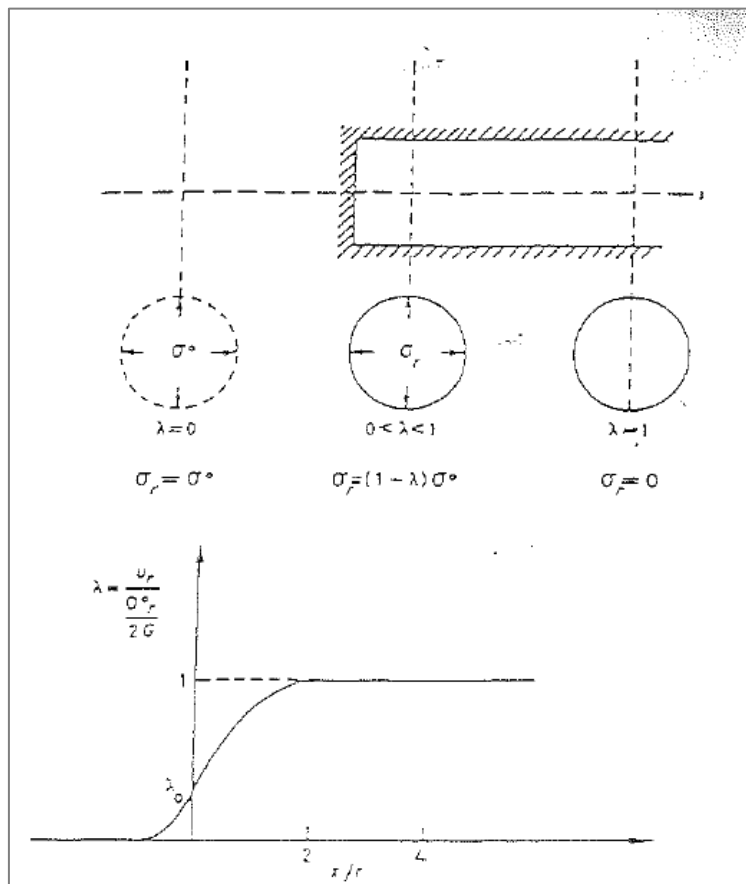


Figura 4.4: Interazione tasso di deconfinamento–convergenza radiale–distanza dal fronte (Panet e Guenot, [2])

Nel caso elastico, il tasso di deconfinamento è direttamente correlato alla convergenza radiale secondo la relazione [2]:

$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_r(\infty)}$$

dove:

- 1) $u_r(x)$ è la convergenza radiale alla distanza x dal fronte,
- 2) $u_r(\infty)$ è la convergenza finale in condizioni piano-deformate.

Questa relazione fornisce un'interpretazione fisica molto chiara:

- quando la convergenza è nulla $\rightarrow \lambda = 0$;
- quando la convergenza raggiunge il valore finale $\rightarrow \lambda = 1$.

Pertanto, λ può essere interpretato anche come grado di mobilitazione della convergenza finale.

Nel campo plastico la relazione non è più rigorosamente lineare, ma il concetto rimane valido in termini ingegneristici.

Panet [2] propone anche una legge empirica che descrive l'evoluzione della convergenza (e quindi di λ) in funzione della distanza normalizzata dal fronte x/R_{pl} .

La curva presenta le seguenti caratteristiche:

- vicino al fronte: crescita rapida di λ ;
- a distanza di circa 2÷3 raggi plastici: $\lambda \approx 1$;
- oltre tale distanza: comportamento piano-deformato stabilizzato.

Pertanto, l'effetto tridimensionale è localizzato in una regione limitata attorno al fronte.

Ciò giustifica l'utilizzo del Metodo delle Linee Caratteristiche, che si basa sulla soluzione piano-deformata come stato finale di riferimento.

4.3 Implementazione del Metodo delle Linee Caratteristiche

Nelle Linee Caratteristiche viene definito il legame reciproco tra pressione radiale sul contorno del cavo (p) e spostamento radiale (u_r) (detto nel seguito convergenza) sul contorno stesso. Il calcolo è stato impostato seguendo la formulazione proposta da Ribacchi **Errore. L'origine r iferimento non è stata trovata.**, per la determinazione e la rappresentazione grafica di linee caratteristiche e funzioni tasso di deconfinamento per cavità circolari di raggio generico, scavate in un continuo elastoplastico isotropo, con stato di sforzo iniziale idrostatico e con criterio di plasticizzazione alla Mohr-Coulomb.

L'analisi condotta permette di determinare quattro curve fondamentali che descrivono il comportamento del sistema:

1. **Pressione radiale – Convergenza radiale (Curva della Cavità):** Rappresenta la risposta dell'ammasso allo scarico tensionale. È analiticamente esatta e deriva dalla soluzione del problema tensio-deformativo della cavità secondo le ipotesi precedenti.
2. **Convergenza radiale – Distanza dal fronte:** Descrive l'evoluzione degli spostamenti lungo l'asse longitudinale della galleria. Curva empirica basata su ipotesi di letteratura. Noi assumiamo $c_f=0.3c_a$ (c_a assoluta, cioè a distanza infinita dal fronte). Questa curva, quindi, non è esatta ma approssimata. Esclusivamente il punto a distanza infinita dal fronte è esatto e coincide con il punto della curva con pressione nulla.
3. **Pressione radiale – Fascia Plastica:** Correla il deconfinamento all'estensione della zona danneggiata attorno al tunnel. Analiticamente esatta.
4. **Fascia plastica – Distanza dal fronte:** Mostra l'evoluzione del raggio plastico all'avanzare dello scavo. Curva che si ottiene dalla combinazione di tutte e tre le altre curve.
5. **Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo:** Le forze fittizie di scavo sono le pressioni radiali, espresse in percentuale sulla pressione litostatica originaria, che, applicate alle

pareti di una cavità cilindrica di lunghezza infinita, consentono di ottenere le stesse convergenze radiali u_r che si hanno nella cavità reale.

La curva “Convergenza radiale – Distanza dal fronte” è stata ricavata attraverso un procedimento semplificato che sfrutta le seguenti relazioni [2]:

$$u_f = 0.265 \cdot u_{inf}$$

$$\frac{c(x)}{c_{inf}} = 1 - \left[\frac{1}{1 + x / (0.84 \cdot R_{inf})} \right]^2$$

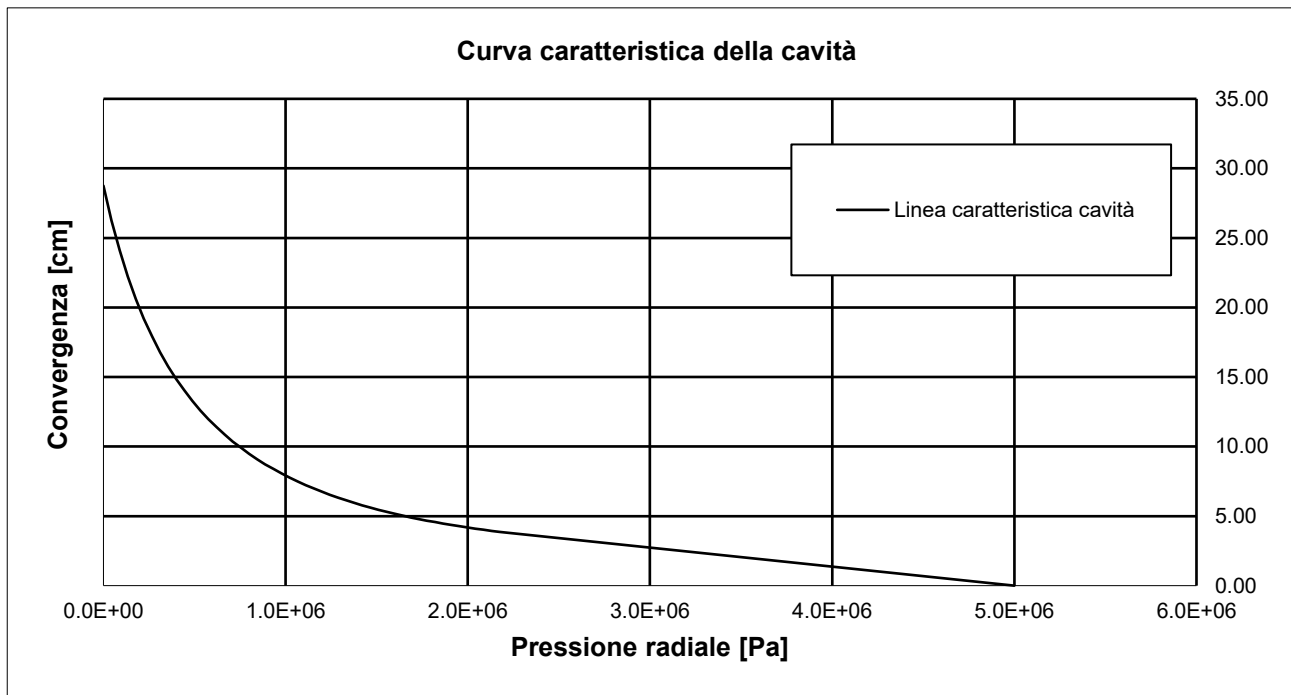
L’ipotesi di Panet, che vede la convergenza al fronte pari 0.265 volte quella assoluta, di per sé valida in campo elastico, sarà confrontata con i risultati ottenuti dai metodi analitici ed empirici implementati in questa tesi.

4.3.1 Curva Caratteristica della Cavità

La costruzione della curva “pressione radiale – convergenza radiale” segue la formulazione analitica proposta da Ribacchi [1]. Il calcolo procede per step discreti di deconfinamento, partendo dalla pressione litostatica in situ (p_0) fino a una pressione nulla (o residua minima).

Per ogni decremento di pressione interna (p_i), si verifica se l'ammasso rimane in campo elastico o se si innesca la plasticizzazione (quando $p_i < p_{crit_i}$)

Nel regime plastico, la convergenza radiale (u_r) e il raggio della zona plastica (R_{pl}) vengono calcolati integrando le equazioni di equilibrio e congruenza, tenendo conto della dilatanza dell'ammasso (ψ) e del passaggio ai parametri residui nella zona di rottura.



4.3.2 Curva Caratteristica del Fronte

La "Linea Caratteristica del Fronte" viene costruita trasladando la curva della cavità a partire da una pressione fittizia equivalente alla resistenza del "mezzo nucleo" (secondo l'approccio di Lombardi). Il punto di partenza della curva traslata non è la pressione litostatica (p_0), bensì una pressione fittizia (p_{fronte}) che rappresenta il confinamento del nucleo di roccia al fronte.

Secondo l'approccio semplificato (riferibile a Lombardi o Tamez), questa resistenza è assimilabile alla resistenza del "mezzo nucleo", stimata come:

$$R_{mezzo_nucleo} \approx c \cdot \sqrt{K_p}$$

Dove:

- c è la coesione
- $K_p = tg^2(45^\circ + \frac{\Phi'}{2})$ il coefficiente di spinta passiva

Su questa curva specifica del fronte è possibile valutare:

1. La convergenza attesa al fronte in assenza di rinforzi.
2. La necessità di interventi di rinforzo (per esempio inclusi in vetroresina) qualora la convergenza di equilibrio risulti eccessiva o la curva non trovi equilibrio (fronte instabile). In tal caso, i rinforzi agiscono fornendo una pressione di confinamento aggiuntiva (Δp) che trasla ulteriormente la curva verso condizioni di stabilità.

Si veda a titolo di esempio la figura sottostante, nella quale vengono riportate le curve caratteristiche della cavità e del fronte. La linea caratteristica in prossimità del fronte (linea blu), ottenuta trasladando la linea caratteristica della cavità in corrispondenza del punto di coordinate (resistenza di 1/2 nucleo – convergenza al fronte), mostra una convergenza radiale al fronte di 8.63 cm. Per contenere tale convergenza entro un valore accettabile, qui imposto pari all'1.5% del raggio ($R=5m$), ovvero 7.5 cm, bisogna applicare una pressione di confinamento superiore a quella offerta dal fronte di una quantità:

$$\Delta p = P_2 - R_{mezzo\ nucleo} = 7.81 - 6.18 = 1.63 \cdot 10^5 Pa$$

Essendo P_2 la pressione di confinamento richiesta corrispondente alla convergenza desiderata.

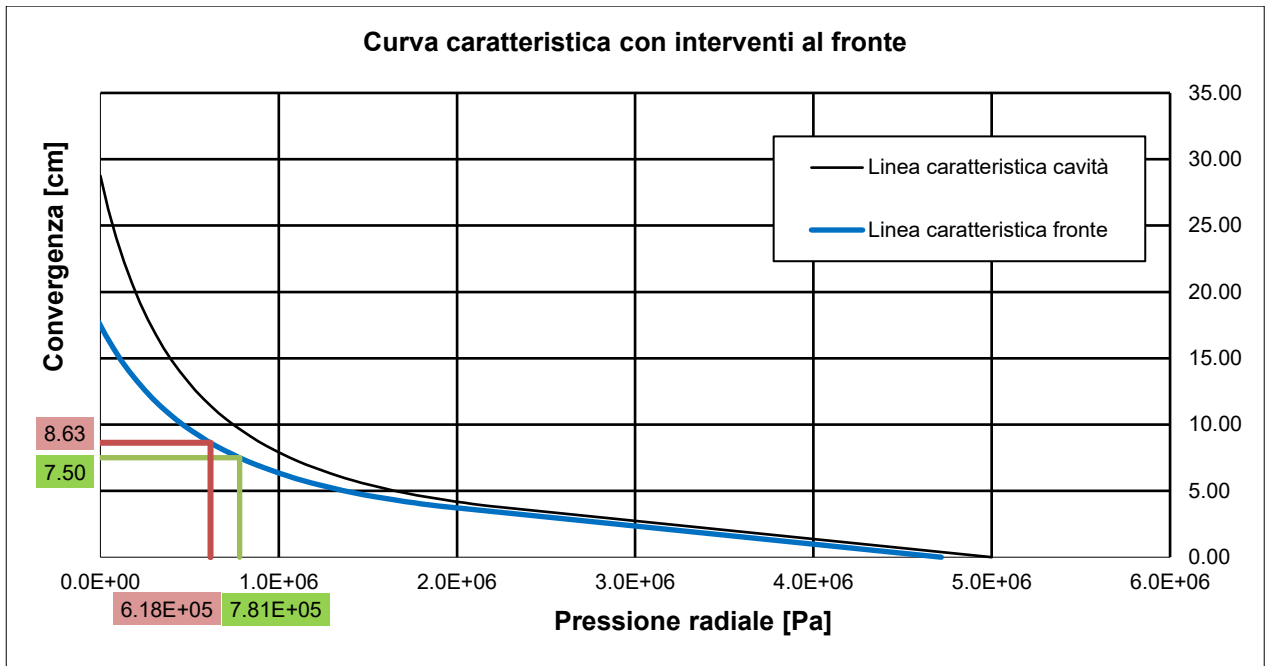


Figura 4.5: Curva caratteristica con rinforzo del fronte

Un aspetto cruciale dell'analisi riguarda la stabilità del nucleo di avanzamento. La stabilità del fronte viene valutata confrontando la convergenza al fronte (C_{fr}) e l'estensione della fascia plastica (R_{pl}) con dei valori soglia empirici, derivati dalla pratica progettuale e dalla letteratura (per esempio [5]), come riassunto nella seguente tabella:

Fronte stabile	Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile
$C_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < C_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < C_f < 3\% R_{scavo}$	$C_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{plf} \ll R_{scavo}$	$F_{plf} < R_{scavo}$	$F_{plf} \geq R_{scavo}$	$F_{plf} \gg R_{scavo}$

Tabella 4.1: Intervalli delle condizioni di stabilità interpretati dalla letteratura [5]

Si precisa che il risultato formalmente corretto derivante dalle Linee Caratteristiche è la convergenza assoluta C_∞ , dalla quale si perviene alla convergenza al fronte per mezzo di un'ipotesi semplificativa e cautelativa dettata dall'esperienza progettuale:

$$C_f = 0.3 C_a$$

Tale ipotesi sarà oggetto di verifica e validazione nelle fasi più avanzate della ricerca attraverso le analisi assialsimmetriche.

Gli intervalli e le soglie riportati in Tabella 4.1 sono stati riadattati al range di casistiche di questa ricerca: il passo che definisce gli intervalli di stabilità sopra esposti è stato ulteriormente infittito per osservare con maggior precisione la transizione tra le condizioni di stabilità - stabilità a breve termine - instabilità:

Fronte stabile			Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile	Fronte molto instabile
$\frac{C_f}{R} \leq 0.3\%$	$0.3\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 1\%$	$1\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 2\%$	$2\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 3\%$	$3\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 10\%$	$\frac{C_f}{R} \geq 10\%$

Tabella 4.2: Maggior discretizzazione delle soglie di stabilità-instabilità del fronte

È doveroso precisare che di per sé non sarebbe possibile definire un valore univoco di convergenza limite oltre la quale la galleria comincia a essere instabile, in quanto esso dipende dalle proprietà intrinseche dell'ammasso. Per esempio, un granito, che presenta una rigidezza molto elevata, tollera deformazioni molto contenute (almeno un ordine di grandezza inferiore rispetto al limite elastico di $C_f/R=1\%$), dopodiché plasticizza e giunge a collasso in maniera fragile. L'estremo opposto è rappresentato dalle argille, che in virtù del loro comportamento plastico manifestano ampie deformazioni prima di raggiungere la rottura.

Tuttavia, il campo investigativo di questa ricerca è incentrato su rocce di medio-scarso qualità, tralasciando i fenomeni limite del *rock bursting* e dello *squeezing*. Pertanto, l'assunzione del limite di stabilità all'1% risulta attendibile.

4.3.4 Curva Caratteristica del Supporto

Il Metodo delle Linee Caratteristiche non si limita alla descrizione del comportamento dell'ammasso roccioso, ma trova il suo compimento nell'analisi dell'interazione tra la **Curva di Reazione del Terreno (GRC- Ground Reaction Curve)** e la **Curva Caratteristica del Supporto (SCC - Support Characteristic Curve)**.

La condizione di equilibrio finale dell'opera in sotterraneo è determinata graficamente dall'intersezione tra queste due curve nel piano Pressione-Convergenza ($p - u$).

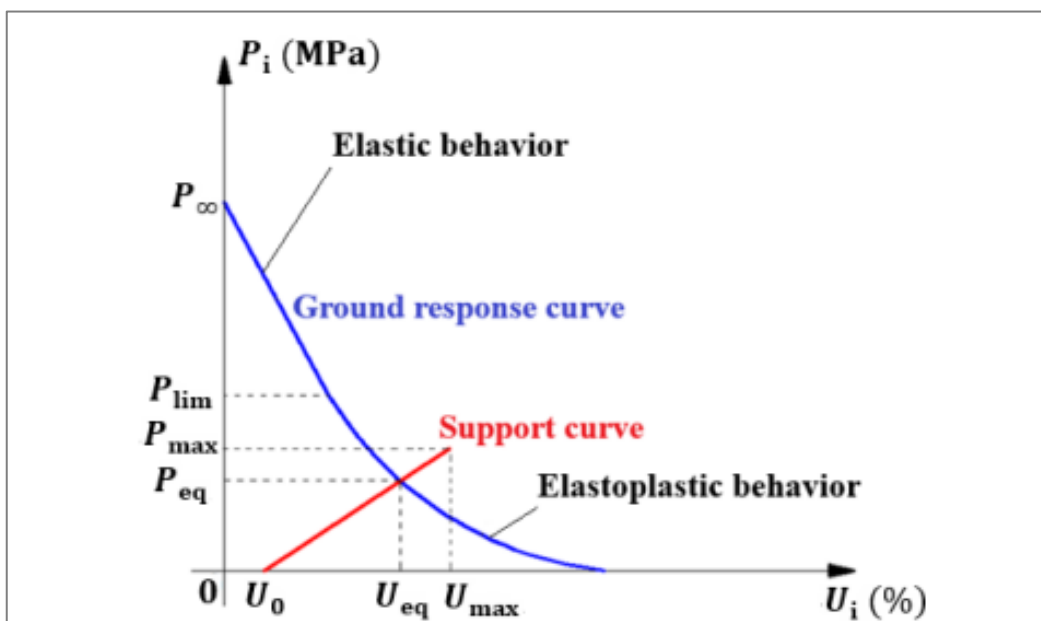


Figura 4.6: Curva di Reazione del Terreno – Curva Caratteristica del Supporto (Silva et al. [10])

Mentre la GRC descrive come la pressione esercitata dalla roccia diminuisce all'aumentare della deformazione (deconfinamento), la SCC descrive come la pressione resistente offerta dal supporto aumenta al crescere della deformazione che esso subisce dopo la sua installazione.

Un aspetto fondamentale nella progettazione delle gallerie riguarda la definizione della strategia di gestione delle deformazioni dell'ammasso durante la fase di avanzamento dello scavo. A tal

fine è necessario considerare diversi elementi, tra cui la curva di reazione del terreno, le analisi di stabilità del fronte e il confronto tra carichi e resistenze dei rivestimenti. In questo contesto, la letteratura individua due possibili strategie progettuali alternative, basate sui principi di **“Resistenza”** ed **“Evasione”** [21].

Nel **principio di resistenza**, l’obiettivo è contenere le deformazioni dell’ammasso entro i limiti consentiti dalla capacità portante delle strutture di confinamento. Questo approccio si fonda sull’idea che **“deformazioni eccessive comportano un aumento incontrollato delle spinte sui rivestimenti a causa della progressiva riduzione delle caratteristiche di resistenza del terreno”**. Operativamente, tale strategia prevede lo scavo a piena sezione, l’impiego di rinforzi al fronte e l’installazione di rivestimenti di prima fase rigidi e molto prossimi al fronte, con chiusura anticipata dell’arco rovescio. Tuttavia, ciò comporta un incremento significativo dei carichi sul rivestimento, poiché **“i carichi sul rivestimento di prima fase aumentano in conseguenza dell’elevata quota di convergenza impedita”**. Nei casi più estremi, questo approccio può richiedere l’impiego di centine sempre più robuste, strati più spessi di calcestruzzo proiettato e un’intensificazione progressiva dei rinforzi al fronte.

L’approccio alternativo, basato sul **principio di evasione**, mira invece a limitare le pressioni trasmesse ai rivestimenti sfruttando la deformabilità dell’ammasso. In questo caso si assume che il decadimento delle proprietà meccaniche del terreno possa essere controllato, consentendo lo sviluppo di deformazioni entro limiti accettabili **“senza che si verifichi un aumento incontrollato delle spinte sui rivestimenti”**. Dal punto di vista operativo, ciò implica l’adozione di rivestimenti di prima fase deformabili, la chiusura dell’arco rovescio a una distanza maggiore dal fronte e, in alcuni casi, lo scavo di una sezione leggermente più ampia per assorbire parte della convergenza. Un ruolo fondamentale è svolto dall’utilizzo di chiodature radiali o sistemi di rinforzo del fronte, che consentono di controllare l’evoluzione delle deformazioni e di conferire maggiore duttilità al sistema terreno-rivestimento.

Entrambi gli approcci presentano tuttavia dei limiti e richiedono un costante monitoraggio in corso d’opera, poiché la valutazione preventiva del livello di deformazione accettabile risulta spesso complessa. Per questo motivo, nella pratica progettuale si tende frequentemente a combinare le due strategie, dal momento che **“un’applicazione rigida di entrambi i metodi risulta spesso controproducente”**.

Dal momento che le analisi sono state svolte in condizioni di cavità naturale non rivestita, la presenza dei rivestimenti e il loro dimensionamento non è oggetto di approfondimento in questa ricerca.

4.4 Dimensionamento degli Interventi di Rinforzo

Qualora l’analisi evidenzia condizioni di instabilità al fronte (per esempio convergenze eccessive o fascia plastica estesa), il metodo permette di dimensionare interventi di rinforzo (per esempio inserimento di elementi in vetroresina al fronte).

Il principio di dimensionamento si basa sul ripristino dell'equilibrio attraverso un incremento fittizio della coesione dell'ammasso. Fissata una convergenza massima ammissibile (per esempio l'1% del raggio), si determina sulla curva caratteristica la pressione di confinamento necessaria P_2 . La differenza tra questa pressione richiesta e la resistenza naturale del nucleo determina l'incremento di coesione Δc fittizio necessario:

$$\Delta c = \frac{P_2 - R_{mezzo\ nucleo}}{\sqrt{K_p}} = \frac{\Delta P}{\sqrt{k_p}}$$

Da questo valore, attraverso le relazioni di Mohr-Coulomb, si risale alla pressione di confinamento σ_3 , equivalente all'incremento di coesione fittizia, che i rinforzi devono fornire al fronte:

$$\sigma_3 = 2 \frac{\Delta c}{\sqrt{k_p}}$$

Nel momento di scavo (cerchio di Mohr magenta) il materiale tende a superare il criterio di plasticizzazione, ma, grazie all'aumento della coesione Δc , lo scavo rimane sostenuto.

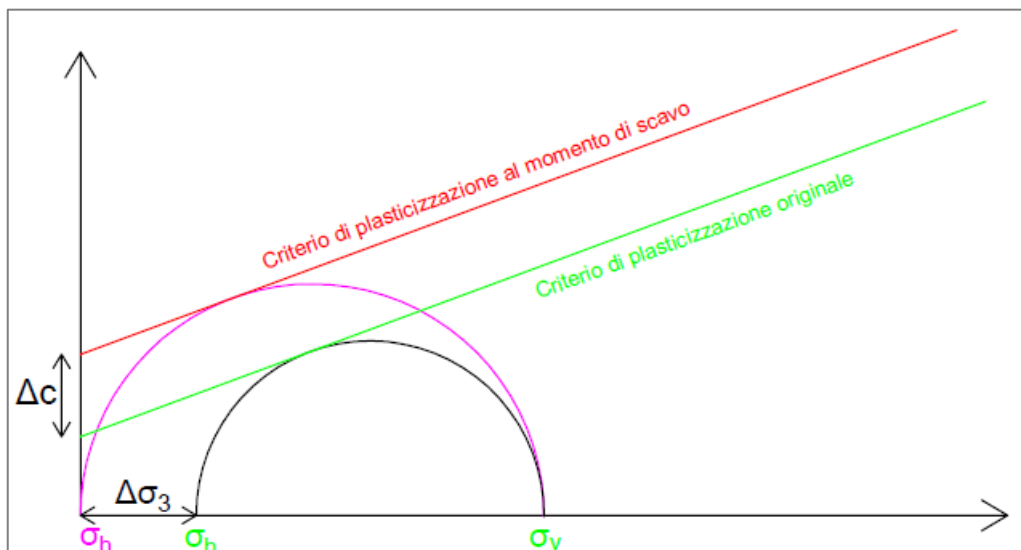


Figura 4.7: Effetto dell'incremento di coesione sul criterio di plasticizzazione

Di conseguenza, si perviene al numero degli inclusi necessari:

$$n^{\circ}_{includi} = \frac{\sigma_3 \cdot A_{fronte}}{T_{Rd}}$$

Dove:

- A_{fronte} è l'area del fronte scavo
- T_{Rd} è la resistenza a trazione di progetto del singolo incluso

La densità del rinforzo, ovvero il numero indicativo di inclusi al metro quadro, viene calcolata come un rapporto tra numero di inclusi e l'area della sezione:

$$n^{\circ}/m^2 = \frac{n^{\circ}_{includi}}{A_{fronte}}$$

Per esempio, si consideri un generico incluso in vetroresina avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica del materiale (dichiarata dal produttore su scheda tecnica): $f_{y,k} = 570 \text{ MPa}$
- Diametro esterno/interno del tubo: $\varnothing 60/40\text{mm}$
- Diametro di perforazione: $d = 11 \text{ cm}$
- Tensione di aderenza: $\tau_k = 425 \text{ kPa}$
- L'area della sezione di materiale resistente viene calcolata come:

$$A = \pi \cdot \frac{(60^2 - 40^2)}{4} = 1571 \text{ mm}^2$$

Dalla quale si ricava la resistenza caratteristica a trazione dell'elemento:

$$T_{y,k} = f_{y,k} \cdot A = \frac{570 \cdot 1571}{1000} \cong 900 \text{ kN}$$

Applicando i coefficienti di sicurezza sui materiali e sulle azioni (NTC 2018), si ottiene il valore di resistenza di progetto:

$$T_{Rd} = \frac{T_{y,k}}{\gamma_M \cdot \gamma_F} = \frac{900 \text{ kN}}{1.5 \cdot 1.3} = 461.5 \text{ kN}$$

Affinché l'incluso possa effettivamente manifestare tutta la sua resistenza, è necessario che esso sia sufficientemente ancorato. Si vuole imporre che l'incluso si rompa a trazione prima di sfilarsi e per fare ciò la lunghezza di sovrapposizione deve essere almeno pari alla lunghezza necessaria ad esaurire le tensioni di aderenza lungo l'elemento: il meccanismo di collasso è governato dalla resistenza del materiale e non dall'aderenza all'incluso-terreno.

Visto che gli inclusi non hanno una piastra che trasmette la trazione al fronte, questi devono essere ancorati per adesione del sistema incluso-malta cementizia e malta cementizia-terreno; quest'ultima adesione è generalmente minore della prima, quindi la più stringente ai fini della verifica.

Pertanto, la lunghezza minima totale dell'incluso è data dalla somma di diversi contributi:

$$L_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot L_{anc} \\ L_{anc} + R + L_{campo} \end{array} \right.$$

In queste analisi si è adottato un approccio a ritroso: si è considerato un generico incluso lungo 21 metri, una lunghezza di campo di 12 metri, una lunghezza di ancoraggio effettiva pari a $9/2=4.5$ metri oppure $9-5=4$ metri. Si prende il massimo tra le due, quindi $L_{anc} = 4.5 \text{ m}$, nella quale si impone che si sviluppi l'intera resistenza della barra ($T_d = 600\text{kN}$). Affinché si soddisfi questa condizione, è necessario che all'interfaccia miscela cementizia-terreno si sviluppi una tensione tangenziale di aderenza caratteristica pari a:

$$\tau_k = \tau_d \cdot \gamma_R$$

Con $\gamma_R = 1.1$: fattore riduttivo sulle resistenze

$$\tau_d = \frac{T_d}{\pi \cdot d \cdot \frac{L_s}{2}} = \frac{600 \text{ kN}}{\pi \cdot 0.11 \cdot 4.5} = 385.83 \text{ kPa}$$

$$\tau_k = 385.83 \cdot 1.1 \cong 425 \text{ kPa}$$

Ciò significa che bisogna mobilitare una tensione di aderenza almeno pari a questo valore per garantire che l'incluso sia correttamente ancorato in 9 metri di lunghezza. Sebbene la resistenza tangenziale di aderenza dipenda dalla qualità dei parametri geomeccanici e sia direttamente ricavabile solo tramite prove di *pull-out*, l'assunzione costante di questo valore nelle analisi è coerente con buona parte delle casistiche investigate.

Litologia / Terreno	τ min [MPa]	τ max [MPa]
Basalto	5,5	6,0
Calcare	2,8	4,8
Arenaria	1,5	1,7
Dolomite	1,7	1,9
Scisti	0,5	0,7
Scisti alterati	0,3	0,5
Gesso	0,6	0,8
Ardesia	1,6	1,8
Limi argillosi	0,06	0,09
Argilla pura bagnata	0,05	0,08
Argilla sabbiosa compatta	0,2	0,4
Sabbia medio-fine compatta	0,2	0,6
Argilla medio plastica dura	0,2	0,5
Argilla medio plastica media	0,16	0,29
Sabbia e ghiaia grossa compatta	0,29	0,60

Tabella 4.3: Valori medi di resistenza tangenziale per diversi tipi di terreno (AICAP) [12]

Qualora ci si trovasse in condizioni geomeccaniche più sfavorevoli, con aderenze minori, il progettista deve provvedere al soddisfacimento delle condizioni di sicurezza: aumentando la lunghezza di sovrapposizione, incrementando la lunghezza della barra o diminuendo la lunghezza del campo. In entrambi i casi ciò comporterebbe un incremento di coesione al fronte, quindi effetti benefici in termini di convergenze.

Nel caso in cui si impieghi una barra autoperforante in acciaio, il calcolo procede allo stesso modo, avendo l'accortezza di utilizzare il corretto coefficiente di sicurezza sul materiale ($\gamma_M = 1.1$).

N.B. In questo calcolo si è trascurato, a favore di sicurezza, l'effetto di confinamento offerto dal calcestruzzo proiettato sul fronte, impiegato a prevenzione di distacchi locali, il cui contributo è comunque decisamente minore rispetto al rinforzo del fronte.

4.5 Esempi di applicazione del calcolo

Sono state considerate due sezioni di calcolo rappresentative caratterizzate da:

- **Scenario 1:**

Copertura H=200 m, GSI=60, $\sigma_{ci}=5$ Mpa, $m_i=10$, D=0, $\gamma=25$ kN/m³, $\nu=0.25$, $R_{scavo}=5$ m

- **Scenario 2:**

Copertura H=500 m, GSI=40, $\sigma_{ci}=15$ Mpa, $m_i=20$, D=0, $\gamma=25$ kN/m³, $\nu=0.25$, $R_{scavo}=5$ m

Queste caratteristiche si traducono nella seguente tabella di input nel foglio di calcolo.

n. casi	2	(max 200)	INPUT	RISOLVI						
Input parametri geomeccanici										Nome file
Nomenclatura casi	GSI	σ_{ci}	H	m_i	Ei	D	γ	R_{scavo}	ν	
	[-]	[MPa]	[m]	[-]	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[m]	[m]	
EX_00201	60	5	200	10	10000	0	25	5	0.25	EX_00201_GSI 60_H 200m_CO 5MPa_mi 10_Ei 10000 MPa.xlsm
EX_01113	40	15	500	20	10000	0	25	5	0.25	EX_01113_GSI 40_H 500m_CO 15MPa_mi 20_Ei 10000 MPa.xlsm

4.5.1 Determinazione dei parametri di Hoek & Brown

Criterio di Hoek & Brown 2002 (moduli da Hoek & Diederichs 2006)										
Analisi	γ	GSI _{res}	m_b (GSI picco)	s (GSI picco)	a (GSI picco)	m_b (GSI res)	s (GSI res)	a (GSI res)	σ_{cm} (GSI picco)	σ_{cm} (GSI res)
[-]	[N/m ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]
EX_00201	25000	26.85	2.397	0.0117	0.503	0.734	0.0003	0.528	1.092	0.5031
EX_01113	25000	23.40	2.346	0.0013	0.511	1.297	0.0002	0.535	2.963	1.9691

Criterio di Hoek & Brown 2002 (moduli da Hoek & Diederichs 2006)													
σ_{3max} (GSI picco)	σ'_{3max} (GSI res)	σ'_{3n} (GSI picco)	σ'_{3n} (GSI res)	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm} (GSI picco)	E_{rm} (GSI res)	ψ	
[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[Pa]	[Pa]	[MPa]	[Pa]	[°]	
2.1450	2.0475	0.429	0.410	29.03	20.28	0.410	0.227	410379	226771	5200.00	5200000000	5.44	
5.3889	5.2584	0.359	0.351	30.49	25.82	1.017	0.739	1017078	739183	1596.52	1596521834	3.81	

4.5.2 Passaggio ai parametri di Mohr-Coulomb

Riassunto parametri di progetto							
Analisi	γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm} (GSI picco)	ψ
[-]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
EX_00201	25.0	29.0	20.3	0.410	0.227	5200	5.4
EX_01113	25.0	30.5	25.8	1.017	0.739	1597	3.8

4.5.3 Calcolo delle curve caratteristiche della cavità, del fronte e della fascia plastica

Attraverso una macro vengono generati due file di output relativi ai casi considerati, nei quali viene dato il risultato numerico delle analisi svolte:

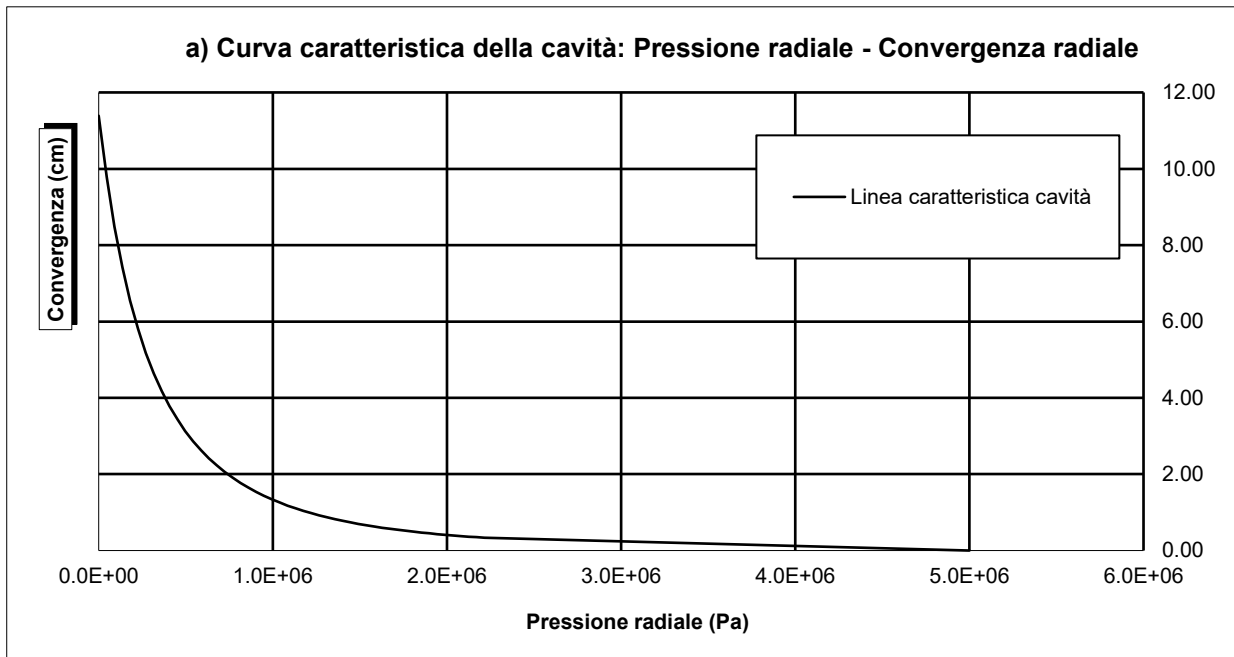
Riassunto risultati linee caratteristiche											
Analisi	R	c_f	c_a	c_r	F_{plf}	F_{pla}	c_f/R	c_a/R	c_r/R	F_{plf}/R	F_{pla}/R
[-]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
EX_00201	5.00	3.42	11.39	7.97	7.52	16.11	0.68%	2.28%	1.59%	150.34%	322.17%
EX_01113	5.00	9.11	30.38	21.27	2.96	8.17	1.82%	6.08%	4.25%	59.15%	163.35%

Nella tabella dei risultati vengono subito evidenziate le condizioni del fronte in accordo con la legenda.

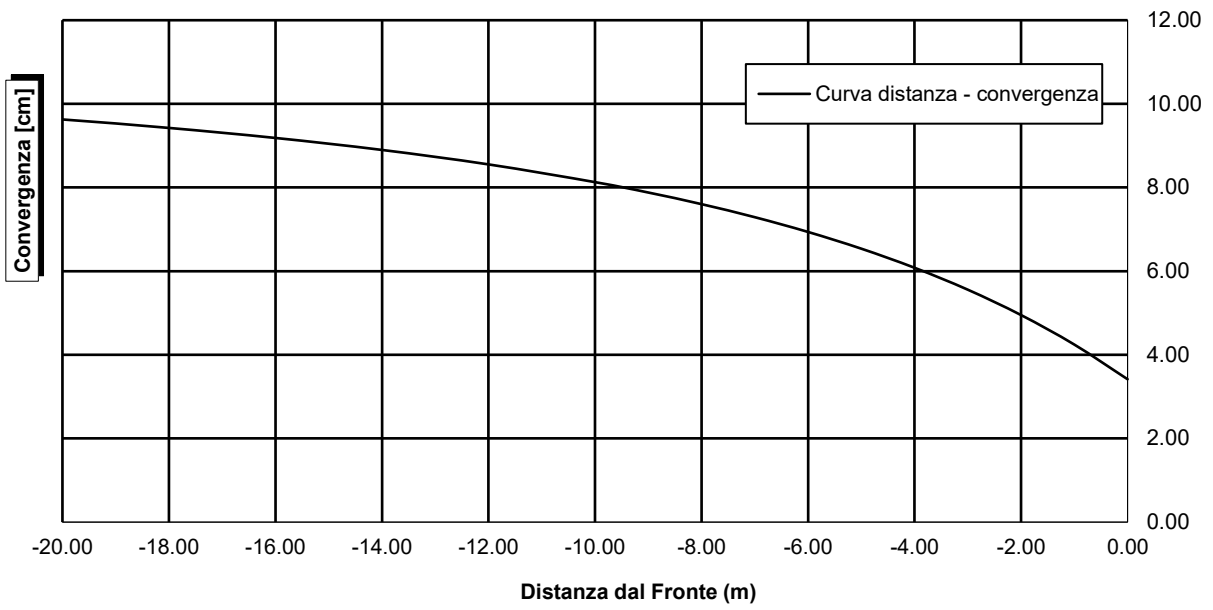
LEGENDA	
	$c_f \leq 1\% R$
	$1\% R < c_f \leq 2\% R$
	$2\% R < c_f \leq 3\% R$
	$c_f > 3\% R$

Vengono generate le seguenti Curve Caratteristiche:

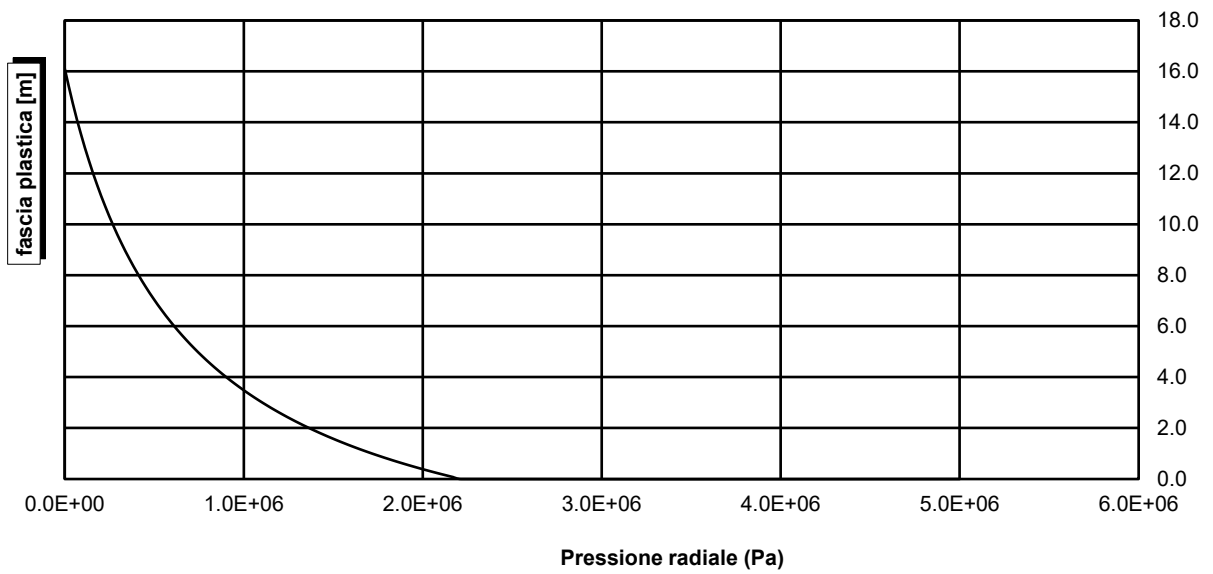
➤ **Scenario 1**



b) Distanza dal fronte - Convergenza radiale



c) Pressione radiale - Fascia plastica



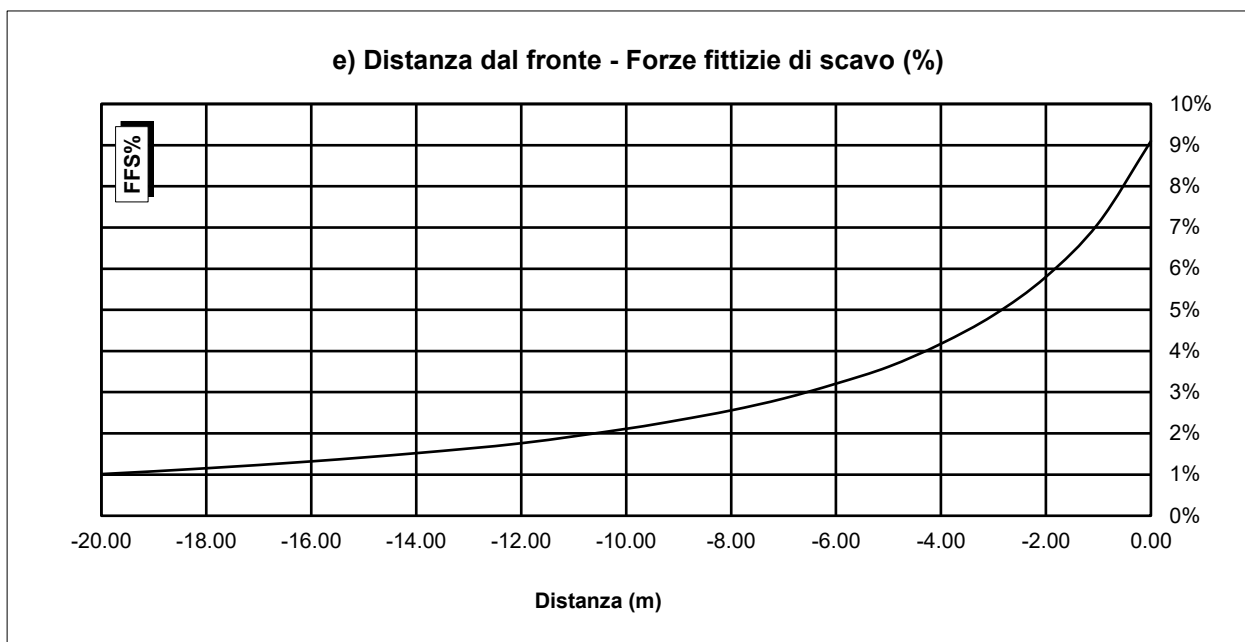
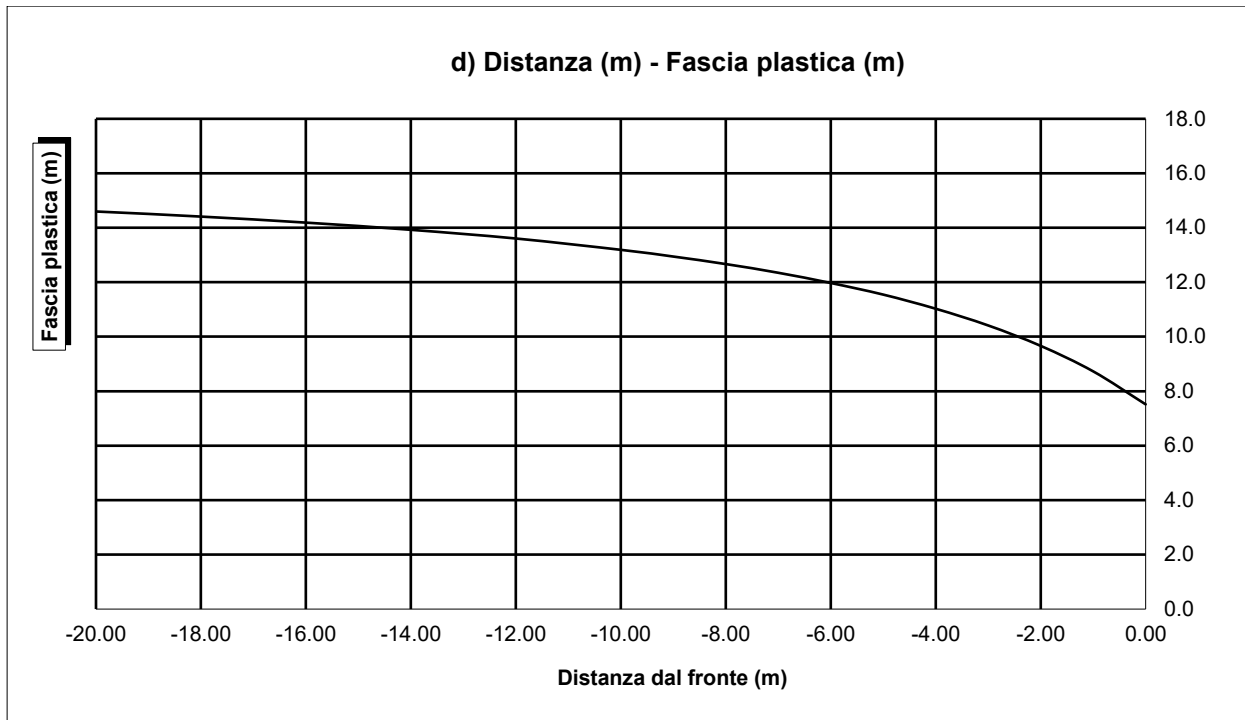
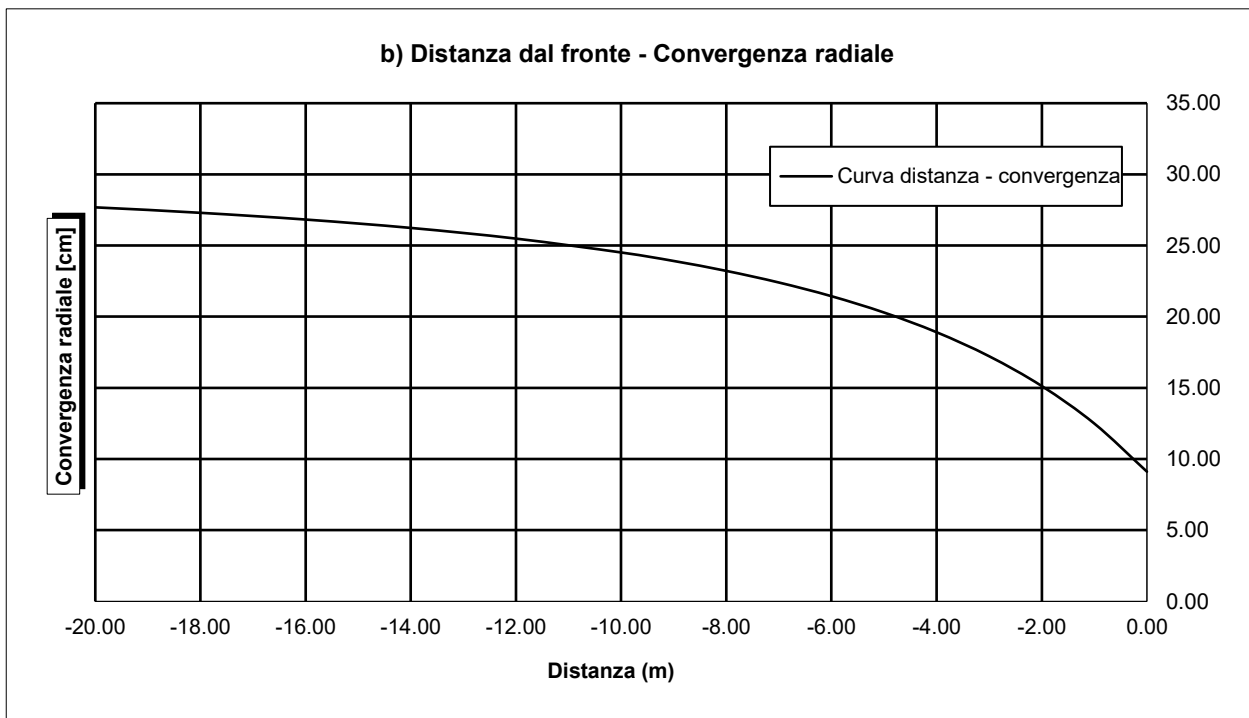
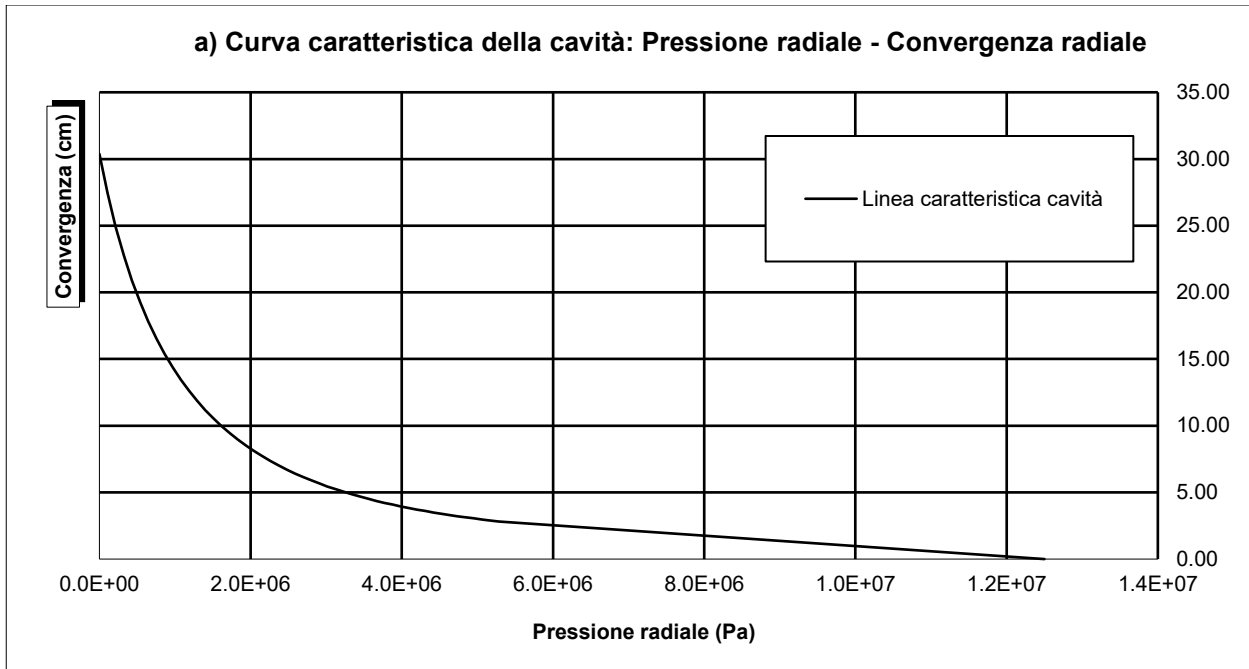
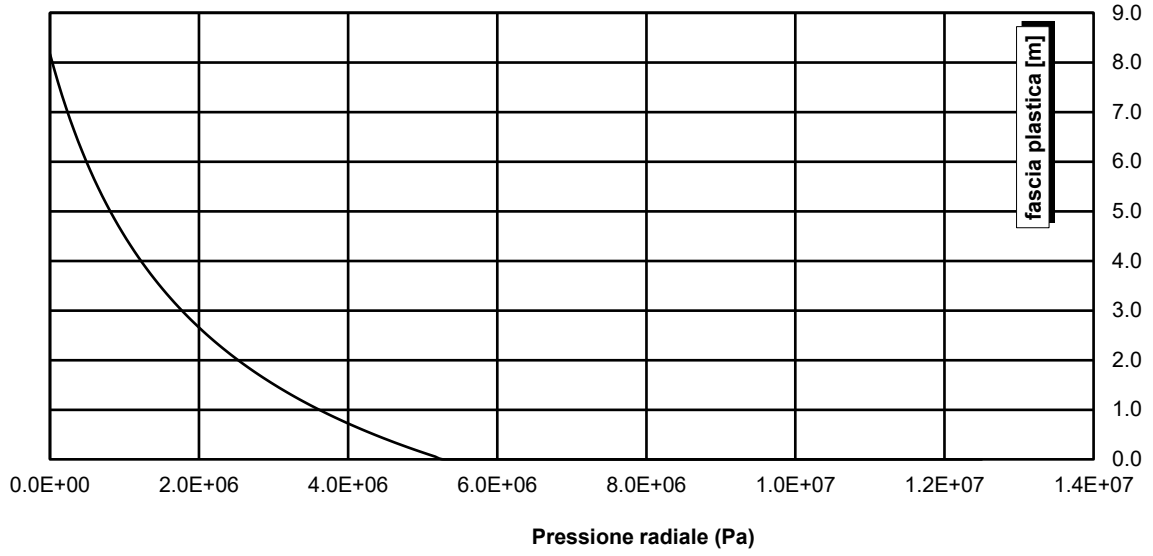


Figura 4.8. a,b,c,d,e: Curve caratteristiche – Scenario 1

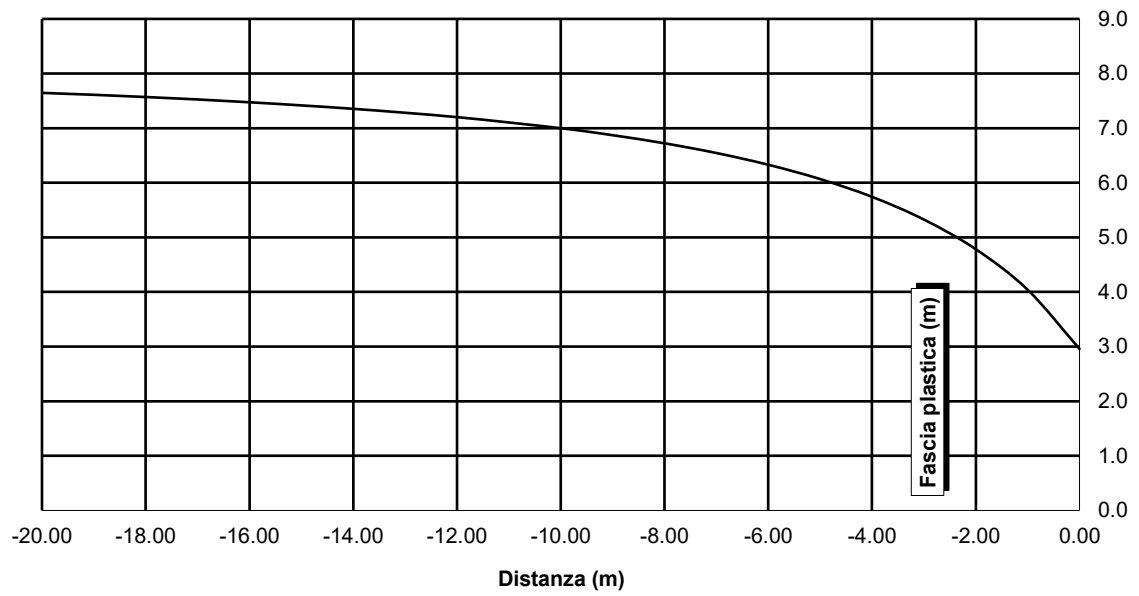
➤ Scenario 2



c) Pressione radiale - Fascia plastica



Distanza dal fronte (m) - Fascia plastica (m)



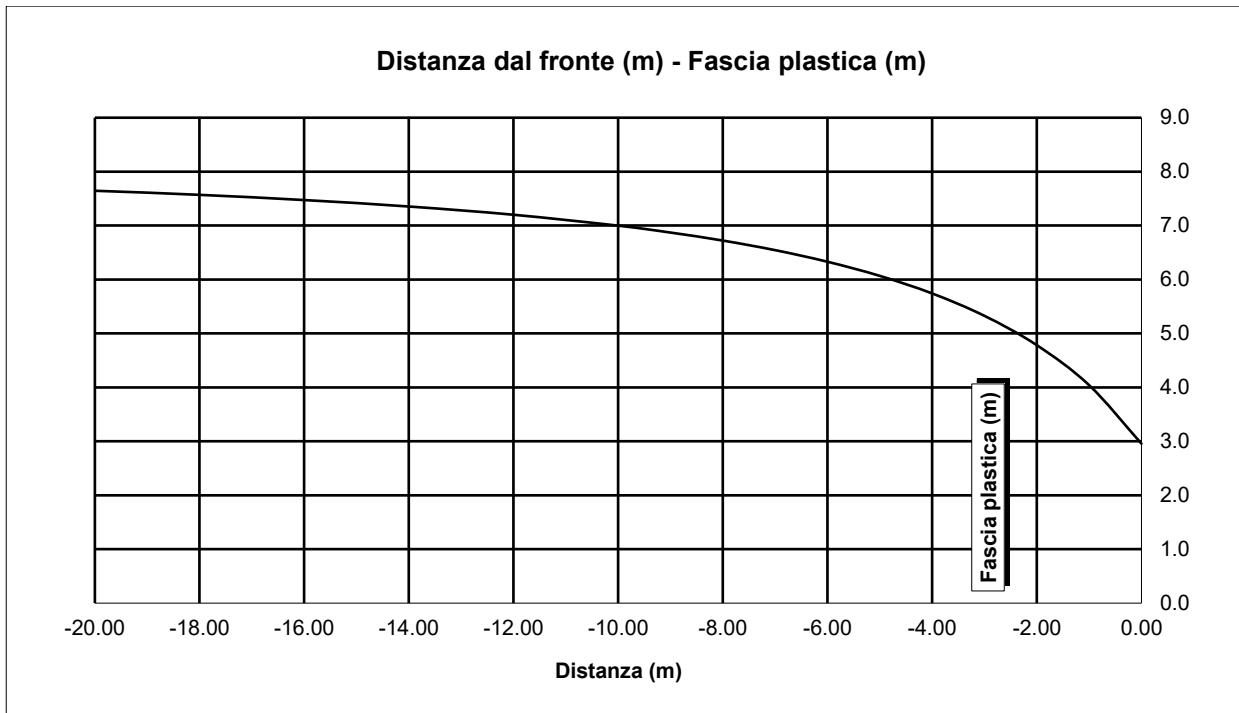


Figura 4.9. a,b,c,d,e: Curve caratteristiche – Scenario 2

Si riepilogano di seguito i risultati ottenuti:

EX_00201 - LC GSI = 60, H = 200m, C0 = 5Mpa, mi = 10, Ei = 10000GPa

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
peso di volume [N/m ³]	25000	All'equilibrio naturale (da L.C.)	
copertura [m]	200	Convergenza assoluta [cm]	11.4
raggio di scavo [m]	5.00	Convergenza relativa [cm]	8.0
		Estensione fascia plastica [m]	16.1
angolo d'attrito di picco [°]	29.03	Equilibrio al fronte	
angolo d'attrito residuo [°]	20.28	Convergenza assoluta [cm]	3.4
coesione di picco [Pa]	410379	FFS	9.1%
coesione residua [Pa]	226771		
modulo elastico [Pa]	5.20E+09	c(fronte) / Rscavo	0.68 [%]
coefficiente di Poisson	0.25	c(assoluta) / Rscavo	2.28 [%]
		c(relativa) / Rscavo	1.59 [%]
angolo di dilatanza [°]	5.44	Fpl(fronte)/Rscavo	150.3 [%]
		Fpl(assoluta)/Rscavo	322.2 [%]

EX_01113 - LC GSI = 40, H = 500m, C0 = 15Mpa, mi = 20, Ei = 10000GPa

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
peso di volume [N/m ³]	25000	All'equilibrio naturale (da L.C.)	
copertura [m]	500	Convergenza assoluta [cm]	30.4
raggio di scavo [m]	5.00	Convergenza relativa [cm]	21.3
		Estensione fascia plastica [m]	8.2
angolo d'attrito di picco [°]	30.49	Equilibrio al fronte	
angolo d'attrito residuo [°]	25.82	Convergenza assoluta [cm]	9.1
coesione di picco [Pa]	1017078	FFS	14.4%
coesione residua [Pa]	739183		
		c(fronte) / Rscavo	1.82 [%]
modulo elastico [Pa]	1.60E+09	c(assoluta) / Rscavo	6.08 [%]
coefficiente di Poisson	0.25	c(relativa) / Rscavo	4.25 [%]
		Fpl(fronte)/Rscavo	59.1 [%]
angolo di dilatanza [°]	3.81	Fpl(assoluta)/Rscavo	163.4 [%]

4.5.4 Interventi al fronte

Dopo le opportune valutazioni sui risultati ottenuti si possono introdurre i rivestimenti e consolidamenti al fronte. Nel caso in esame il primo scenario presenta già in condizioni naturali una convergenza inferiore all'1%, situazione di fronte stabile che non richiede alcun rinforzo. Il secondo scenario, invece, ha una convergenza dell'1.82%, che necessita di opportuni interventi di rinforzo.

Scenario 1:

- Interventi al fronte: assenti

Scenario 2:

- *Interventi al fronte:* barre aventi $T_{yk} = 690\text{kN}$ e un diametro di perforazione di 7 cm;

Queste caratteristiche si traducono nelle seguenti tabelle di input:

Nome file	Input consolidamento al fronte					Parametri per il calcolo di $R_{1/2}$ nucleo
	Calcola interventi al fronte?	Conv. max	$T_{Rd} = T_{yk} / (\gamma_f \cdot 1.15)$	Φ_{perf}	τ_{Rd}	
		[%R]	[kN]	[m]	[Pa]	
EX_00201_GSI 60_H 200m_C0 5MPa_mi 10_Ei 10000 MPa.xlsm	NO					
EX_01113_GSI 40_H 500m_C0 15MPa_mi 20_Ei 10000 MPa.xlsm	SI	1.50	461.5	0.07	300000	Residui

Imponendo una convergenza massima ammissibile dell'1.5% del raggio (7.5 cm), la macro calcola la pressione P_2 corrispondente alla convergenza cercata sulla linea del fronte.

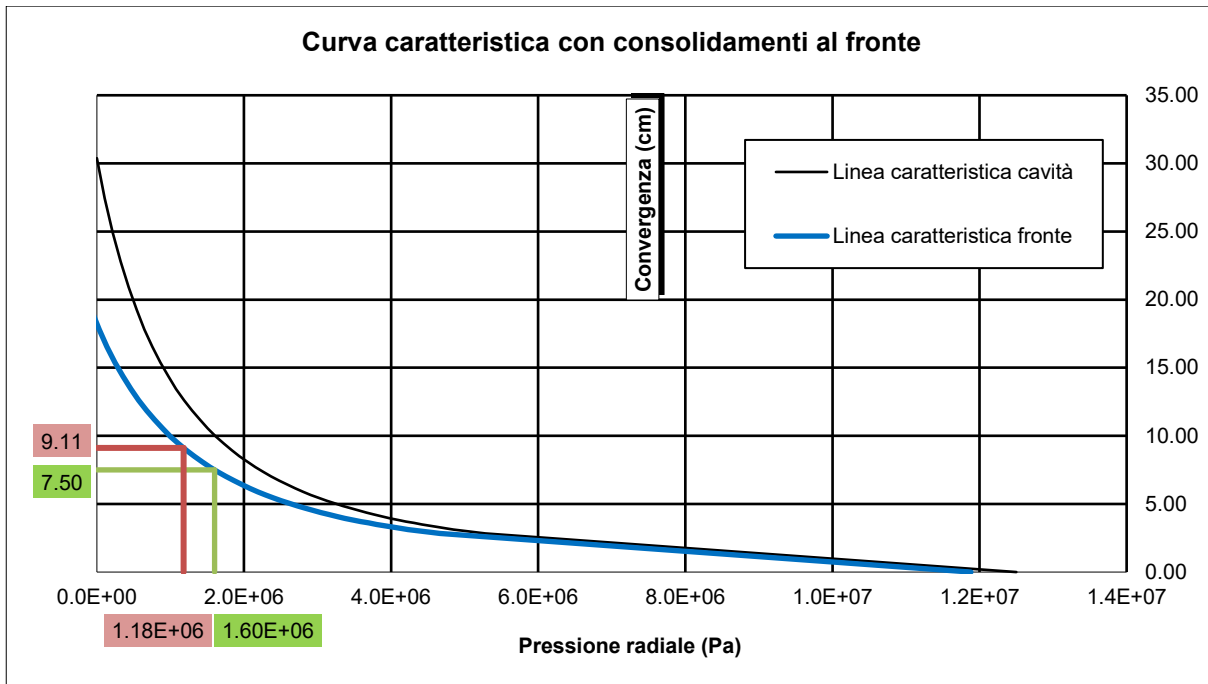


Figura 4.10: Risultati Consolidamento del Fronte – Scenario 2

La differenza la pressione richiesta e quella di mezzo nucleo è il “delta pressione” necessario offerto dai rinforzi:

Ricerca sulla curva caratteristica della cavità del punto con $u = u_{\text{fronte}}$		
$U = U_{\text{fr}}$	9.1137 [cm]	convergenza al fronte (da macro)
U_{fr}	9.1137 [cm]	convergenza al fronte (da foglio dist-ffs)
$p(U_{\text{fr}})$	1,795,539 [Pa]	pressione sulla cavità determinata con la macro

Calcolo resistenza di mezzo nucleo e traslazione curva caratteristica		
$R_{1/2\text{nucleo}}$	1,178,833 [Pa]	resistenza di mezzo nucleo
Δp	616,706 [Pa]	traslazione orizzontale curva caratt. cavità per trovare quella del fronte

Ricerca sulla curva caratteristica del fronte del punto con $u = u_{\text{fronte cercata}}$		
$U = U_{\text{f}_c}$	7.5000 [cm]	convergenza (da macro)
U_{f_c}	7.5000 [cm]	convergenza al fronte cercata
$p_{\text{cavità}}(U_{\text{f}_c})$	2,217,112 [Pa]	pressione sulla cavità determinata con la macro
$p_{\text{fronte}}(U_{\text{f}_c})$	1,600,406 [Pa]	p corrisp., sulla curva caratt. del fronte, alla convergenza al fronte cercata

Dimensionamento del consolidamento del fronte		
Δc	264,346 [Pa]	incremento di coesione per avere $u_{\text{fronte}} = u_{\text{fronte cercata}}$
σ_3 fronte	302,217 [Pa]	pressione sul fronte per avere $u_{\text{fronte}} = u_{\text{fronte cercata}}$
σ_3 fronte	302 [kPa]	pressione sul fronte per avere $u_{\text{fronte}} = u_{\text{fronte cercata}}$
n° inclusi	51.4 [-]	n° inclusi che forniscono la pressione sul fronte necessaria
n° inclusi / m ²	0.7 [1/m ²]	n° inclusi / m ² che forniscono la pressione sul fronte necessaria
L Anc. min	7.0 [m]	lunghezza minima di ancoraggio

4.6 Validazione del Modello

L'affidabilità della procedura di calcolo implementata è stata verificata attraverso una fase di validazione.

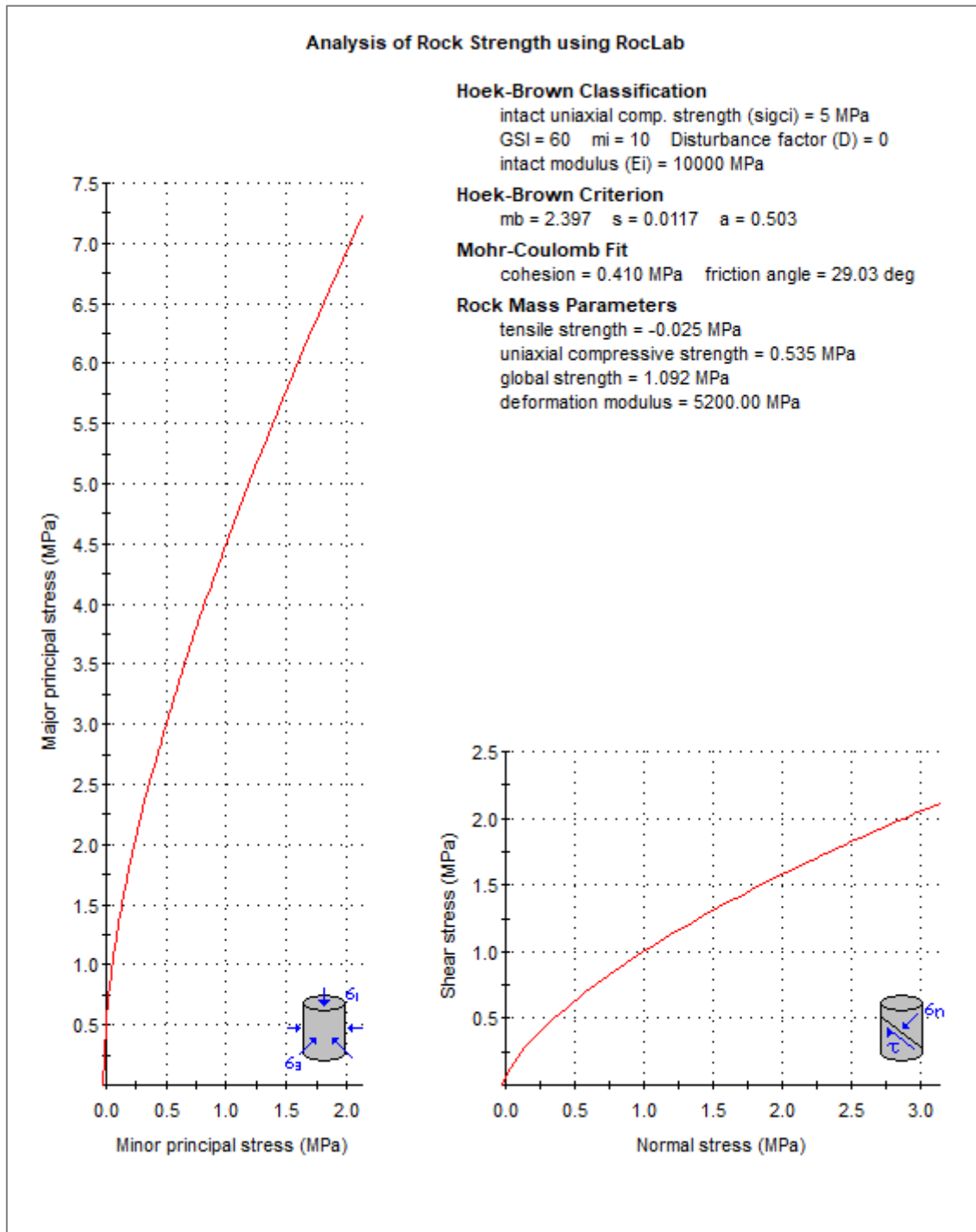
In primo luogo, la caratterizzazione geomeccanica (linearizzazione di Hoek-Brown) è stata confrontata con i risultati ottenuti dal software commerciale certificato RocLab (RocScience), ottenendo una **perfetta corrispondenza dei parametri** di output di Mohr-Coulomb.

Si riportano i risultati per i due casi appena studiati:

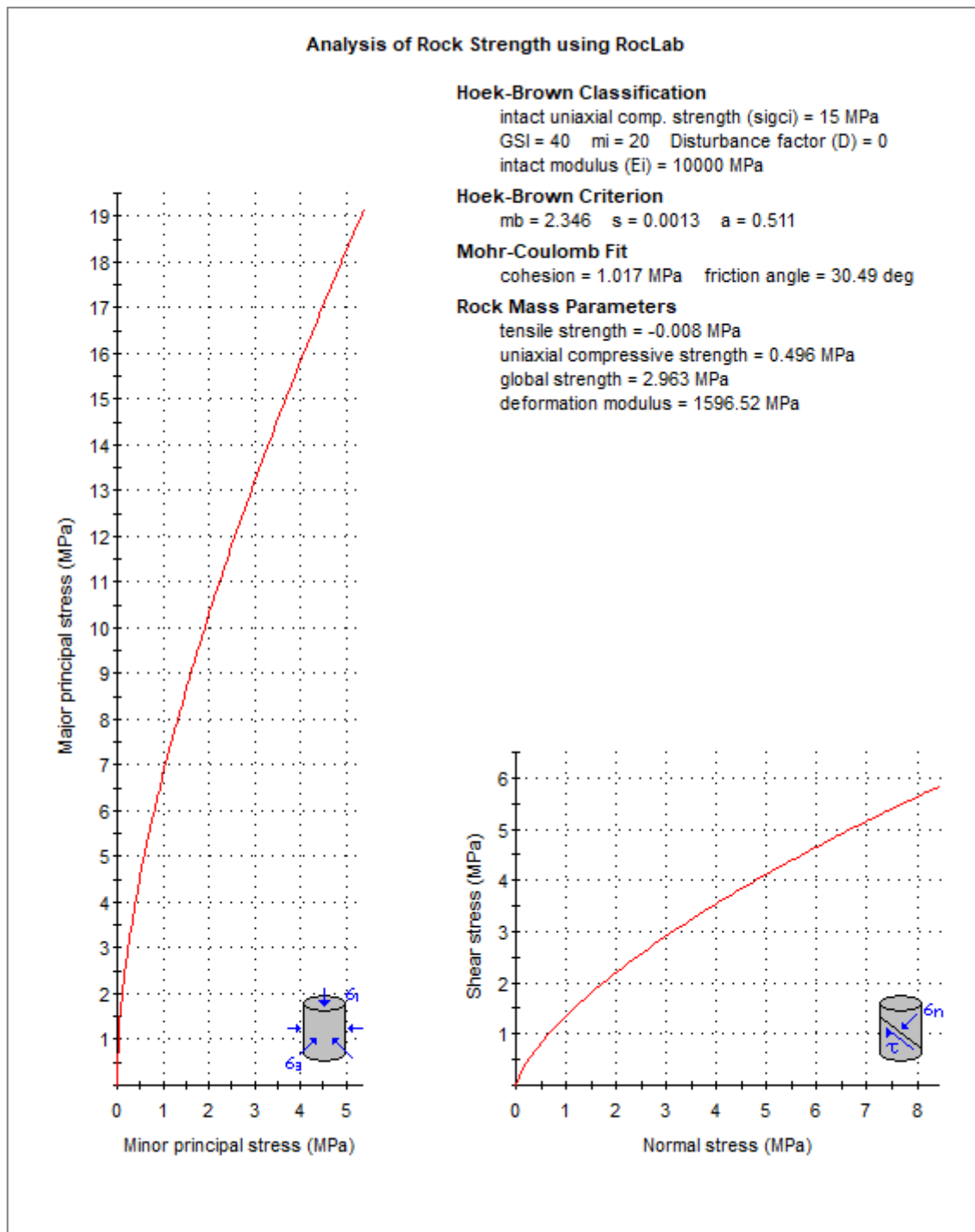
n. casi	2	(max 200)	INPUT		RISOLVI					
Input parametri geomeccanici										
Nomenclatura casi	GSI	σ_{ci}	H	m_i	E_i	D	γ	R_{scavo}	ν	Nome file
	[-]	[MPa]	[m]	[-]	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[m]	[m]	
EX_00201	60	5	200	10	10000	0	25	5	0.25	EX_00201_GSI 60_H 200m_CO 5MPa_mi 10_Ei 10000 MPa.xlsm
EX_01113	40	15	500	20	10000	0	25	5	0.25	EX_01113_GSI 40_H 500m_CO 15MPa_mi 20_Ei 10000 MPa.xlsm

Riassunto parametri di progetto							
Analisi	γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm} (GSI picco)	ψ
	[-]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
EX_00201	25.0	29.0	20.3	0.410	0.227	5200	5.4
EX_01113	25.0	30.5	25.8	1.017	0.739	1597	3.8

Scenario 1



Scenario 2



4.7 Sintesi dei risultati e analisi di sensibilità

La procedura appena spiegata si è svolta per tutte le 2750 casistiche individuate dalla combinazione parametrica di input. La raccolta dei dati di output, sottoforma di convergenza al fronte per ciascuna casistica, ha permesso di trarre delle considerazioni utili riguardo all'influenza dei vari parametri sulla stabilità del fronte.

Si è optato per una rappresentazione grafica che riflettesse le differenti condizioni di stabilità incontrate con il metodo delle Linee Caratteristiche. Il parametro di Hoek & Brown che riflette le condizioni di stabilità del fronte è la resistenza d'ammasso σ_{cm} , che, come si può vedere dalla sua formula, è funzione di tutti gli altri parametri geomeccanici influenti nell'analisi (GSI, m_i, σ_{ci}):

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{m_b + 4s - a(m_b - 8s)(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Con:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Pertanto, è stato possibile rappresentare tutte le casistiche su un grafico ($\sigma_{cm} - H$):

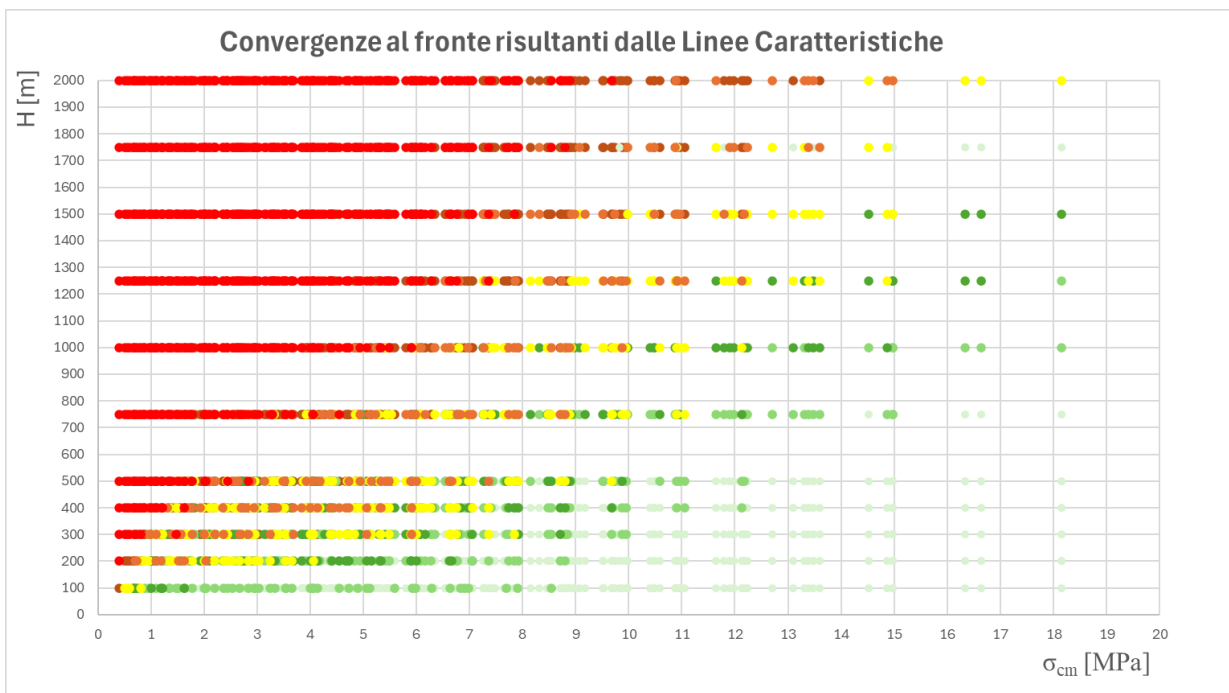


Figura 4.11: Andamento delle convergenze al fronte in funzione di H e σ_{cm}

Fronte stabile			Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile	Fronte molto instabile
$\frac{c_f}{R} \leq 0.3\%$	$0.3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 1\%$	$1\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 2\%$	$2\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 3\%$	$3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 10\%$	$\frac{c_f}{R} \geq 10\%$

Nel grafico sopra riportato sono rappresentate tutte le 2750 casistiche investigate, 250 per ognuna delle undici coperture: ogni punto rappresenta una casistica, che in base alla combinazione parametrica specifica ha una propria convergenza al fronte. Osservando il grafico è possibile trarre le seguenti osservazioni:

- la stabilità del fronte diminuisce all'aumentare della copertura, come conseguenza della maggior pressione litostatica che insiste sulla galleria;
- la resistenza d'ammasso si conferma un indice di stabilità valido in generale, seppur con delle eccezioni.

Infatti, in generale è possibile notare che le condizioni di stabilità sul grafico aumentino muovendosi verso il basso e verso destra, ma esistono delle zone di transizione in cui non vi è una graduale progressione da punti rossi→gialli→verdi. Queste sfumature e sovrapposizioni sono spiegabili considerando che nella formula per ricavare σ'_{cm} i parametri geomeccanici entrano con pesi diversi, influenzando in maniera non sempre prevedibile la risposta deformativa dell'ammasso.

È stato poi possibile normalizzare il grafico per renderlo uno strumento progettualmente spendibile. Pertanto, tutte le casistiche sono state rappresentate su un grafico adimensionale ($\sigma_{cm}/\sigma_0 - C_f/R$):

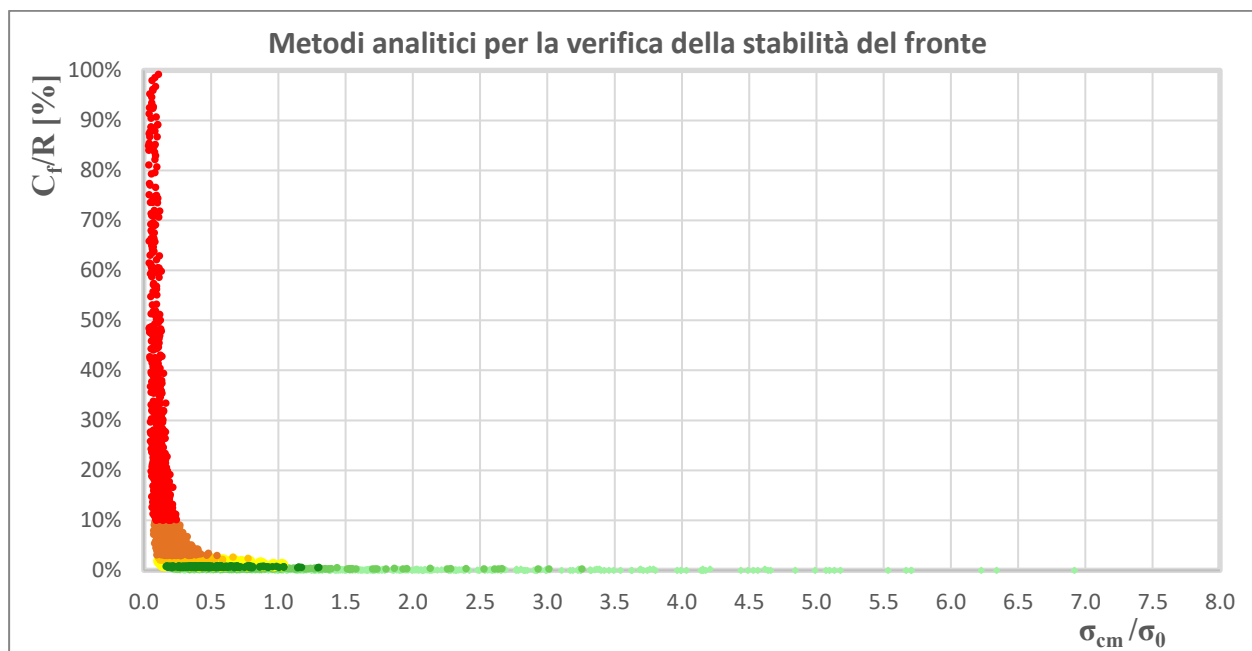


Figura 4.12: Criterio normalizzato per la verifica delle condizioni di stabilità del fronte

Si noti come la scala di convergenze assunte dalle casistiche analizzate spazi da zero a infinito, mostrando tutta la gradazione cromatica di riferimento. Si osservi come vi sia una diretta corrispondenza tra il rapporto adimensionale (σ_{cm}/σ_0) e la stabilità del fronte:

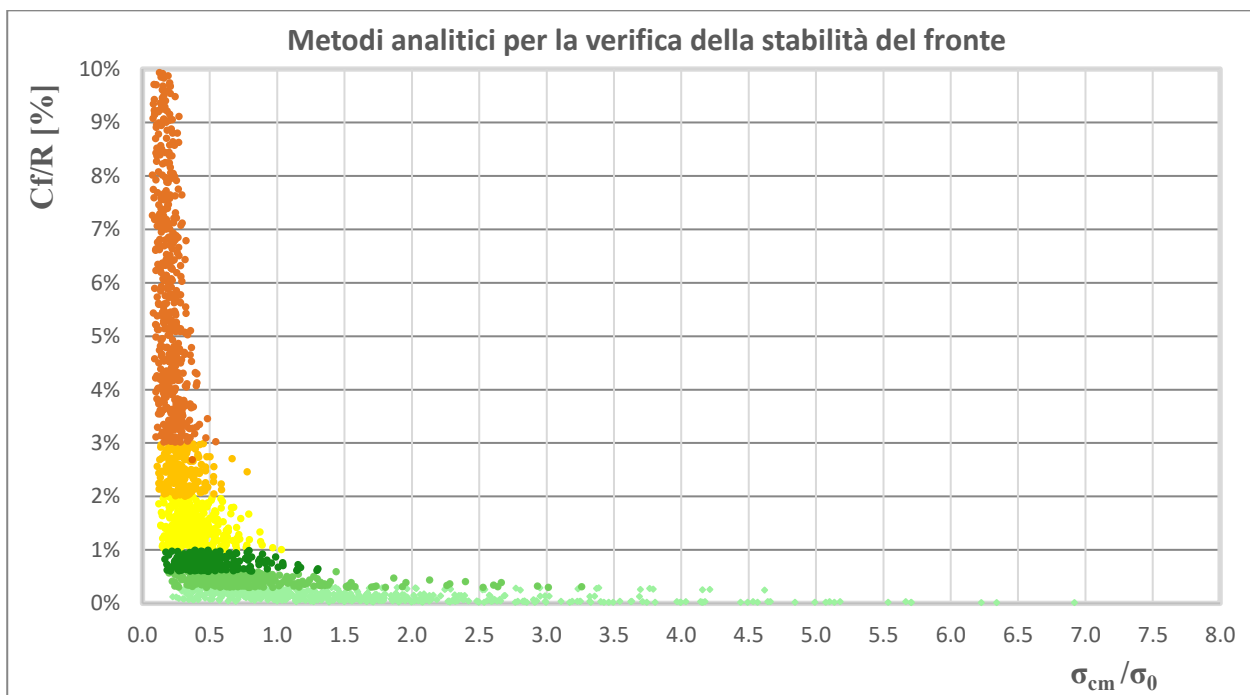
- all'aumentare della resistenza globale dell'ammasso (σ_{cm}) la stabilità del fronte aumenta, in quanto maggiore è la resistenza di mezzo nucleo;

- all'aumentare della pressione litostatica (σ_0) sulla cavità, cioè della copertura, aumenta l'instabilità del fronte in quanto maggiore è il tasso di deconfinamento al momento dello scavo.

La curva ottenuta, analoga a quella proposta da Hoek & Marinos (2000) nello studio dei fenomeni di *squeezing* [11], presenta un andamento approssimabile a un ramo di iperbole e descrive la relazione fortemente non lineare tra stato tensionale in situ e convergenza della cavità. Il suo significato fisico risiede nella progressiva riduzione della rigidità globale del sistema roccia-cavità: per bassi livelli di sollecitazione il comportamento è quasi elastico e le deformazioni crescono in modo contenuto, ma al crescere della copertura e dell'estensione della zona plastica la risposta diventa sempre più deformabile, fino a raggiungere una condizione in cui piccoli incrementi di carico producono grandi aumenti di convergenza.

In termini ingegneristici, la parte iniziale della curva identifica un campo di comportamento controllabile, mentre il tratto ripido segnala l'ingresso in regime plastico, caratterizzato da deformazioni elevate e marcata sensibilità ai parametri geomeccanici (e al momento di installazione del rivestimento di prima fase). La forma iperbolica sintetizza dunque il passaggio da un sistema rigido e stabile a uno dominato dalla plasticizzazione diffusa, in cui il controllo delle deformazioni è significativamente più complesso.

Si riporta di seguito lo stesso grafico limitando le ordinate a un valore massimo del 10%, in modo da visualizzare più chiaramente gli intervalli di stabilità più bassi della scala cromatica.



Fronte stabile			Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile	Fronte molto instabile
$\frac{c_f}{R} \leq 0.3\%$	$0.3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 1\%$	$1\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 2\%$	$2\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 3\%$	$3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 10\%$	$\frac{c_f}{R} \geq 10\%$

L'analisi parametrica condotta su 2.750 combinazioni mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche ha consentito di valutare in modo sistematico la sensibilità della risposta in termini di convergenza finale, sviluppo della zona plastica e condizioni di equilibrio terreno-rivestimento di prima fase rispetto ai parametri del criterio di Hoek–Brown. I risultati mostrano che il parametro più influente sulla stabilità è la resistenza a compressione della roccia intatta σ_{ci} , la quale controlla direttamente il livello assoluto di resistenza mobilitabile dall'ammasso e quindi la capacità resistente complessiva del sistema; variazioni di σ_{ci} producono modifiche significative dell'entità della convergenza, soprattutto nei casi caratterizzati da elevato rapporto tensione in situ/resistenza. Subito dopo per importanza si colloca il **GSI**, governato dal grado di disgiunzione e di alterazione dell'ammasso. Tali fattori determinano una riduzione dei parametri resistenti equivalenti rispetto a quelli di matrice, con conseguenti effetti sulla rigidità globale e sull'estensione della zona plastica, ma con un'influenza generalmente inferiore rispetto a quella associata alle variazioni di σ_{ci} . Il parametro m_i risulta invece meno sensibile, influenzando prevalentemente la forma del criterio di rottura e quindi la non linearità della risposta in campo plastico, senza alterare in modo sostanziale il comportamento globale. La gerarchia di influenza che emerge dalle simulazioni è pertanto:

$$\sigma_{ci} > GSI > m_i ,$$

in coerenza con il ruolo meccanico che ciascun parametro assume nel controllo della resistenza e della deformabilità dell'ammasso attorno alla cavità.

Le tabelle sottostanti sono state costruite adottando un approccio di **analisi di sensibilità parametrica**: ciascun parametro del modello è stato fatto variare singolarmente lungo l'intero intervallo considerato, dal valore minimo al valore massimo della scala parametrica adottata, mantenendo tutti gli altri parametri fissati al loro valore minimo. Tale procedura consente di isolare l'effetto specifico di ogni variabile sulla risposta del sistema, permettendo una valutazione diretta dell'influenza sulla convergenza normalizzata C_f/R .

Nel primo gruppo di dati è stato variato il parametro del criterio di rottura di Hoek–Brown per la roccia intatta m_i , nel secondo il **GSI**, nel terzo la resistenza a compressione della roccia intatta σ_{ci} . L'andamento dei valori di C_f/R mostra un'elevata sensibilità del sistema alla resistenza della roccia intatta σ_{ci} ; il **GSI** produce anch'esso una riduzione significativa, ma con pendenza inferiore; m_i determina invece una variazione più graduale.

H [m]	n° comb.	GSI	σ_{ci} [MPa]	m_i	MR	σ_{cm} [MPa]	Cf/R [%]
400	1	20	5	10	2000	0.40607	266.91%
400	2	20	5	15	2000	0.50557	69.32%
400	3	20	5	20	2000	0.59078	32.04%
400	4	20	5	25	2000	0.66672	19.21%
400	5	20	5	30	2000	0.73601	13.28%

Tabella 4.4: Influenza di m_i

H [m]	n° comb.	GSI	σ_{ci} [MPa]	m_i	MR	σ_{cm} [MPa]	Cf/R [%]
400	1	20	5	10	2000	0.40607	266.91%
400	6	20	10	10	1000	0.81214	46.76%
400	11	20	15	10	667	1.21822	21.42%
400	16	20	20	10	500	1.62429	13.39%
400	21	20	25	10	400	2.03036	9.70%
400	26	20	30	10	333	2.43643	7.63%
400	31	20	35	10	286	2.84251	6.32%
400	36	20	40	10	250	3.24858	5.43%
400	41	20	45	10	222	3.65465	4.79%
400	46	20	50	10	200	4.06072	4.30%

Tabella 4.5: Influenza di σ_{ci}

H	n° comb.	GSI	σ_{ci} [MPa]	m_i	MR	σ_{cm} [MPa]	Cf/R [%]
400	1	20	5	10	2000	0.40607	266.91%
400	51	30	5	10	2000	0.54814	68.03%
400	101	40	5	10	2000	0.69841	26.63%
400	151	50	5	10	2000	0.87167	10.39%
400	201	60	5	10	2000	1.09179	5.73%

Tabella 4.6: Influenza del GSI

L'analisi conferma quindi quanto precedentemente osservato.

Sono stati sviluppati dei diagrammi $\sigma_{ci} - GSI$ per m_i fissato per rappresentare in maniera integrata l'influenza dei principali parametri geomeccanici sulla stabilità della copertura. In particolare, sfruttando i valori di questi parametri, è possibile **associare le condizioni di resistenza e deformabilità della roccia a specifiche caratteristiche litologiche**. Questi strumenti permettono al progettista di correlare qualitativamente i parametri geomeccanici alla litologia osservata durante le campagne geognostiche e le prove di laboratorio. Eventuali discrepanze tra i valori misurati e quelli attesi dalla litologia possono segnalare la necessità di approfondire le indagini, mentre l'accordo tra i parametri geomeccanici e le informazioni litologiche rappresenta un riscontro qualitativo aggiuntivo sulla bontà della stima dei parametri di Hoek e Brown.

Tipo di roccia	σ_{ci} [MPa]	m_i
Basalto	>250	25 ± 5
Diorite	100–250	25 ± 5
Gabbro	100–250	27 ± 3
Granito	100–250	32 ± 3
Granodiorite	100–250	29 ± 3
Gneiss	100–250	28 ± 5
Anfibolite	100–250	26 ± 6
Arenaria	50–100	19 ± 3
Scisto	50–100	18 ± 3
Fillade	50–100	7 ± 2
Calcere cristallino	50–100	12 ± 3
Marna	50–100	7 ± 2
Dolomite	50–100	9 ± 3
Calcari	5–25	7 ± 2
Argilliti	25–50	4 ± 2
Gesso	5–25	10 ± 2
Roccia fortemente alterata	1–5	—
Gouge di faglia rigido	0.25–1	—

Tabella 4.7: Parametri geomeccanici correlati alla litologia

In questo modo, anche in presenza di incertezze o dati limitati, il progettista può identificare rapidamente intervalli di valori realistici e coerenti con le condizioni geomeccaniche e litologiche osservate, rafforzando la valutazione preliminare della stabilità del fronte.

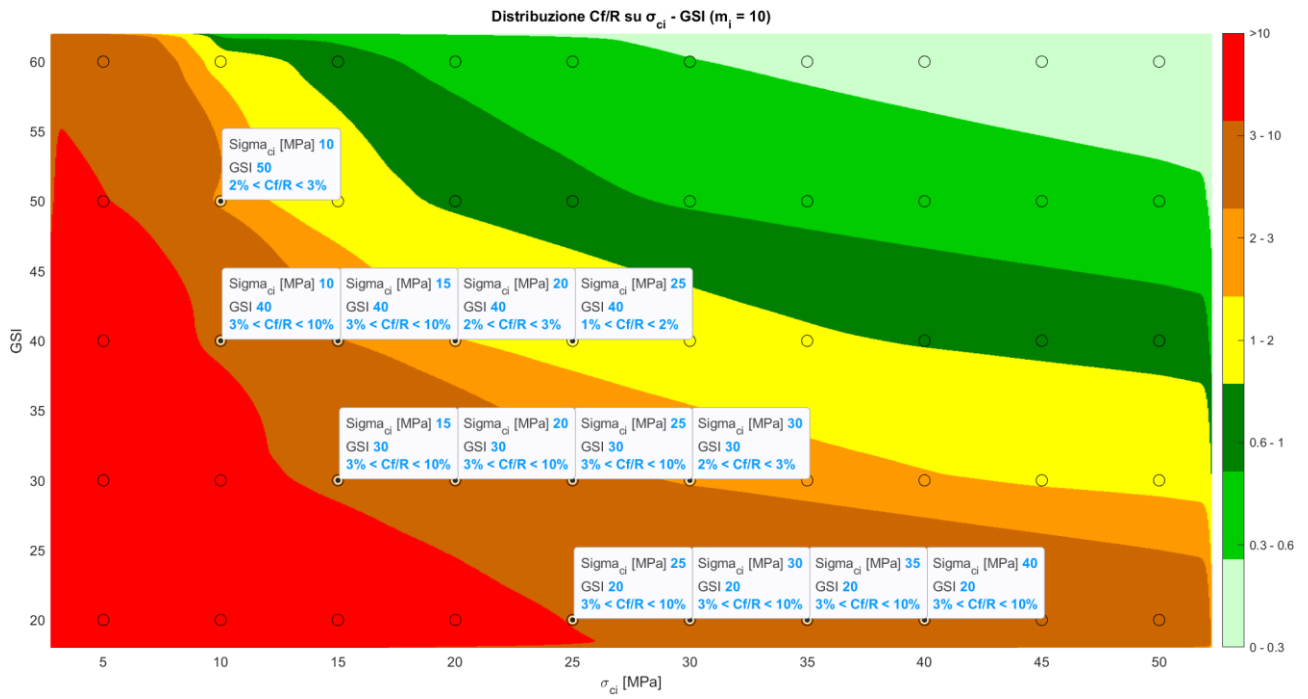
A titolo di esempio, sono stati elaborati diagrammi per **250 casistiche** relative a una copertura pari a **H = 400 m**, evidenziando come la variabilità dei parametri influisca sulle condizioni di stabilità.

Per rappresentare l'influenza dei parametri geomeccanici sulla stabilità delle rocce, sono stati generati diagrammi bidimensionali in cui l'asse X corrisponde alla resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} [MPa] e l'asse Y all'indice **GSI**. I punti del grafico sono colorati in funzione del rapporto C_f/R [%], suddiviso nei sette intervalli di stabilità.

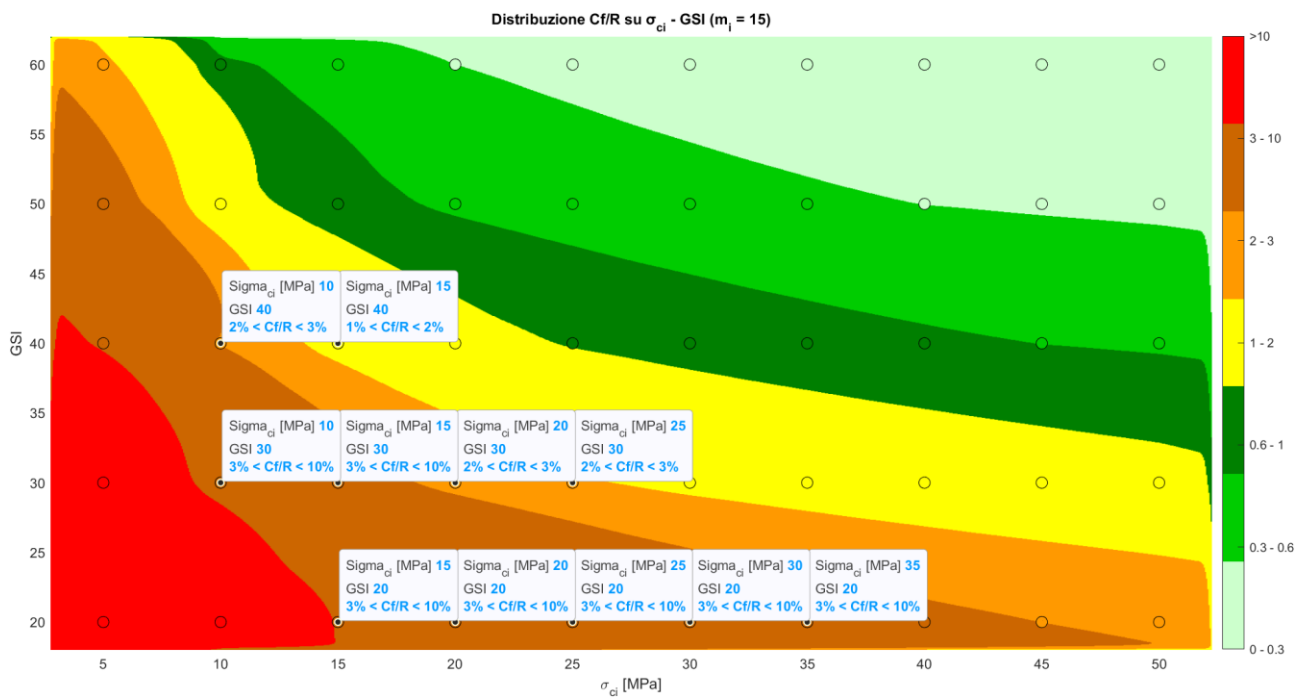
La visualizzazione è stata realizzata utilizzando la funzione "scatter" di MATLAB, mentre la classificazione dei valori di convergenza in intervalli discreti è stata eseguita con "discretize", creando una griglia di punti sul grafico e attribuendo a ciascuno di essi un valore di C_f/R . Così è stato possibile ottenere delle vere e proprie "regioni" di stabilità.

Come è possibile osservare dai grafici sottostanti, le condizioni di stabilità del fronte migliorano muovendosi verso destra e verso l'alto, cioè al crescere della resistenza della roccia intatta e del GSI. Sono stati messi in evidenza alcuni punti, contrassegnati con un'etichetta che ne riporta le coordinate e l'intervallo di convergenza al fronte.

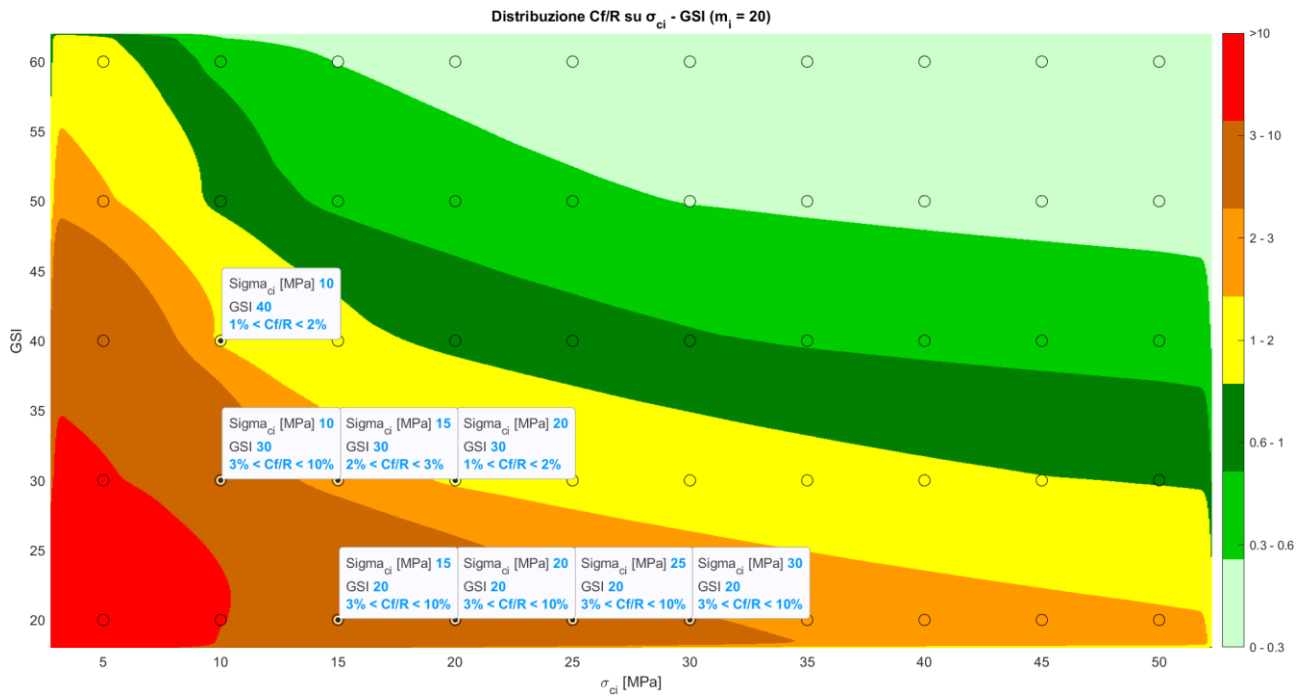
a) $m_i=10$



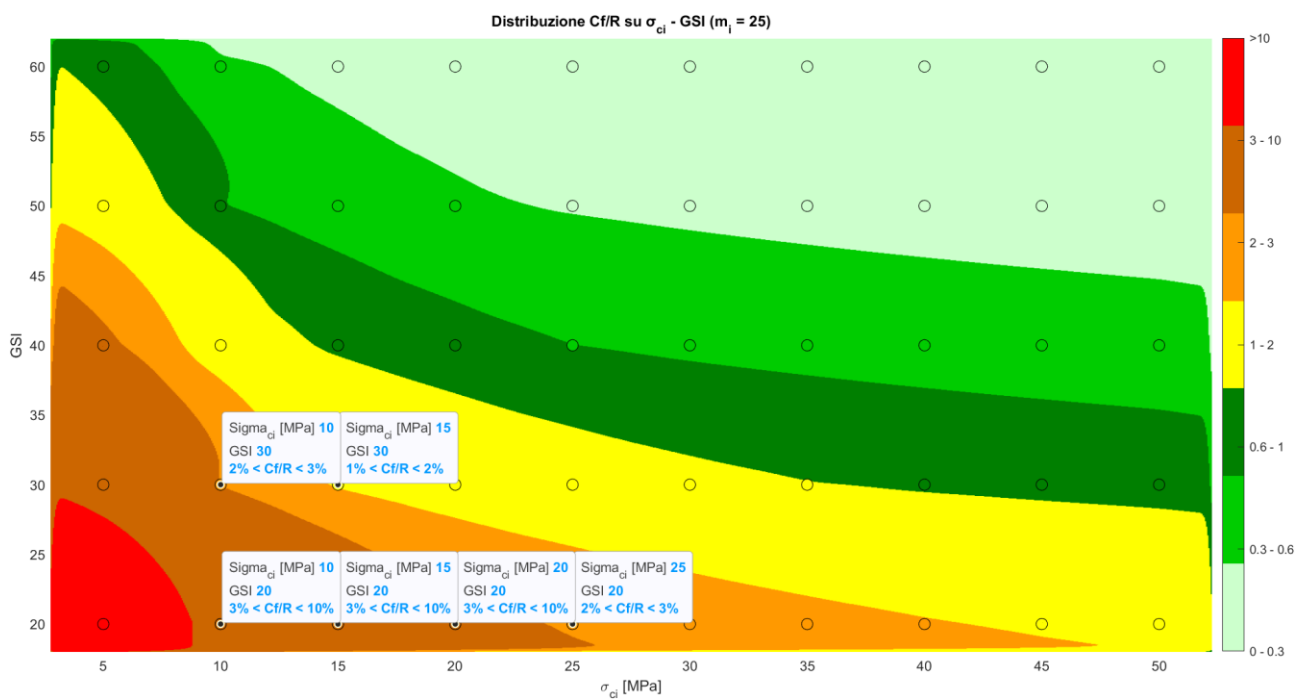
b) $m_i=15$



c) $m_i=20$



d) $m_i=25$



e) $m_i=30$

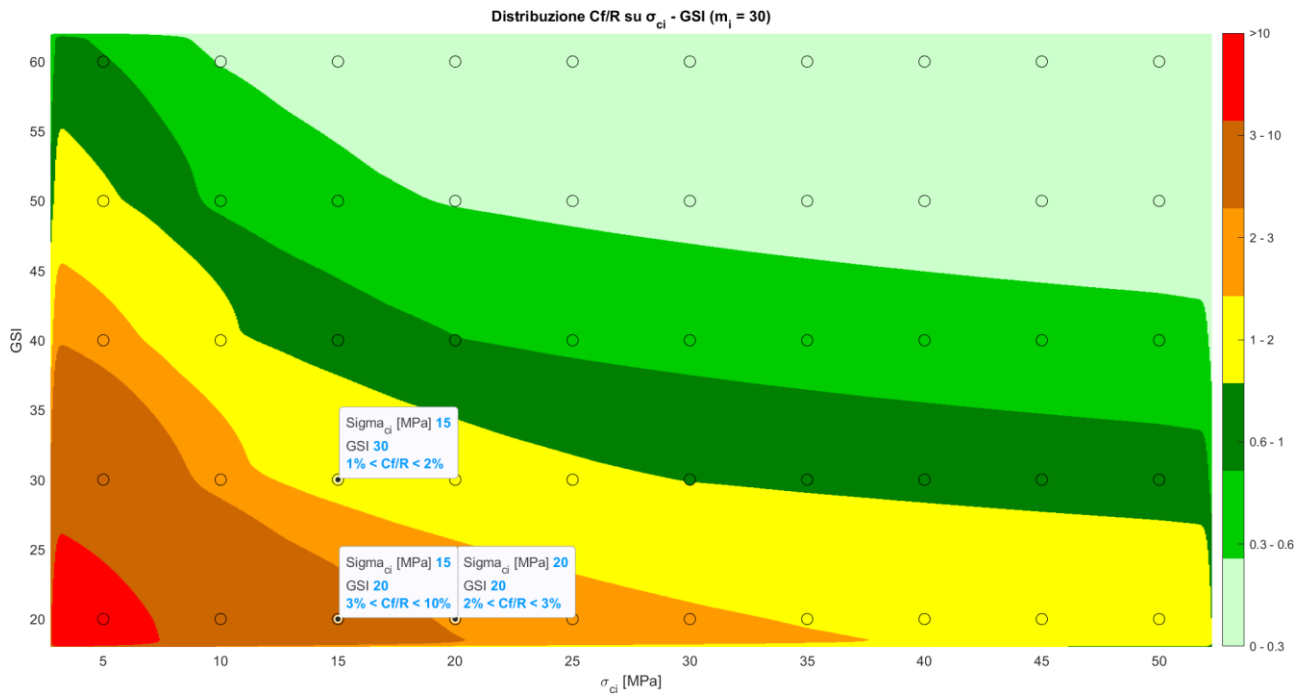


Figura 4.13 a, b, c, d, e: Condizioni di stabilità del fronte in relazione alla litologia

Riferimenti Bibliografici

- [1] Ribacchi, R. (1985). *Stato di sforzo e deformazione intorno ad una galleria*. Corso di istruzione permanente n° 85: Statica delle gallerie in roccia.
- [2] Panet, M., & Guenot, A. (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Proc. Int. Symp. Tunnelling '82, Brighton.
- [3] Nguyen-Minh, D., & Guo, C. (1996). *Recent progress in convergence confinement method*. Eurock '96.
- [4] Hoek, E., & Brown, E.T. (1980). *Underground excavation in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- [5] Sakurai, S. (1997). *Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling*. Tunneling and Underground Space Technology.
- [6] Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition*. Proc. NARMS-TAC.
- [7] Crowder, J.J., & Bawden, W.F. (2004). *Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses*. Lasonde Institute, University of Toronto.
- [8] Cai, M., et al. (2007). *Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.
- [9] Hoek, E., & Diederichs, M.S. (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.
- [10] Silva, C. C. C. da, Real, M. de V., & Maghous, S. (2021). *A simplified approach to reliability evaluation of deep rock tunnel deformation using First-Order Reliability Method and Monte Carlo simulations*. REM - International Engineering Journal, 74(4), 431–440.
- [11] Hoek, E. & Marinos, P. (2000). *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. Tunnels and Tunnelling International, Vol. 32, Part 1 (Nov. 2000), pp. 45–51; Part 2 (Dec. 2000), pp. 34–36.
- [12] AICAP – Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso. Valori medi di resistenza al taglio τ_1 per diversi tipi di terreno. Allegato tecnico a L'Industria Italiana del Cemento, n. 6/1988.

5. Criteri empirico-analitici per la verifica della stabilità del fronte

I metodi utilizzati nella ricerca possono essere classificati come **empirico-analitici** poiché combinano l'applicazione di un metodo analitico associato a un criterio di giudizio empirico. La parte **analitica** deriva dal fatto che esiste una legge o relazione risolvibile in forma chiusa, mentre la parte **empirica** è costituita dal criterio con cui i risultati ottenuti con questa legge vengono interpretati.

Per esempio, nelle **Linee Caratteristiche**, si calcola la convergenza assoluta mediante formule analitiche. Da questa convergenza si perviene, tramite un'ipotesi da verificare successivamente, alla convergenza al fronte, la quale viene quindi correlata alle condizioni di stabilità del fronte attraverso relazioni empiriche.

Nei metodi di **Basin & Peck**, **Panet** e **Hoek & Marinos** i parametri principali (come il fattore di stabilità N , il tasso di deconfinamento λ_e o la convergenza assoluta ε_t) vengono ricavati **analiticamente**, mentre la loro interpretazione in termini di **stabilità del fronte** avviene tramite **criteri empirici** basati sull'esperienza. Inoltre, la natura stessa dei parametri che entrano nelle equazioni analitiche (come il GSI) è di per sé empirica.

Pertanto, le stesse combinazioni analizzate con il metodo delle linee caratteristiche (2750 casi), sono state svolte anche applicando alcuni tra i numerosi approcci empirico-analitici presenti in letteratura, scelti sulla base di un principio di adeguatezza e applicabilità al contesto di questa tesi:

- **Ammassi rocciosi**
- **Elevate coperture**

I tre criteri investigati elaborano valutazioni delle condizioni di stabilità della galleria in funzione di diversi indicatori deformativi dell'ammasso roccioso, che rappresentano differenti modalità di risposta del terreno allo scavo:

Metodo	Parametro chiave	Fenomeno analizzato	Descrizione sintetica
Basin & Peck	Fattore di Stabilità N	Spingenza delle rocce	Pressione esercitata dall'ammasso roccioso deformabile sul rivestimento in seguito al rilascio tensionale indotto dallo scavo.
Panet	Tasso di Deconfinamento λ_e	Rilascio tensionale e stabilità del fronte	Grado di rilascio delle tensioni attorno allo scavo durante l'avanzamento della galleria e la conseguente risposta deformativa dell'ammasso.
Hoek & Marinos	Convergenza ε_t (%)	Squeezing	Fenomeno deformativo progressivo che si manifesta quando le tensioni agenti superano una frazione significativa della resistenza dell'ammasso ($\approx \sigma_0 > 0.7 \sigma_{cm}$).

Tabella 5.1: Indicatori della risposta deformativa dell'ammasso secondo i differenti criteri

5.1 Metodo di Basin & Peck – 1994

Il concetto chiave consiste nell'esprimere le condizioni di stabilità in funzione del **fattore di stabilità** (*Stability Factor*) [3]:

$$N_t = \frac{2\sigma_0}{\sigma_{cm}}$$

Dove:

- $\sigma_0 = \gamma \cdot H$ è la pressione geostatica dovuta alla copertura
- σ_{cm} è la resistenza a compressione d'ammasso ottenuta dal criterio di Hoek et al (2002) o, più approssimativamente, applicando il coefficiente proposto da John (1971) alla resistenza a compressione della roccia intatta σ_{ci}

➤ Si hanno le seguenti condizioni di *squeezing* e plasticizzazione:

N_t	Descrizione
< 1	Non spingente
1 ÷ 5	Da leggermente a moderatamente spingente
> 5	Altamente spingente

Figura 5.1: Condizioni di plasticizzazione in funzione del fattore di stabilità N [3]

Per rendere più chiara l'idea di come il metodo è stato applicato, si propone un breve esempio tra le tante casistiche analizzate: si consideri una copertura di 300 metri, dove vengono fatti variare alcuni parametri geomeccanici secondo diverse combinazioni casuali:

Analisi	Input parametri geomeccanici								
	GSI	σ_{ci}	profondità asse Z	mi	Ei	D	γ	R_{scavo}	ν
	[-]	[MPa]	[m]	[-]	[MPa]	[-]	[KN/m ³]	[m]	[m]
EX_00001	20	5	300	10	10000	0	25	5	0.25
EX_00086	30	40	300	10	10000	0	25	5	0.25
EX_00108	40	10	300	20	10000	0	25	5	0.25
EX_00151	50	5	300	10	10000	0	25	5	0.25
EX_00240	60	40	300	30	10000	0	25	5	0.25

Tabella 5.2: Esempio di calcolo con H&M: input parametri geomeccanici

Si osservi come la variabilità dei parametri influenzi le condizioni di stabilità dell'ammasso:

Analisi	profondità dal centro della cavità Z	γ	resistenza a compressione monoassiale roccia intatta σ_{di}	tensione geostatica σ_0	σ_{cm} secondo la formulazione proposta da Hoek, Carranza-Torres, Corkum		N	condizione di stabilità
	[m]				[MPa]	[MPa]		
EX_00001	305	25	5	7.63	0.41	406.07	37.55	elevata plasticizzazione
EX_00086	305	25	40	7.63	4.39	4385.09	3.48	da leggera a modesta plasticizzazione
EX_00108	305	25	10	7.63	1.98	1975.56	7.72	elevata plasticizzazione
EX_00151	305	25	5	7.63	0.87	871.67	17.50	elevata plasticizzazione da leggera a
EX_00240	305	25	40	7.63	14.53	14527.02	1.05	modesta plasticizzazione

Tabella 5.3: Esempio di calcolo col metodo di Basin & Peck

A partire dall'equazione di Basin & Peck, si vogliono ottenere dei domini che rappresentino il limite di deformazione tra i vari intervalli proposti dall'autore. Per fare ciò, si esprime l'equazione in funzione di H. Infatti, ricordando che $\sigma_0 = \gamma \cdot H$, si ha:

$$N_t = \frac{2\gamma H}{\sigma_{cm}}$$

Quindi, esplicitando rispetto ad H si ha:

$$H = \frac{N}{2\gamma} \cdot \sigma_{cm}$$

Ad ognuno dei due valori di N corrisponde una retta sul piano $\sigma_{cm} - H$ che delinea il campo di stabilità dei punti che si trovano al di sopra o al di sotto di essa. I punti che ricadono nella porzione di grafico compresa tra le due rette sono da considerarsi stabili a breve termine con condizioni di plasticizzazione del terreno variabili da leggere a moderate. I punti che invece stanno al di sopra della retta per N=5 e al di sotto della retta per N=1 vengono rispettivamente individuati dal criterio come altamente spingenti e non spingenti.

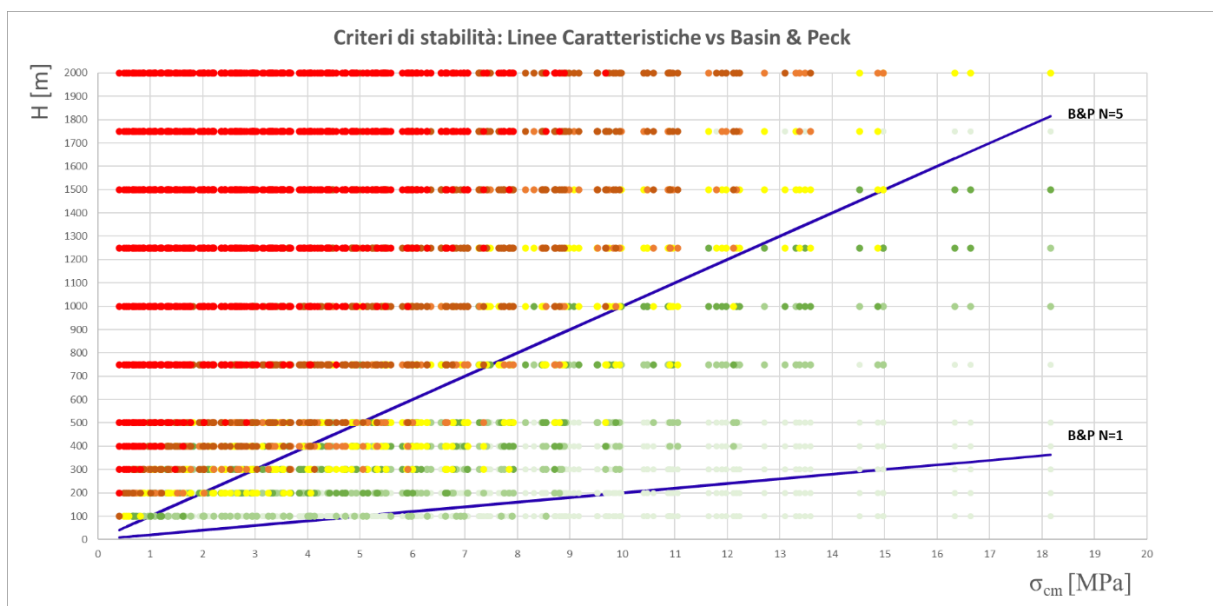


Figura 5.2: Criteri di stabilità a confronto: Linee Caratteristiche vs Basin & Peck

Fronte stabile			Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile	Fronte molto instabile
$\frac{c_f}{R} \leq 0.3\%$	$0.3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 1\%$	$1\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 2\%$	$2\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 3\%$	$3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 10\%$	$\frac{c_f}{R} \geq 10\%$

Dalla semplice determinazione del parametro N, frutto della correlazione tra la resistenza d'ammasso e la copertura, è stato possibile individuare le condizioni di plasticizzazione. Tuttavia, la **natura grezza** di questo metodo porta a valutazioni estremamente cautelative delle condizioni di stabilità.

5.2 Metodo di Panet – 1995

Questo metodo definisce le condizioni di stabilità a partire dal rilascio tensionale dovuto allo scavo, quindi al **tasso di deconfinamento** subito dal terreno, che passa dallo stato di sforzo iniziale (σ_0) a un valore di pressione interna fittizia (p_r) stabilizzante [1]:

$$p_r = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0 \quad \rightarrow \quad \lambda = 1 - \frac{p_r}{\sigma_0}$$

Dove:

- λ esprime il tasso di deconfinamento, con:

$$0 \leq \lambda \leq 1$$

- In riferimento al criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\lambda_e = \frac{1}{k_p + 1} \cdot \left[k_p - 1 + \frac{2}{N} \right]$$

Dove:

- $k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva
- $N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_{cm}}$ è il fattore di stabilità (*stability factor*)

- In riferimento al criterio di rottura di Hoek&Brown:

$$\lambda_e = \frac{1}{4N} \cdot \left(\sqrt{m^2 + 8mN + 16s} - m \right)$$

Le condizioni di stabilità possono essere espresse in funzione del **fattore di stabilità N** o del **tasso di deconfinamento λ_e** :

N	Descrizione	λ_e	Descrizione
< 1	Fronte stabile Al fronte deformazioni elastiche Lontano dal fronte deformazioni elastiche	0.6 ÷ 1.0	Fronte di scavo stabile
1 ÷ 2	Fronte stabile Al fronte deformazioni elastiche Lontano dal fronte deformazioni plastiche	0.3 ÷ 0.6	Fronte di scavo stabile a breve termine
2 ÷ 5	Fronte parzialmente plasticizzato Al fronte deformazioni plastiche Lontano dal fronte deformazioni plastiche	< 0.3	Fronte di scavo instabile
> 5	Fronte in condizioni critiche Al fronte deformazioni plastiche Lontano dal fronte deformazioni plastiche		

Tabella 5.4: Condizioni di stabilità identificate dal fattore di stabilità e dal tasso di deconfinamento [1]

Allo scopo di applicare la legge di Panet alle casistiche analizzate, si è pensato di rappresentare su un piano $\sigma_{cm} - H$ gli estremi che definiscono le condizioni di stabilità. Quindi, l'equazione di Panet viene esplicitata rispetto ad H , ponendo λ prima uguale a 0.6 e poi uguale a 0.3. L'obiettivo è quello di ottenere due curve che definiscano rispettivamente le condizioni limite di fronte di scavo stabile e instabile: i punti $P(\sigma_{cm} - H)$ che ricadranno al di sotto o al di sopra di dette curve saranno riconducibili a combinazioni geomeccaniche stabili o instabili, mentre quelli compresi tra le due a condizioni di stabilità a breve termine.

Pertanto, dall'equazione di Panet nella forma:

$$\lambda_e = \frac{1}{4N} \cdot (\sqrt{m^2 + 8mN + 16s} - m),$$

sapendo che $N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_{cm}}$ (*stability factor*), cioè $N = \frac{2\gamma H}{\sigma_{cm}}$, si esplicita rispetto ad H :

Attraverso un foglio di calcolo (funzione "ricerca obiettivo") è stato possibile trovare l'ordinata incognita H , nota la σ_{cm} e avendo imposto il λ_e prima uguale a 0.3 e poi 0.6. In questo modo si sono trovate due distribuzioni di punti che, interpolate con una curva polinomiale di grado 3 (*best fit curve*), identificano l'evoluzione nel piano $\sigma_{cm} - H$ dei domini di stabilità precedentemente menzionati:

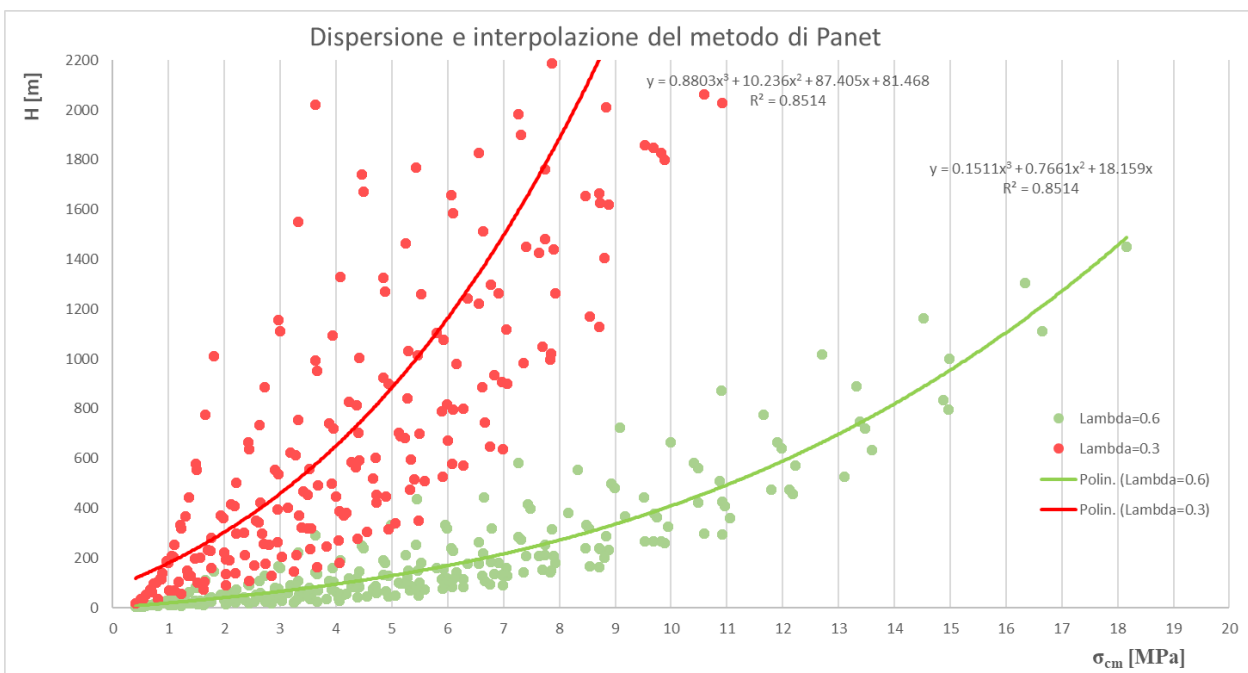


Figura 5.3: Rappresentazione grafica del metodo di Panet per i 2750 casi di studio

Analogamente a quanto fatto in precedenza, anche questo criterio viene graficato sullo stesso piano:

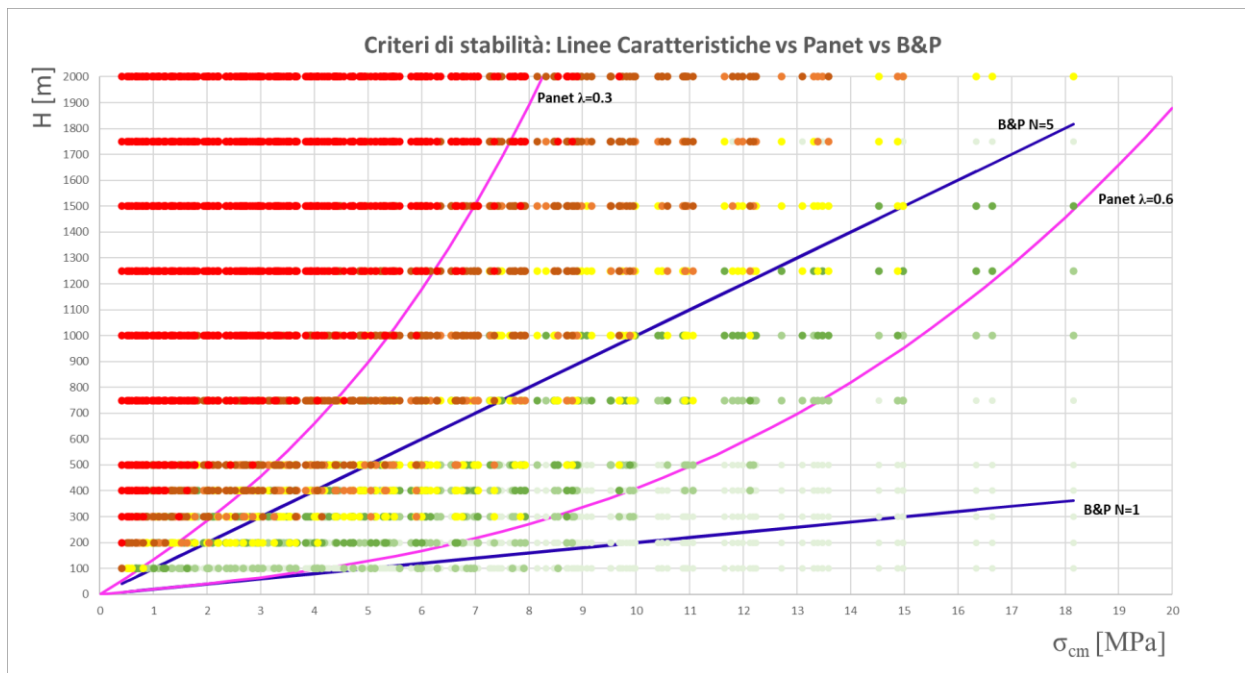


Figura 5.4: Criteri di stabilità a confronto: Linee Caratteristiche vs B&P vs Panet

Fronte stabile			Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile	Fronte molto instabile
$\frac{c_f}{R} \leq 0.3\%$	$0.3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 1\%$	$1\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 2\%$	$2\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 3\%$	$3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 10\%$	$\frac{c_f}{R} \geq 10\%$

Osservando il grafico si può notare una certa corrispondenza tra i due criteri, dal momento che le due curve di Panet abbracciano con una discreta analogia le condizioni di stabilità al fronte individuate dalle LC. Osservando Panet, i punti sottesi alla curva inferiore ($\lambda = 0.6$) rappresentano condizioni di "Fronte di scavo stabile", i punti superiori all'altra curva ($\lambda = 0.3$) rappresentano condizioni "Fronte di scavo instabile", mentre i punti compresi tra le due curve identificano condizioni intermedie di "Fronte di scavo stabile a breve termine".

La somiglianza dei risultati conferma la correttezza reciproca delle analisi svolte con l'uno e con l'altro approccio, dal momento che il metodo delle Linee Caratteristiche e il metodo di Panet gettano le basi sugli stessi principi fisici: **studiare la risposta deformativa dell'ammasso in seguito al rilascio tensionale dovuto allo scavo.**

5.3 Metodo di Hoek & Marinos - 2000

La deformazione è definita come il rapporto percentuale tra la deformazione del cavo e il raggio di scavo [2]:

$$\varepsilon = \frac{U_r}{r} \cdot 100$$

$$\varepsilon_t \% = 0.15 \left[1 - \left(\frac{p_i}{\sigma_0} \right) \right] \times \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_0} - \left[3 \left(\frac{p_i}{\sigma_0} \right) + 1 \right] / \left[3.8 \left(\frac{p_i}{\sigma_0} \right) + 0.54 \right]$$

Dove:

- p_i è la pressione fittizia applicata al fronte dai rinforzi
- σ_0 è la pressione geostatica iniziale

- Si hanno, pertanto, le seguenti condizioni di stabilità:
- $\varepsilon_t < 1\%$ → Condizioni di stabilità
 - $1\% \leq \varepsilon_t < 2.5\%$ → Comportamento leggermente spingente
 - $2.5\% \leq \varepsilon_t < 5\%$ → Comportamento spingente severo
 - $5\% \leq \varepsilon_t < 10\%$ → Comportamento spingente molto severo
 - $\varepsilon_t \geq 10\%$ → Condizioni di instabilità grave

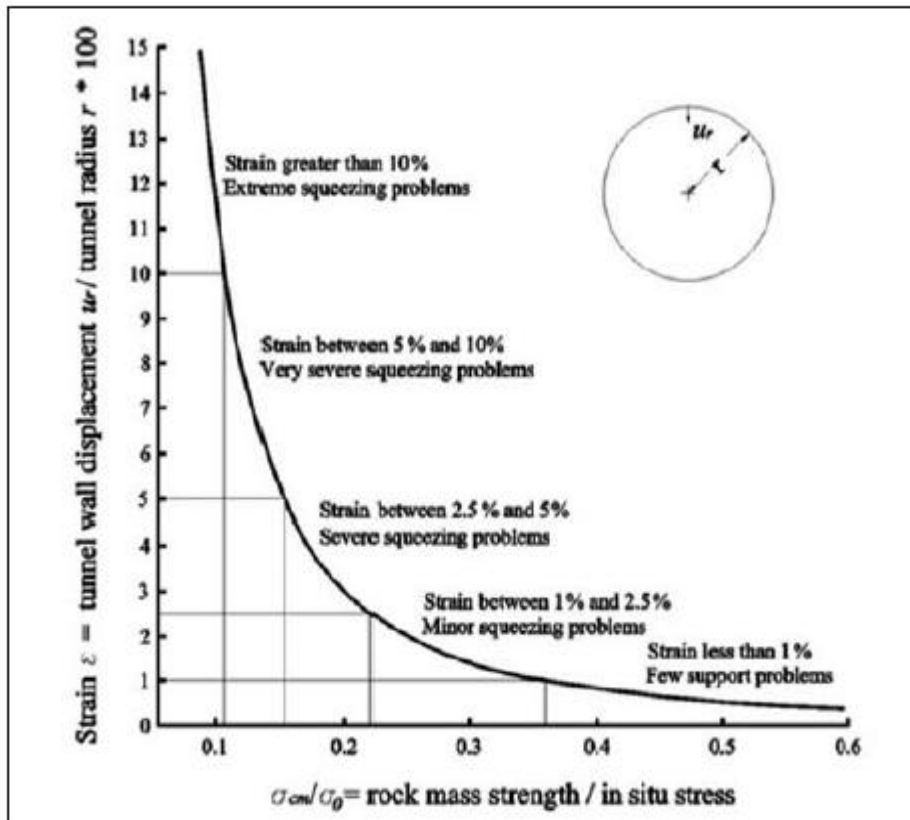


Figura 5.5: Livello del rischio di squeezing associato ai differenti livelli di deformazione [2]

Per procedere con un esempio di confronto tra i diversi criteri, vengono riportate le stesse casistiche precedentemente individuate col metodo di Basin & Peck:

Analisi	profondità dal centro della cavità Z	γ	resistenza d'ammasso σ_{cm} (GSI piccolo)	tensione geostatica σ_0	σ_{cm}/σ_0	ε_t %	Condizioni di stabilità
	[m]	[KN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]	
EX_00001	305	25	0.41	7.63	0.05	34.251	Comportamento spingente
EX_00086	305	25	4.39	7.63	0.58	0.418	Condizioni stabili
EX_00108	305	25	1.98	7.63	0.26	1.829	Comportamento spingente
EX_00151	305	25	0.87	7.63	0.11	8.324	Comportamento spingente
EX_00240	305	25	14.53	7.63	1.91	0.045	Condizioni stabili

Tabella 5.6: Esempio di calcolo con H&M: condizioni di stabilità

Osserviamo che rispetto al metodo più grezzo di B&P, le condizioni di stabilità mostrano delle differenze, benchè i parametri di input siano gli stessi. Per esempio, la combinazione EX_00086 (seconda in tabella) genera delle condizioni valutate come "Stabili" da H&M, mentre "leggermente-modestamente plasticizzate" da B&P. In generale, si osserva che le condizioni di

stabilità vengono valutate con una maggior gravità da B&P, mentre in H&M appaiono meno severe e con criticità discretizzate in un maggior numero di intervalli.

Dall'equazione empirica di Hoek & Marinos, si vogliono ottenere dei domini che rappresentino il limite di deformazione tra i vari intervalli proposti dall'autore. Per fare ciò, poniamo il termine $p_i=0$ (condizioni di assenza di rinforzi) ed esplicitiamo l'equazione rispetto ad H. Otteniamo l'equazione di una retta nella forma $y = mx$, che viene rappresentata sul piano $\sigma_{cm} - H$.

$$H = \frac{\varepsilon_t^{0.54}}{0.0015^{0.54} \cdot \gamma} \cdot \sigma_{cm}$$

con ε_t variabile tra l'1% e il 10% secondo gli intervalli di cui sopra. Rappresentiamo sul piano $\sigma_{cm} - H$ tutti i valori precedentemente combinati. Ogni intervallo di ε_t definisce una retta, così che si hanno quattro leggi lineari, ognuna delle quali individua una porzione del grafico che rappresenta la relativa condizione di stabilità. Qui a titolo d'esempio si riportano alcuni dei 2750 casi:

Hoek & Marinos						
γ [kN/m ³]	ε_t	σ_{cm} [MPa]	H [m] per $\varepsilon_t = 1\%$	H [m] per $\varepsilon_t = 2.5\%$	H [m] per $\varepsilon_t = 5\%$	H [m] per $\varepsilon_t = 10\%$
25	0.01	0.4060725	45.24538462	74.2099073	107.8991657	156.8824216
	0.025	0.5055657	56.33111292	92.39233356	134.3359138	195.3207268
	0.05	0.5907774	65.82556014	107.9647959	156.9778461	228.241474
	0.1	0.6667214	74.28739142	121.8435975	177.1572421	257.5817613
		0.736008	82.00744027	134.5057533	195.5676687	284.3500155
		0.812145	90.49076924	148.4198146	215.7983315	313.7648432
		1.0111314	112.6622258	184.7846671	268.6718276	390.6414535
		1.1815547	131.6511203	215.9295918	313.9556922	456.4829481
		1.3334428	148.5747828	243.6871949	354.3144842	515.1635226
		1.472016	164.0148805	269.0115065	391.1353374	568.7000311
		1.2182175	135.7361539	222.6297219	323.6974972	470.6472648
		1.5166972	168.9933388	277.1770007	403.0077414	585.9621803
		1.7723321	197.4766804	323.8943877	470.9335382	684.7244221

Tabella 5.7: Esempio di linearizzazione del criterio di H&M

Sul grafico sono ben individuabili gli intervalli di Hoek & Marinos:

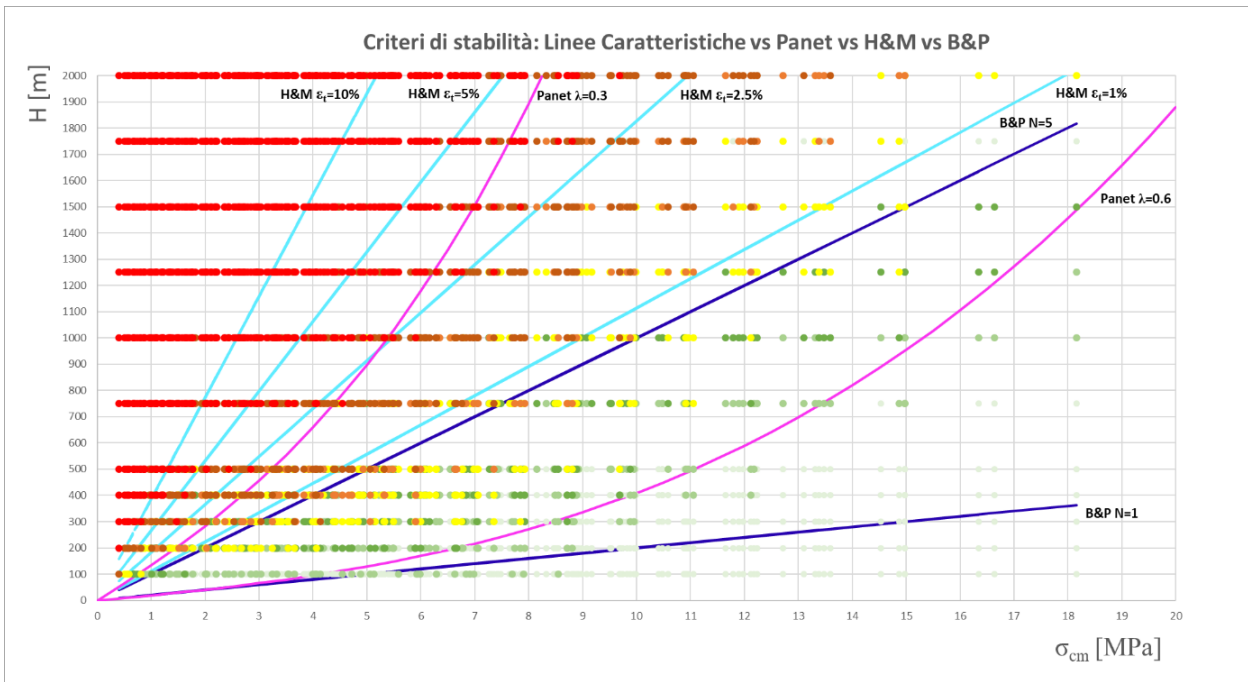


Figura 5.6: Criteri di stabilità a confronto: Linee Caratteristiche vs Basin & Peck vs Panet vs Hoek&Marinos

Fronte stabile			Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile	Fronte molto instabile
$\frac{c_f}{R} \leq 0.3\%$	$0.3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 1\%$	$1\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 2\%$	$2\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 3\%$	$3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 10\%$	$\frac{c_f}{R} \geq 10\%$

Rispetto al criterio di Panet, Hoek & Marinos propongono una maggior discretizzazione degli intervalli di stabilità, così da individuare con maggior sensibilità la transizione da condizioni di scavo stabili a instabili. Inoltre, si noti che le curve estreme di questo criterio sono più alte rispetto a quello di Panet, andando a individuare come “Stabili” condizioni che prima non lo erano. Si noti, infatti, che la retta inferiore ($\varepsilon_t = 1\%$) interseca una dispersione di punti che varia dal verde scuro all’arancione; pertanto, casistiche “stabili a breve termine-instabili” per i criteri delle LC e di Panet sono invece “Stabili” secondo Hoek & Marinos. Analoga situazione si ripresenta per le condizioni classificate come “Instabili gravi”, che sono limitate ai punti a sinistra della curva superiore ($\varepsilon_t = 10\%$).

In sintesi, fatta salva la natura speditiva del criterio di Basin & Peck, si può affermare che i criteri delle Linee Caratteristiche e di Panet, in forte accordo tra di loro, sono più conservativi rispetto al più recente approccio di Hoek & Marinos.

5.4 Criteri di stabilità adimensionalizzati

È possibile operare un confronto degli stessi criteri appena esposti anche sul piano adimensionale $\sigma_{cm}/\sigma_0 - C_\infty/R$. Per coerenza con i criteri empirico-analitici menzionati, che individuano delle condizioni di stabilità in funzione della convergenza assoluta C_∞ , sull’asse delle ordinate si riporta la **convergenza a distanza infinita dal fronte, unico vero risultato formalmente corretto derivante dalle LC, mentre il valore di convergenza al fronte è figlio di un’ipotesi**, già presentata nel Cap. 4.3.2:

$$C_f = 0.3 C_\infty.$$

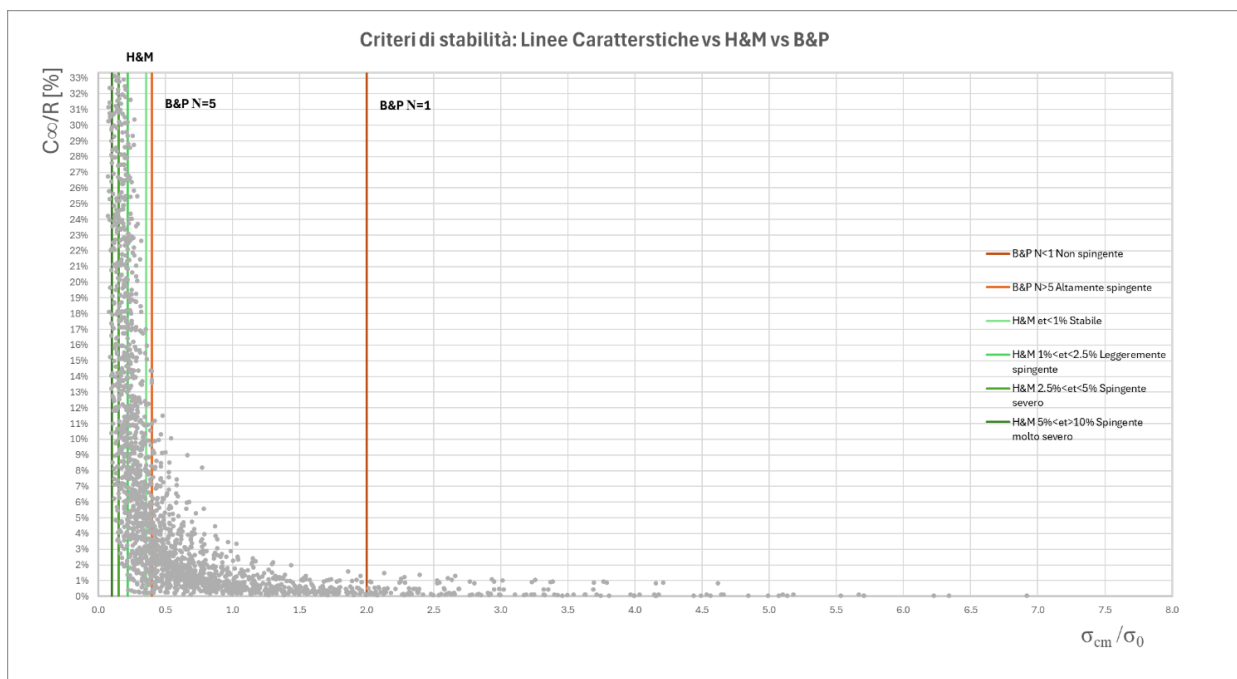


Figura 5.7: Criteri analitici ed empirici normalizzati per la verifica della stabilità

Pertanto, i punti individuati dalle LC risultano coincidenti a quelli individuati nel cap. 4.7, a meno di un coefficiente di proporzionalità pari a: $\frac{C_{\infty}}{C_f} = 3. \bar{3}$

In questo caso non è riportata la solita scala cromatica degli intervalli di stabilità, in quanto essa è legata alle convergenze al fronte e non a quelle assolute. I criteri individuati sul grafico adimensionale risultano in pieno accordo con quelli descritti precedentemente. Non viene riportato il criterio di Panet in quanto normalizzando la coordinata x si genera una dispersione di punti difficilmente interpolabile: per visualizzare tale criterio rispetto agli altri si rimanda ai grafici illustrati nel paragrafo precedente.

5.5 Risultati empirico-analitici e selezione dei casi d'interesse ai fini del rinforzo del fronte

Alla luce dei risultati ottenuti dai differenti criteri analitici ed empirici, valutati in termini di convergenza al fronte e condizioni di stabilità dello stesso, si è operata una scrematura delle casistiche basandosi sui dati di *output*: nell'ottica di perseguire gli obiettivi di questa tesi, ovvero la determinazione di criteri di **efficienza del rinforzo al fronte**, sono stati esclusi da ulteriori approfondimenti i seguenti scenari:

- 1) Casistiche che presentano secondo il metodo delle LC convergenze al fronte $\frac{C_f}{R} \leq 1\%$, in quanto presentano condizioni di fronte stabile e autosostenuto ove gli interventi con inclusi risulterebbero superflui o ridondanti. La presente ricerca vuole, invece, approfondire la stabilizzazione di fronti di scavo problematici.
- 2) Casistiche che presentano convergenze al fronte $\frac{C_f}{R} \geq 10\%$, in quanto i problemi di stabilità del fronte sono ben più gravi di quelli risolvibili con il semplice rinforzo mediante inclusi. Ognuna di queste casistiche merita un

approfondimento specifico, ma certamente in questi casi la stabilità del fronte può essere garantita solo mediante la combinazione di più interventi di rinforzo e consolidamento del fronte e della cavità nel loro insieme. Va da sé, che per questi scenari non ha senso cercare di rendere efficiente il rinforzo, in quanto la vera sfida è ancor prima garantirne l'efficacia (sicurezza dello scavo), che come già detto non è raggiungibile col solo rinforzo.

- 3) Casistiche che secondo il criterio di Panet presentano condizioni di fronte di scavo stabile ($\lambda_e > 0.6$), in quanto per lo stesso principio sopradescritto (1) esse non manifestano problemi di stabilità. Tale criterio ha significato a livello teorico, ma in pratica non comporta alcuna scrematura aggiuntiva rispetto al primo filtro: dal momento che il criterio di Panet è in buon accordo con quello delle Linee Caratteristiche, le condizioni di stabilità individuate dall'uno e dall'altro sono molto simili.
- 4) Casistiche che secondo il criterio di Hoek & Marinos presentano condizioni stabili, cioè comportamento non spingente ($\varepsilon_t < 1\%$).
- 5) Casistiche che presentano una resistenza di matrice $\sigma_{ci} = 5 \text{ MPa}$ associata a coperture maggiori di $H > 100 \text{ m}$, in quanto si ricadrebbe in condizioni di forte instabilità, di cui al punto 2.

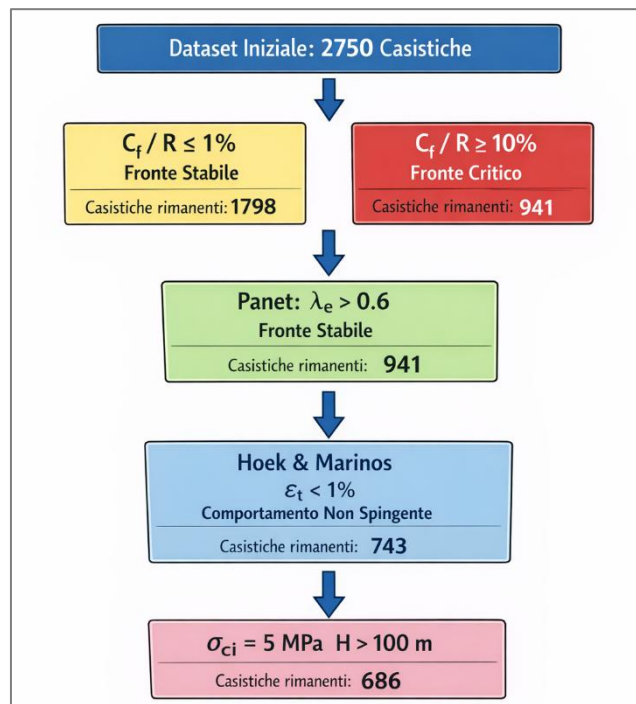


Figura 5.8: Operazione di scrematura dei risultati empirico-analitici

L'operazione di scrematura ha portato a un nuovo spettro di scenari, ridotto a:

$$n^\circ = 686 \text{ combinazioni,}$$

così ripartite in base alla copertura:

H [m]	100	200	300	400	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	Totale
n° casi post filtro	5	13	29	51	66	100	108	99	89	67	59	686

È quindi possibile visualizzare le casistiche rimaste sullo stesso piano $\sigma_{cm} - H$ già impiegato:

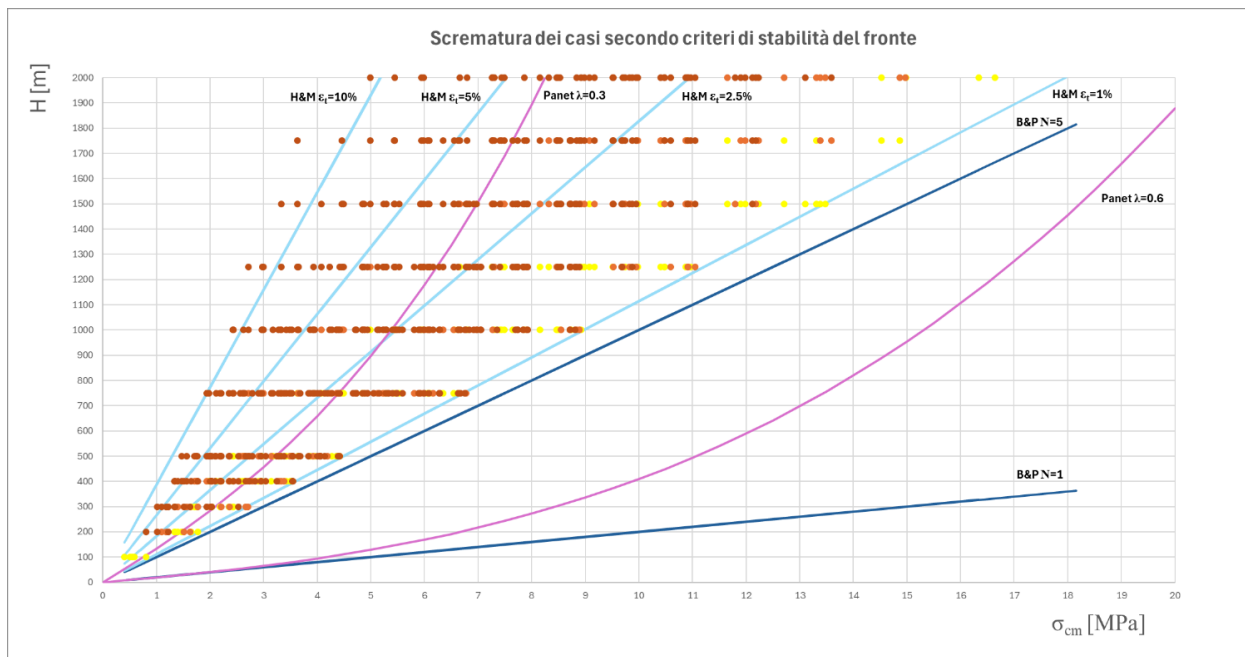


Figura 5.9: Criteri di stabilità del fronte filtrati

Tale selezione, oltre a essere giustificata dai punti appena enunciati, si rivela fondamentale per i prossimi step di analisi:

- 1) Dimensionare il rinforzo necessario al fronte
- 2) Validare e affinare i risultati analitici con metodi numerici più sofisticati.

5.6 Dimensionamento del rinforzo al fronte con le Linee Caratteristiche

Il dimensionamento del rinforzo è stato effettuato sulle casistiche precedentemente scremate, seguendo la metodologia discussa nei capp. 4.4 e 4.5, nella quale, partendo da un delta pressione ΔP radiale da fornire, si ricava la pressione frontale σ_3 e quindi il numero di inclusi da inserire al fronte:

$$n^\circ = \sigma_3 \cdot \frac{A_{fronte}}{T_{Rd}}$$

Nel presente studio, un intervento di rinforzo al fronte è considerato simultaneamente efficace ed efficiente quando soddisfa entrambe le seguenti condizioni:

1. **Efficacia:** contenimento delle convergenze al fronte entro una soglia ammissibile pari a:

$$C_f/R \leq 1,5\%$$

Pur essendo la soglia deformativa intrinsecamente variabile in funzione delle caratteristiche geomeccaniche del terreno, nel campo di indagine della presente tesi il valore di convergenza adottato si dimostra rappresentativo e coerente con il comportamento osservato. Per ammassi rocciosi di qualità medio-scarso, infatti, convergenze superiori a tale limite risultano generalmente associate all'innesco di deformazioni significative in campo plastico. La soglia assunta costituisce pertanto un riferimento tecnico realistico per discriminare condizioni di risposta ancora controllabili da quelle evolutive verso stati di instabilità eccessivi.

2. **Efficienza:** impiego di una densità di rinforzo inferiore a:

$$\rho_{rinforzo} \leq 1 \text{ incluso/m}^2$$

N.B. Il pieno soddisfacimento delle condizioni di efficacia è condizione necessaria ma non sufficiente per ricadere in condizioni di efficienza.

L'introduzione del limite di rinforzo massimo trova giustificazione sia nella pratica costruttiva sia nelle evidenze emerse dalla letteratura sull'ottimizzazione del rinforzo al fronte. L'esperienza ingegneristica dimostra infatti che un'eccessiva densità di inclusi comporta un sensibile incremento dei tempi esecutivi e dei costi di intervento, senza tradursi in benefici proporzionali in termini di riduzione delle deformazioni. Oltre una certa soglia, l'incremento di resistenza del nucleo al fronte tende infatti a mostrare rendimenti marginali.

Tali aspetti, ampiamente discussi nel cap. 2.2, supportano pertanto l'adozione di un limite di densità che consenta di coniugare efficienza tecnico-economica ed efficienza strutturale.

D'altro canto, si impone anche che il rispetto della condizione di rinforzo minimo:

$$\rho_{rinforzo} \geq 0.5 \text{ incluso/m}^2$$

Si tratta di una misura cautelativa a garanzia che gli inclusi forniscano al fronte una pressione regolare, capace di controllare uniformemente le deformazioni al fronte (si veda cap. 2.2).

Data l'ampia variabilità di convergenze presenti nelle diverse casistiche ($1\% \leq Cf/R \leq 10\%$), il dimensionamento del rinforzo al fronte è avvenuto con un approccio multilivello, dove ogni casistica è stata dimensionata imponendo una convergenza al fronte ammissibile via via più stringente. Richiedere di *default* in tutti i casi di raggiungere una convergenza dell'1.5% porterebbe molte casistiche ad avere un dimensionamento eccessivo ($>>1 \text{ incluso/m}^2$), perdendo di vista la l'evoluzione del comportamento deformativo al fronte.

Imponendo, invece, come convergenza limite prima il 3%, poi il 2.5%, il 2% e infine l'1.5%, si ha sensibilità sulla capacità del rinforzo di sostenere l'ammasso, se non entro le condizioni di efficacia ($Cf/R < 1.5\%$), almeno entro la soglia di collasso globale ($Cf/R < 3\%$).

Pertanto, l'approfondimento sul dimensionamento delle casistiche indagate si riassume con il grafico di seguito riportato.

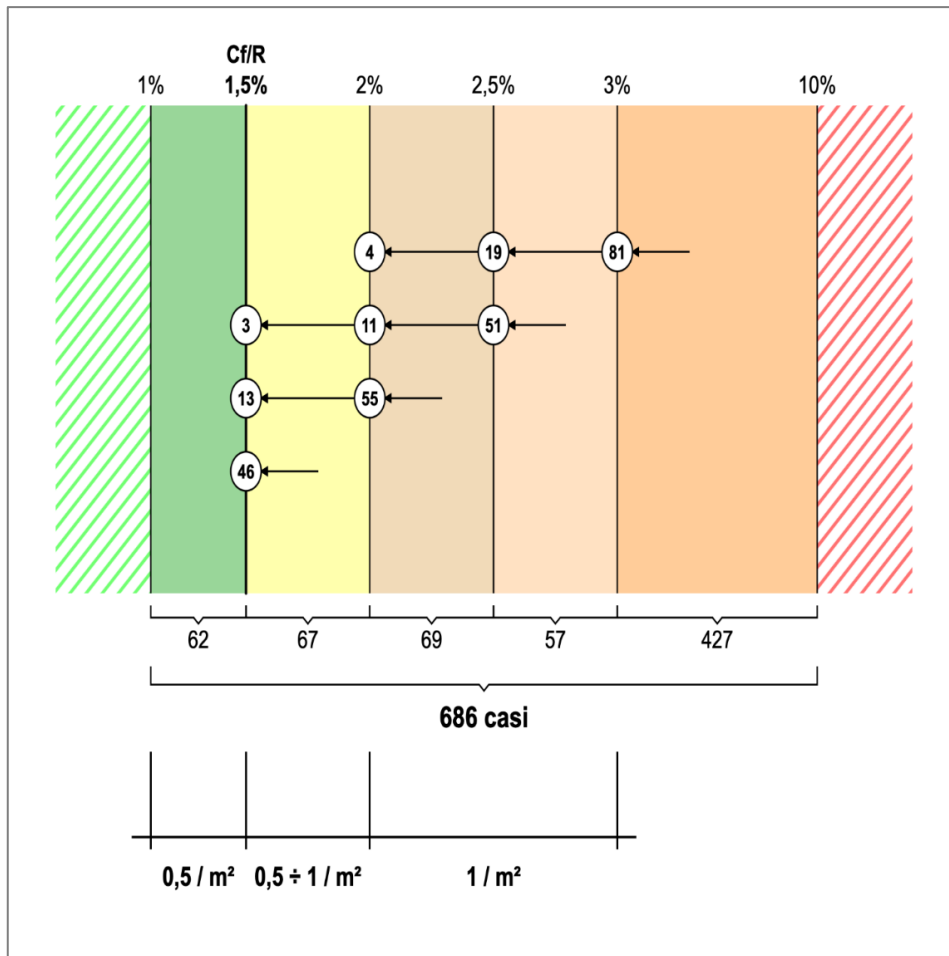


Figura 5.10: Screening delle casistiche soggette a dimensionamento del rinforzo al fronte

Lo schema procedurale riportato in Figura 5.6 si compone dei seguenti passi:

1. Sono state individuate le 686 combinazioni di calcolo a posteriori della prima scrematura, dove le casistiche rimanenti hanno una convergenza compresa tra i due estremi, indicati sul grafico: $1\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 10\%$
2. Si è suddiviso lo spettro di casistiche comprese nell'intervallo 1% ÷ 10% in ulteriori intervalli:
 - i. $3\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 10\% \rightarrow 427$ casi
 - ii. $2,5\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 3\% \rightarrow 57$ casi
 - iii. $2\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 3\% \rightarrow 69$ casi
 - iv. $1,5\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 2\% \rightarrow 67$ casi
 - v. $1\% \leq \frac{C_f}{R} \leq 1,5\% \rightarrow 62$ casi
3. Si è calcolato il rinforzo secondo un approccio multilivello, partendo dalle convergenze più elevate e procedendo a cascata:
 - i. Ai 427 casi con convergenza compresa tra 1% ÷ 10% è stata imposta una convergenza ammissibile del 3%: solo 81 casi su 427 raggiungono tale convergenza nel rispetto della condizione di efficienza: $\rho \leq 1$ incluso/m².

- ii. Ai 57 casi con convergenza compresa tra 2.5% ÷ 3% e agli 81 vagliati alla selezione precedente è stata imposta una convergenza ammissibile del 2.5%: rispettivamente 51 casi su 57 e 19 su 81 rispettano la condizione di efficienza.
- iii. Ai 69 casi con convergenza compresa tra 2% ÷ 2.5%, ai 51 e ai 19 vagliati alla selezione precedente è stata imposta una convergenza ammissibile del 2%: rispettivamente 55 casi su 69, 11 su 51 e 4 su 19 rispettano la condizione di efficienza.
- iv. Ai 67 casi con convergenza compresa tra 1.5% ÷ 2%, ai 55, agli 11 e ai 4 vagliati alla selezione precedente è stata imposta una convergenza ammissibile dell'1.5%: rispettivamente 46 casi su 67, 13 su 55, 3 su 11 e 0 su 4 rispettano la condizione di efficienza.
- v. I 62 casi con convergenza compresa tra l'1% ÷ 1.5% non sono oggetto di dimensionamento, in quanto hanno una convergenza inferiore a quella ammissibile.

4. Si è valutato e dimensionato il rinforzo effettivo da applicare a ciascuna casistica:

- i. Tutti i casi che non rispettano la condizione di efficienza nemmeno con una convergenza ammissibile del 3% non sono rinforzabili, in quanto non rispettano la condizione di efficacia, al pari delle casistiche con convergenza superiore al 10% già scremate. La gravità delle condizioni di instabilità è tale da richiedere l'attivazione di misure specifiche che vanno valutate caso per caso. Questi casi sono classificati come: **né efficaci né efficienti**.
- ii. A tutti i casi che rispettano la condizione di efficienza con una convergenza ammissibile compresa tra il 2% ÷ 3% viene imposto il rinforzo massimo (1 incluso al metro quadro), al fine di contenere il più possibile le deformazioni plastiche. Questi casi sono classificati come: **parzialmente efficaci ma non efficienti**.
- iii. A tutti i casi che rispettano la condizione di efficienza con una convergenza ammissibile del 1.5% viene imposto un rinforzo variabile tra il suo valore massimo e il suo valore minimo, cioè tra 0.5÷1 inclusi/m², al fine di contenere le deformazioni entro il campo elastico. Questi casi sono classificati come: **efficaci ed efficienti**.
- iv. A tutti i casi con convergenza compresa tra 1% ÷ 1.5%, che di per sé non necessiterebbero di rinforzo, viene comunque applicato il rinforzo minimo di 0.5 inclusi/m², al fine di garantire, a favore di sicurezza, la permanenza all'interno delle soglie di sicurezza anche in presenza di imprevisti e al netto delle incertezze sul comportamento reale dell'ammasso. Questi casi sono classificati come: **intrinsecamente efficaci ed efficienti**

A valle di queste considerazioni, le casistiche di cui al punto 4.i. non sono oggetto di ulteriori approfondimenti. Il ventaglio delle casistiche rinforzabili si riduce a:

$$n^{\circ} = 682 - (427 - 81) = 336 \text{ casi}$$

Riferimenti Bibliografici

[1] Panet M., *Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement*, 1995

[2] Hoek, E. & Marinos, P. (2000). *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. *Tunnels and Tunnelling International*, 32(11): 45–51 (Part 1, November 2000) e 32(12): 33–36 (Part 2, December 2000).

[3] Bhasin, R. (1994). *Criteri rapidi ed economici per la previsione dei problemi di stabilità nelle gallerie costruite in argilla, roccia tenera e roccia dura*. *Gallerie e grandi opere sotterranee*, n. 42, marzo 1994.

6. Metodi numerici per la verifica della stabilità del fronte

Lo scopo di approfondire ulteriormente la ricerca mediante modelli numerici è duplice:

- **Validare** i risultati ottenuti dai criteri analitici ed empirici
- **Affinare** il calcolo raggiungendo un dimensionamento più efficiente del rinforzo

Il passo successivo del lavoro di tesi prevede di svolgere delle analisi più sofisticate sui dati preventivamente scremati, prima in regime di deformazione piana e poi assialsimmetriche, dalle quali è possibile ottenere il valore esatto di convergenza al fronte, finora ipotizzato, e di estrusione al fronte. Ottenuta, quindi, una panoramica completa sul comportamento deformativo del fronte e della cavità, sarà possibile progettare gli interventi di rinforzo, trattati dal punto di vista meccanico come un incremento di coesione equivalente applicata al fronte.

In fase finale, si ragionerà sull'ottimizzazione e sull'efficienza del rinforzo per mezzo di analisi tridimensionali.

A valle delle precedenti analisi effettuate col metodo delle Linee Caratteristiche, poi confrontate con vari altri metodi empirico-analitici, ci si è concentrati su un dataset ridotto secondo i criteri di scrematura adottati (vedi cap. 5.5), individuando **30 casistiche da approfondire con analisi piane e assialsimmetriche**. Queste combinazioni sono state opportunamente selezionate seguendo un principio di variabilità dei parametri di input e del dimensionamento del rinforzo al fronte previsto dalle LC (si veda Cap. 5.6).

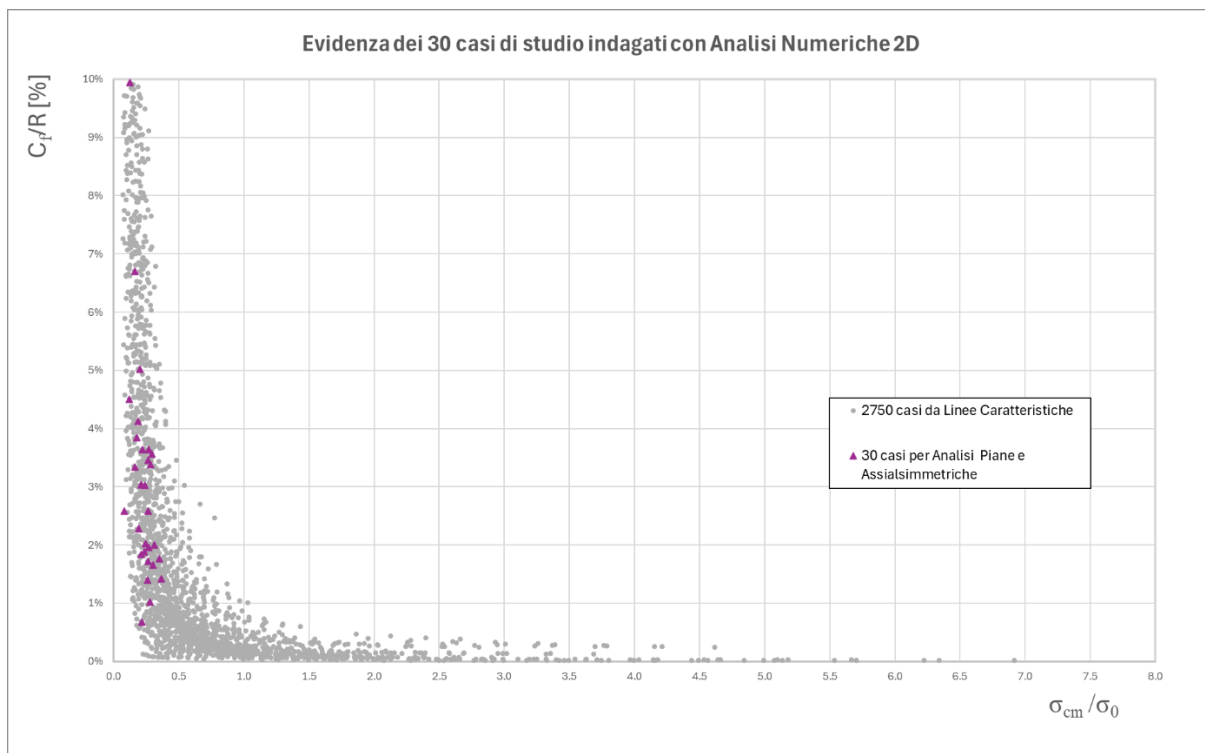


Figura 6.1: Selezione di 30 casi d'interesse per le analisi piane e assialsimmetriche

6.1 Analisi in condizioni di deformazioni piane

Questa analisi permette di ricavare numericamente la curva Convergenza-Confinamento, da confrontare con quella analitica:

- Convergenza radiale - Pressione radiale

Dalle analisi in condizioni di deformazione piana sono attesi risultati molto simili a quelli già ottenuti con le LC, in quanto i due criteri poggiano su ipotesi meccaniche sostanzialmente analoghe:

- stato tensionale iniziale isotropo
- risposta elastoplastica dell'ammasso
- avanzamento simulato tramite rilascio progressivo del confinamento

Pertanto, questa analisi viene svolta per verificare che il modello sia coerente in termini di modello costitutivo adottato: per esempio, se nel modello numerico viene introdotto il *softening*, è necessario impostare un valore di deformazione oltre la soglia elastica, raggiunto il quale si hanno i parametri residui; tale valore dovrà essere mantenuto il più piccolo possibile per essere coerenti con l'ipotesi del metodo analitico: decadimento istantaneo dai parametri di picco a quelli residui. Per questa ragione si è imposta $\bar{\epsilon}_p = 0.001 \rightarrow 0$.

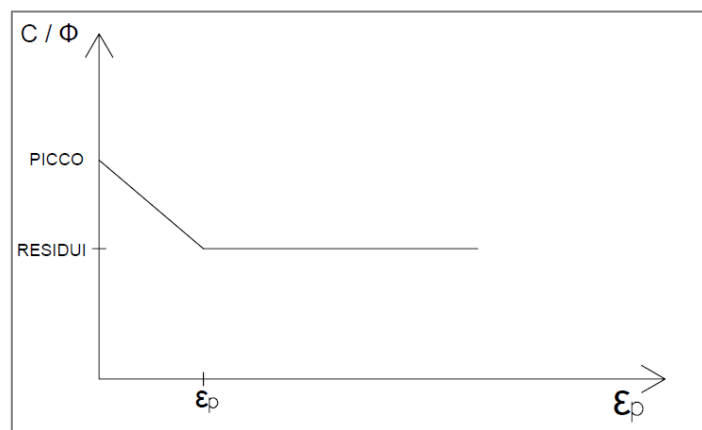


Figura 6.2: Transizione dai parametri di picco a quelli residui

6.1.1 Esempio di calcolo

Consideriamo una casistica rappresentativa tra le 30 selezionate:

EX_00259 - LC GSI = 20, H = 200m, CO = 10Mpa, mi = 25, Ei = 10000GPa

Di seguito si riportano i dati di input implementati sul programma di calcolo FLAC 2D, messo in commercio da Itasca Software [2]:

Proprietà fisico-meccaniche dell'ammasso

- Densità: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Angolo di resistenza al taglio di picco: $\phi_p = 30.25^\circ$
- Angolo di resistenza al taglio residuo: $\phi_r = 28.67^\circ$
- Coesione di picco: $c_p = 354804 \text{ Pa}$
- Coesione residua: $c_r = 308434 \text{ Pa}$
- Resistenza a trazione: $\sigma_t = 0 \text{ Pa}$
- Dilatanza: $\psi = 0^\circ$

- Deformazione plastica di riferimento: $\epsilon_{pl} = 0.001$
- Modulo di deformazione: $E_m = 4.57 \times 10^8 \text{ Pa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$

La dilatanza assume in questo caso valore nullo in dipendenza del valore di GSI:

$$\psi = \begin{cases} 0 & GSI \leq 30 \\ \frac{\varphi'}{8} & 30 \leq GSI \leq 50 \\ \frac{\varphi'}{8} + \frac{GSI - 50}{50} \cdot \left(\frac{\varphi'}{4} - \frac{\varphi'}{8} \right) & 50 \leq GSI \leq 70 \end{cases}$$

L'analisi in condizioni di deformazione piana utilizza i parametri di input definiti per simulare il comportamento dello scavo mediante una procedura di **rilascio progressivo del confinamento radiale**. Dai risultati dell'analisi è possibile valutare l'interazione tra rilascio tensionale, sviluppo delle deformazioni e propagazione della plasticizzazione, come riportato delle figure sottostanti:

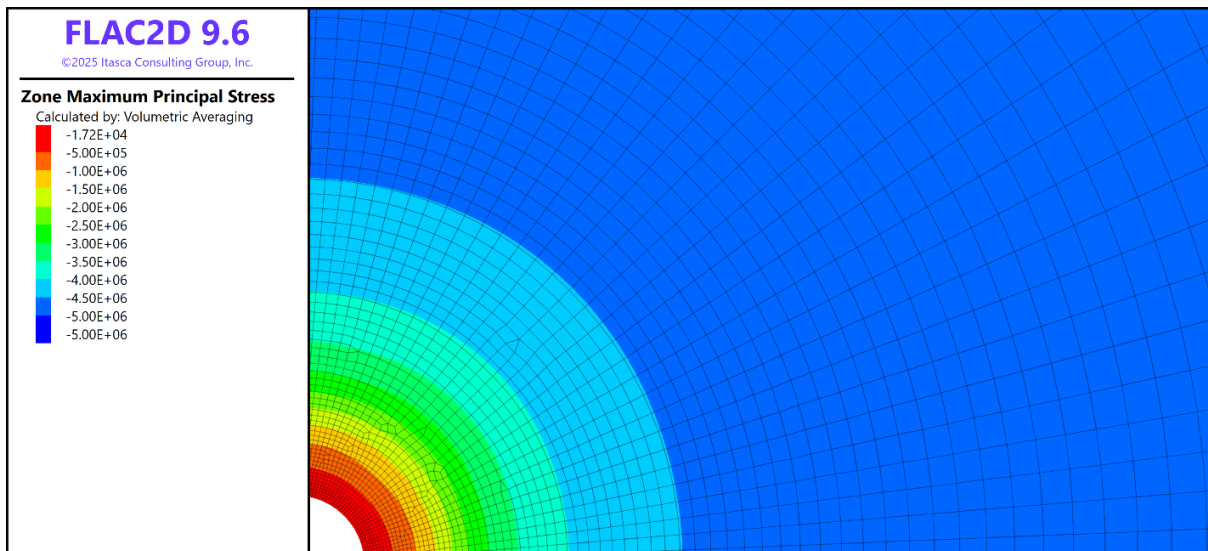


Figura 6.3: Pressione radiale attorno alla cavità [2]

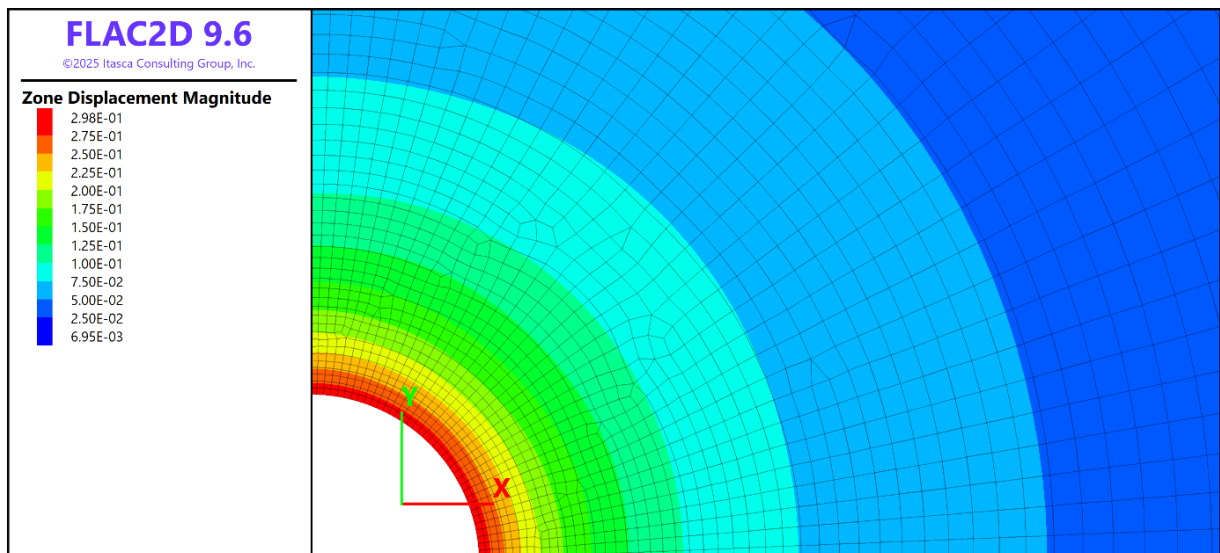


Figura 6.4: Convergenza radiale calcolata con analisi piana (unità di misura in metri [m])

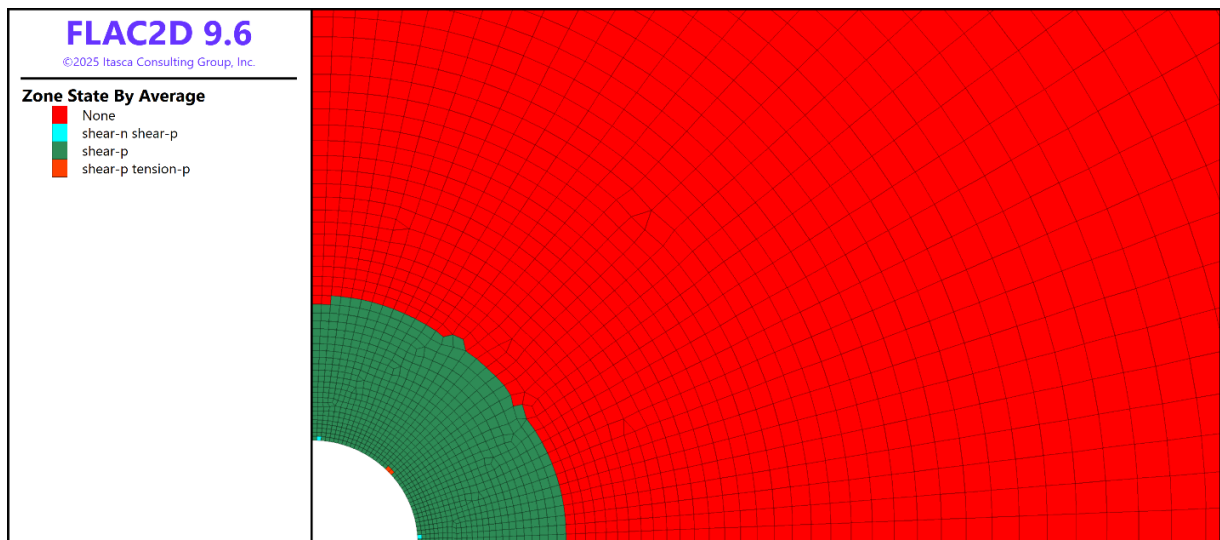


Figura 6.5: Plasticizzazione radiale

Tale approccio permette di costruire la relazione tra tensione radiale agente al contorno e spostamento radiale (convergenza), fornendo una rappresentazione coerente con il metodo delle Linee Caratteristiche.

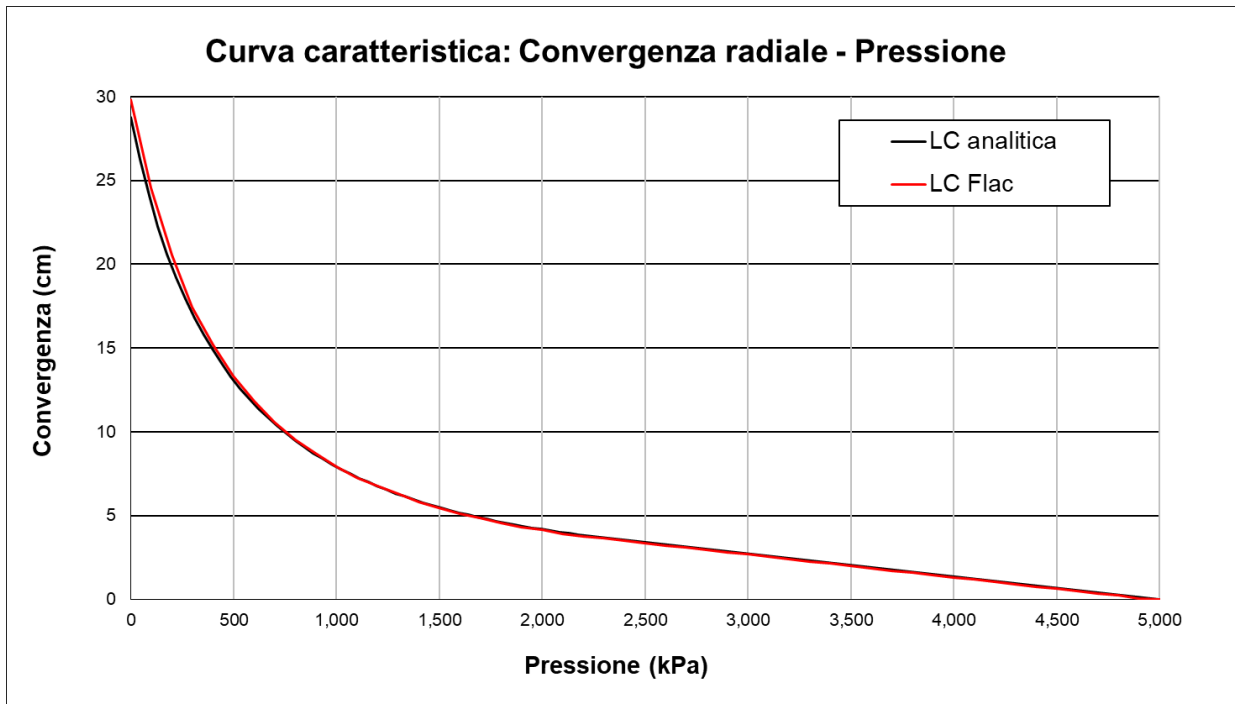


Figura 6.6: Curve caratteristiche a confronto: analitica vs numerica

La sovrapposizione delle curve caratteristiche riassume l'ottimo accordo tra le due tipologie di analisi.

6.2 Analisi assialsimmetriche

6.2.1 Inquadramento teorico e ipotesi di base

Il modello adottato è di tipo assialsimmetrico alle differenze finite e rappresenta la galleria come una cavità cilindrica a simmetria radiale.

L'ipotesi fondamentale è che geometria, carichi e risposta meccanica siano invarianti lungo la direzione circonferenziale. Ne consegue che il problema tridimensionale reale viene ricondotto a una sezione bidimensionale radiale, assumendo **condizioni di simmetria attorno all'asse della cavità**. Le principali assunzioni teoriche sono:

- Stato tensionale iniziale isotropo, coerente con l'ipotesi di simmetria radiale.
- Cavità non rivestita, quindi assenza di contributo strutturale del rivestimento nel contenimento delle deformazioni.
- Ammasso roccioso modellato come continuo equivalente isotropo.
- Modello costitutivo elasto-plastico di tipo Mohr-Coulomb con *softening* e legge di flusso non associata, caratterizzato da:
 - parametri di picco (coesione e angolo di resistenza al taglio);
 - parametri residui;
 - transizione governata da una soglia di deformazione plastica equivalente ε_{plast} .
- Comportamento dilatante
- Comportamento in trazione nullo.

Il modello consente quindi di descrivere la formazione e l'evoluzione della **fascia plastica attorno alla cavità**, perché l'ammasso subisce a causa dell'estrusione un progressivo passaggio dai parametri di picco a quelli residui al superamento della soglia deformativa.

6.2.2 Funzionamento del modello: impostazione numerico-operativa

- **Geometria e dominio di calcolo**

Il modello presenta:

- Raggio di scavo: $R_{eq} = 5\text{m}$
- Dimensioni dominio: $200 \times 200\text{ m}$
- Dimensioni della mesh: $0.5 \times 0.5\text{ m}$
- Copertura: variabile da caso a caso
- Simulazione dello scavo per fasi: $L_{sfondo} = 1\text{m}$

L'estensione del dominio (40R lateralmente) garantisce che gli **effetti di bordo siano trascurabili**, assicurando che le deformazioni e le tensioni attorno alla cavità non risentano dei vincoli imposti ai contorni esterni.

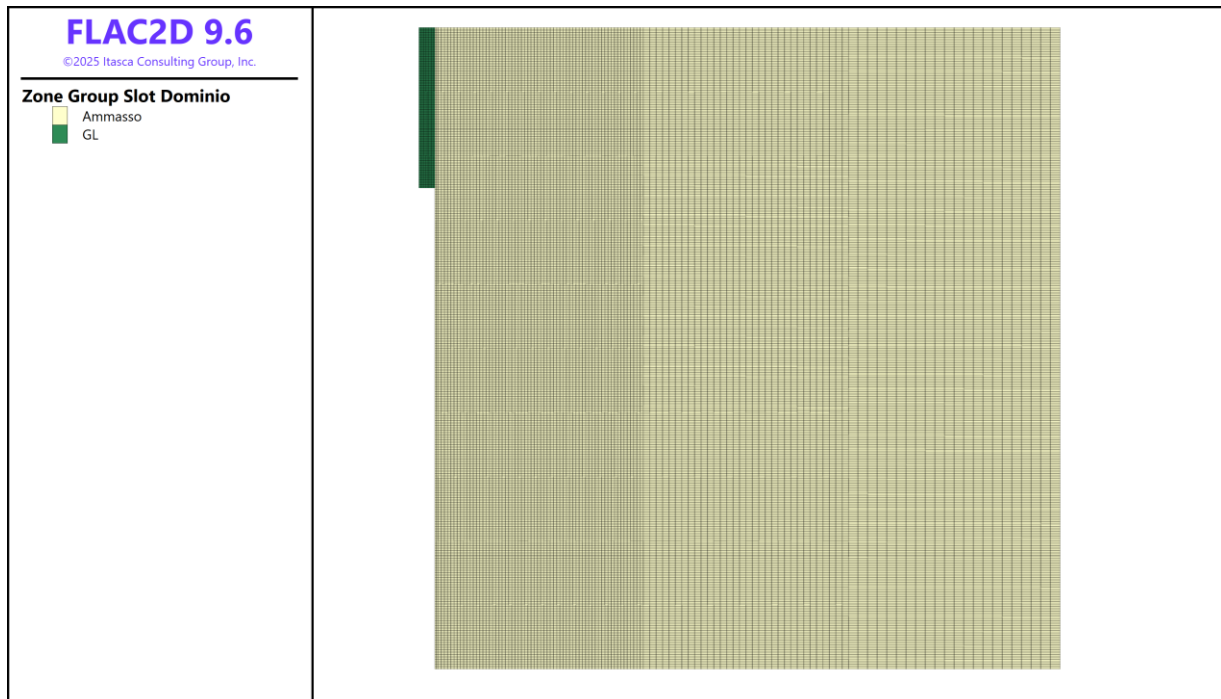


Figura 6.7: Dimensioni del modello [2]

- **Parametri meccanici di input**

I parametri inseriti nel modello coincidono sostanzialmente con quelli utilizzati nelle analisi alle Linee Caratteristiche, essendo anch'essi riferiti al criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

- Densità: $\rho = 25000\text{ kg/m}^3$
- Modulo di Deformazione: variabile da caso a caso
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$

- Coesione e angolo di resistenza al taglio di picco: variabile da caso a caso
- Coesione e angolo di resistenza al taglio residui: variabile da caso a caso
- Deformazione plastica di transizione: $\varepsilon_{plast} = 0.001$
- Dilatanza: $\psi < \Phi$ Variabile da caso a caso

$$\psi = \begin{cases} 0 & GSI \leq 30 \\ \frac{\varphi'}{8} & 30 \leq GSI \leq 50 \\ \frac{\varphi'}{8} + \frac{GSI - 50}{50} \cdot \left(\frac{\varphi'}{4} - \frac{\varphi'}{8} \right) & 50 \leq GSI \leq 70 \end{cases}$$

- Resistenza a trazione: $f_t = 0$ kN

La presenza del parametro ε_{plast} governa l'attivazione del ramo di *softening* e quindi la perdita progressiva di resistenza nella fascia plastica.

- **Simulazione dello scavo**

Dal punto di vista operativo, l'analisi procede secondo le seguenti fasi:

1. Applicazione dello stato tensionale geostatico.
2. Raggiungimento dell'equilibrio iniziale.
3. Scavo per step di avanzamento.

Lo scavo non viene simulato come rimozione istantanea totale, ma tramite un **rilascio progressivo delle tensioni**, in modo da riprodurre realisticamente le condizioni di avanzamento dello scavo.

Durante lo scavo si sviluppa una **fascia plastica radiale**, nella quale il materiale passa simultaneamente dai parametri di picco a quelli residui. Tale fenomeno interessa sia:

- la zona radiale attorno alla cavità,
- sia il materiale in prossimità del fronte.

La convergenza al fronte C_f/R emerge quindi come conseguenza dell'analisi e non come dato imposto.

6.2.3 Modellazione del rinforzo del fronte: principio e ipotesi

Nel modello assialsimmetrico il rinforzo non viene rappresentato tramite elementi strutturali discreti, ma attraverso un approccio equivalente. È stato trascurato, a favore di sicurezza, il contributo confinante del calcestruzzo proiettato, comunque di entità esigua rispetto quello degli inclusi.

- **Principio adottato**

Il rinforzo al fronte viene simulato mediante un **incremento di coesione equivalente** applicato in una certa lunghezza davanti al fronte di scavo.

L'incremento è calcolato secondo le formulazioni discusse nel cap. 4.4:

$$\Delta c = \frac{P_2 - R_{mezzo\ nucleo}}{\sqrt{K_p}} = \frac{\Delta P}{\sqrt{k_p}}$$

dove l'aumento di pressione equivalente viene trasformato in incremento di coesione.

Tale approccio consente, tuttavia, di svolgere ampie analisi parametriche in modo controllato.

Nel modello sono inoltre definiti:

- lunghezza massima del consolidamento al fronte: $L_{max} = 21 \text{ m}$
- lunghezza di sovrapposizione: $L_s = 9 \text{ m}$ (valore cautelativo da linee guida Anas [1])
- **Dati tecnici del rinforzo al fronte** (richiamo cap. 4.4):
 - Elemento tipo: tubo in VTR $\varnothing 60/40 \text{ mm}$
 - Tensione caratteristica: $f_{y,k} \cong 570 \text{ MPa}$
 - Area resistente: $A = 1571 \text{ m}^2$
 - Resistenza caratteristica: $f_{y,k} = 900 \text{ kN}$
 - Resistenza di progetto (NTC 2018): $T_{Rd} = 461.5 \text{ kN}$
 - Diametro di perforazione: $d = 0.11 \text{ m}$
 - Tensione di aderenza: $\tau = 250 \text{ kPa}$
 - Lunghezza minima di ancoraggio: $L_{anc} = 7 \text{ m}$

Condizione di progetto: $L_{sovr} \geq L_{anc}$

La lunghezza minima dell'incluso è assunta pari a:

$$L_{min} = \max \{2L_{anc}; L_{anc} + R\} + L_{campo}$$

Per barre auto perforanti in acciaio il procedimento è analogo, con $\gamma_M = 1.1$.

- **Configurazioni delle analisi:**

a) Fronte non rinforzato

Si valutano la convergenza, l'estrusione e le condizioni di plasticizzazione derivanti esclusivamente dal comportamento dell'ammasso.

b) Fronte rinforzato

A differenza del metodo delle Linee Caratteristiche, nel quale:

1. si impone una convergenza ammissibile;
2. si ricava la pressione richiesta;
3. si determina la densità di rinforzo.

nel modello numerico la procedura è **iterativa**:

1. Si applica un certo rinforzo al fronte sotto forma di incremento di coesione equivalente.
2. Si esegue l'analisi.
3. Si misura la convergenza risultante C_f/R .
4. Si verifica se il valore rientra nella soglia ammissibile.

Il dimensionamento del rinforzo al fronte per i 30 casi analizzati mediante modellazione assialsimmetrica è stato impostato in continuità con i risultati preliminarmente ottenuti attraverso il metodo delle Linee Caratteristiche.

I valori di densità di rinforzo ricavati con tale metodo costituiscono infatti il riferimento iniziale per l'impostazione delle analisi numeriche. A partire da questi, il modello assialsimmetrico viene utilizzato in modo iterativo per affinare il dimensionamento.

Operativamente, per ciascun caso si procede assumendo inizialmente la **massima densità ammissibile** pari a **1 incluso/m²**, coerentemente con il criterio di efficienza definito al cap. 5.6. Successivamente, il numero di inclusi viene progressivamente ridotto, rieseguendo l'analisi numerica fino a individuare la configurazione che consente di soddisfare simultaneamente:

- la **condizione di efficacia**, ossia il contenimento delle convergenze al fronte entro la soglia prefissata;
- la **condizione di efficienza**, ovvero il minimo impiego di rinforzi compatibile con tale requisito prestazionale.

Il rinforzo ottimale è pertanto identificato come la soluzione che più si avvicina al contemporaneo soddisfacimento di entrambe le condizioni, rappresentando il miglior compromesso tra sicurezza deformativa e contenimento delle risorse impiegate.

6.2.4 Esempio di calcolo

Dai risultati delle analisi assialsimmetriche è possibile valutare il comportamento deformativo dell'ammasso. A titolo esemplificativo, si presenta un'analisi condotta prima senza e poi con rinforzo al fronte, in modo da osservare gli effetti benefici dell'intervento. È stata selezionata la seguente casistica:

EX_01206 - LC GSI = 60, H = 500m, C0 = 10Mpa, mi = 10, Ei = 10000GPa

Input delle proprietà fisico-meccaniche dell'ammasso:

- Densità: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Angolo di resistenza al taglio di picco: $\phi_p = 27.36^\circ$
- Angolo di resistenza al taglio residuo: $\phi_r = 18.94^\circ$
- Coesione di picco: $c_p = 935899 \text{ Pa}$
- Coesione residua: $c_r = 519003 \text{ Pa}$
- Resistenza a trazione: $\sigma_t = 0 \text{ Pa}$
- Angolo di dilatanza: $\psi = 5.13^\circ$
- Deformazione plastica di riferimento: $\varepsilon_{pl} = 0.001$
- Modulo di Young: $E = 5.20 \times 10^9 \text{ Pa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$

Di seguito vengono riepilogati i risultati più significativi ottenuti dall'analisi: convergenza radiale, estrusione al fronte e plasticizzazione sviluppata attorno alla cavità.

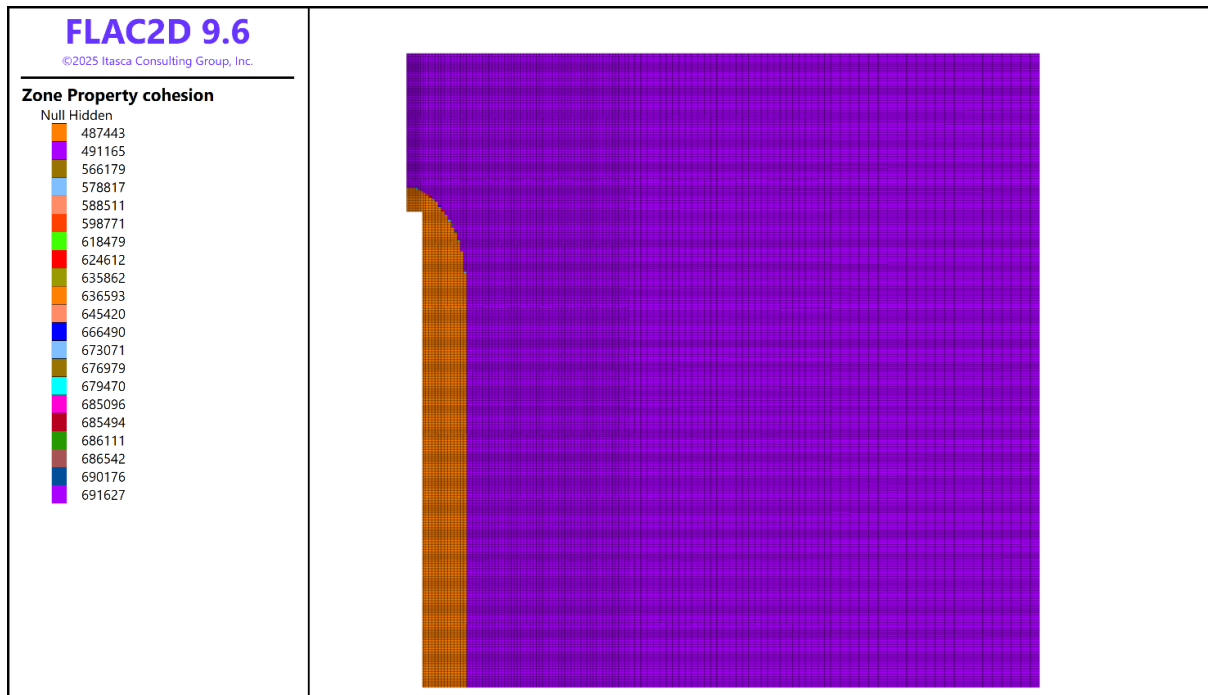


Figura 6.8: Proprietà di coesione del modello

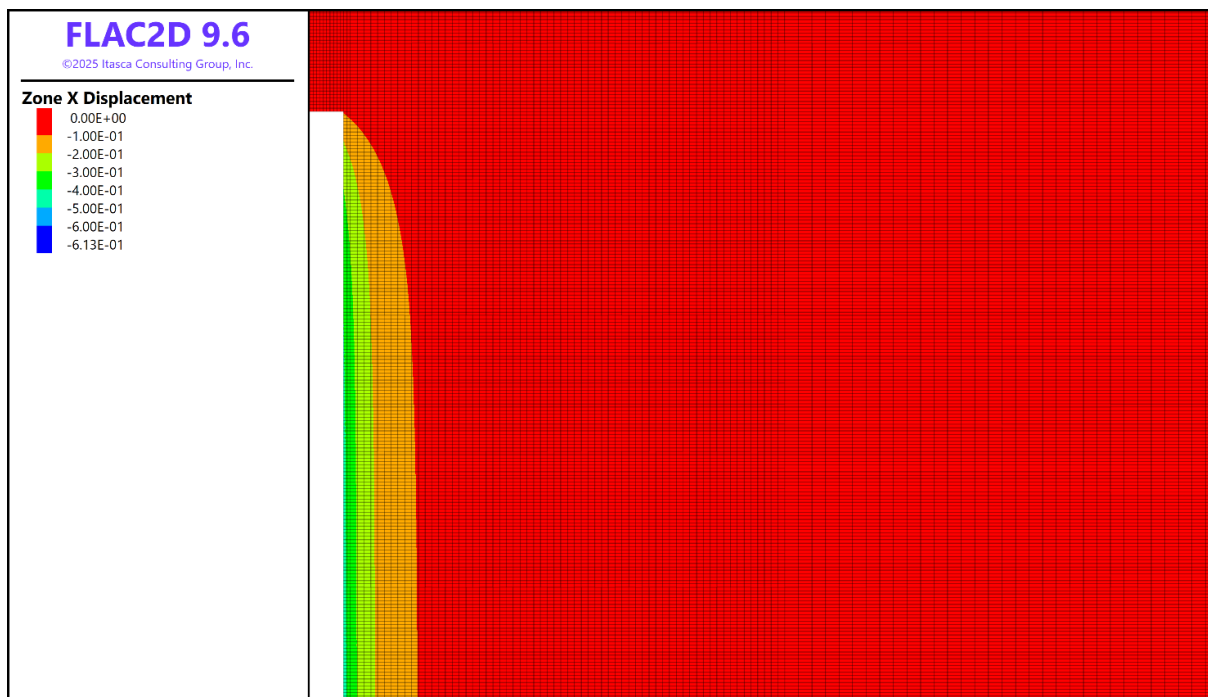


Figura 6.9: Spostamento lungo X: Convergenza (unità di misura in metri [m])

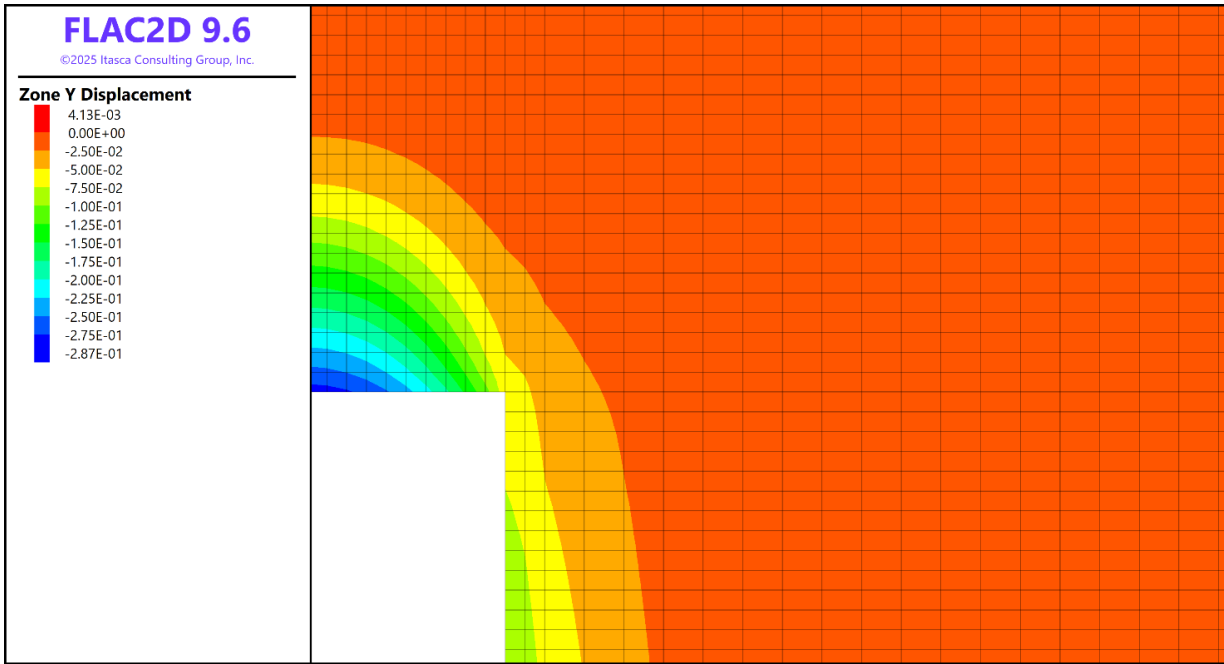


Figura 6.10: Spostamento lungo Y: Estrusione (unità di misura in metri [m])

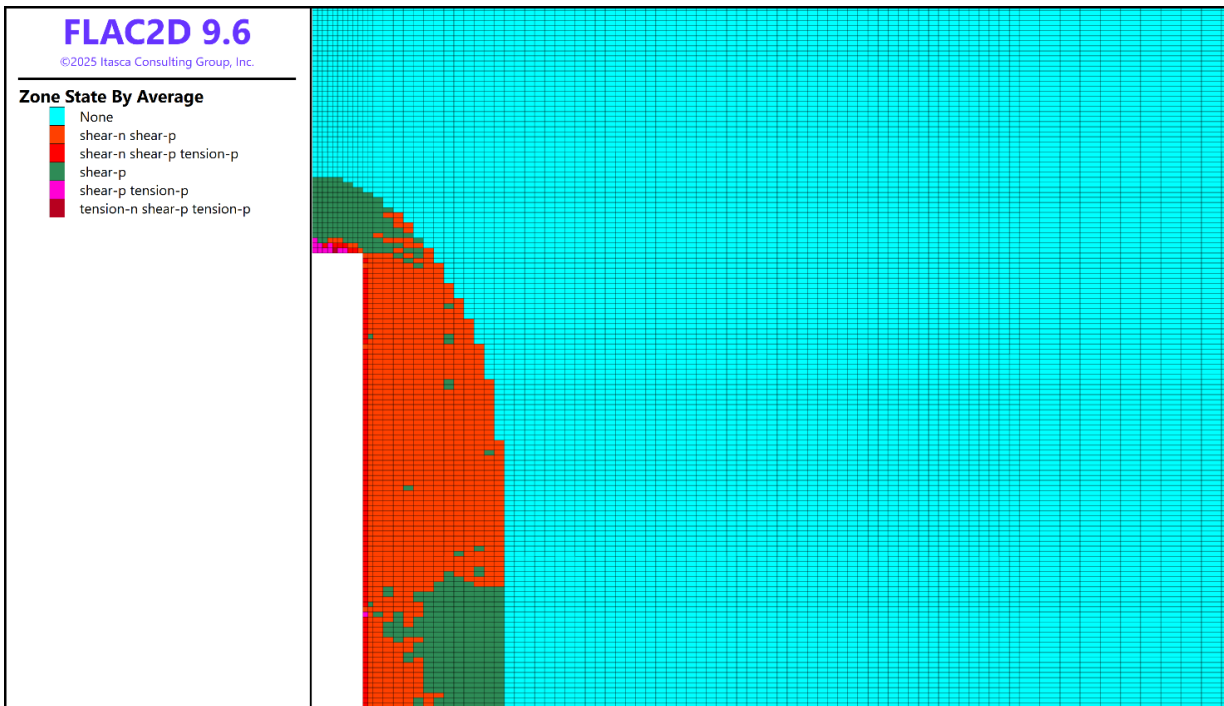


Figura 6.11: Condizioni di plasticizzazione del terreno

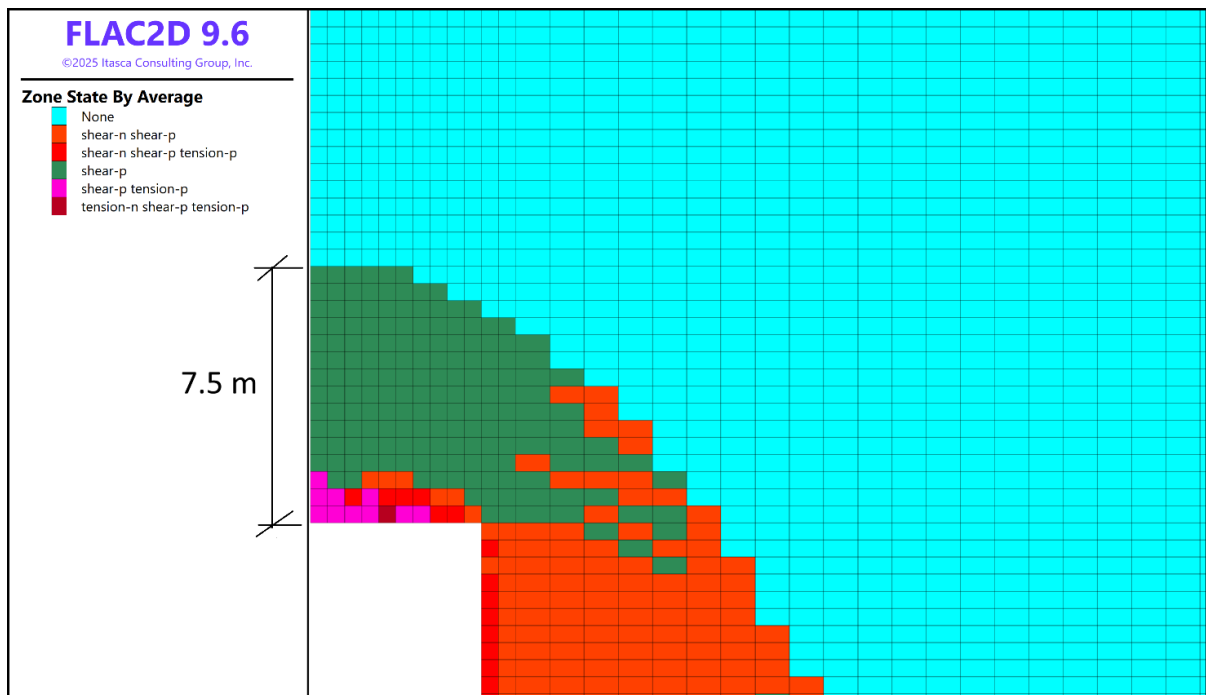


Figura 6.12: Estensione della fascia plastica al fronte

L'andamento della convergenza rispetto alla distanza dal fronte ha la stessa forma di quello individuato con le Linee Caratteristiche. In particolare, le due curve hanno valori simili di convergenza assoluta, ma la convergenza al fronte nel caso analitico è sempre sovrastimata rispetto al risultato numerico.

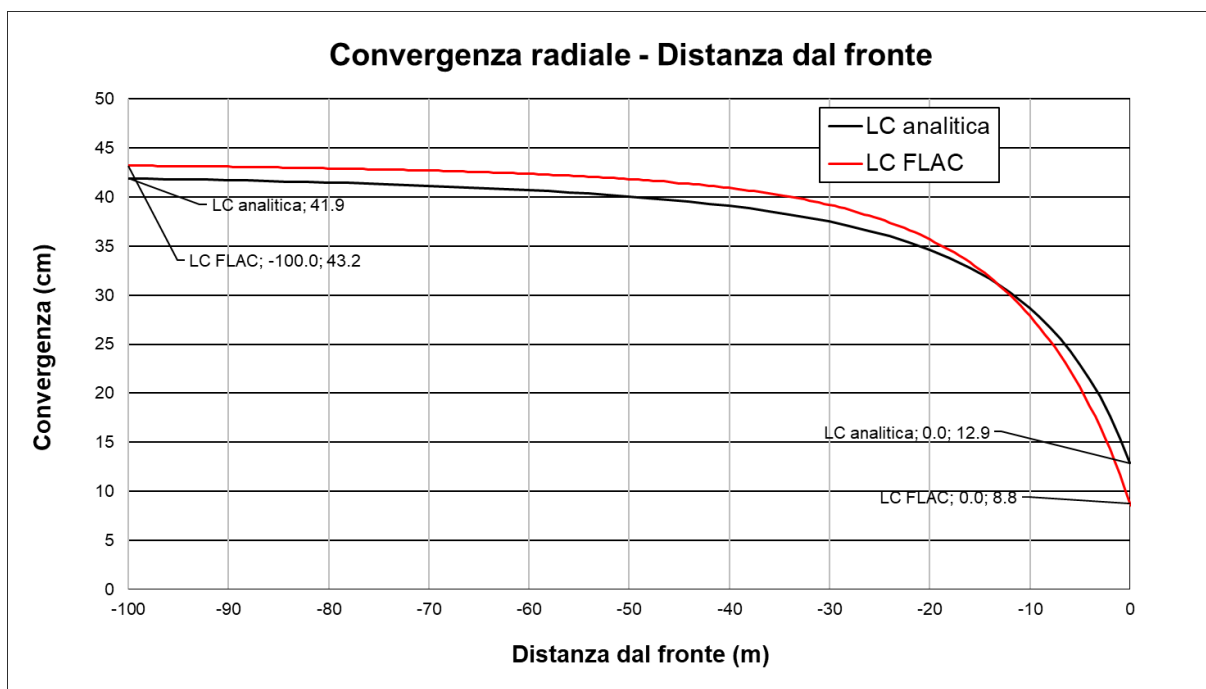


Figura 6.13: Curva Convergenza - Distanza dal fronte

La convergenza al fronte ottenuta dall'analisi è: $\frac{C_f}{R} = 8.8 \text{ cm} = 1.76 \%$

Affiancando questa curva alla curva caratteristica Convergenza radiale – Pressione, precedentemente determinata con l'analisi piana, si ha completa visione della mutua interazione

che lega la convergenza della cavità alla pressione radiale che la sostiene. A una pressione di confinamento:

$$P = \sigma_0 = \gamma \cdot H = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 500m = 12500 \text{ kPa},$$

corrisponde una convergenza nulla, situazione che si verifica a circa 15 metri davanti al fronte, cioè a $d \cong 3R$. Da questo punto la convergenza cresce rapidamente fino a raggiungere in prossimità del fronte un valore corrispondente al tasso di confinamento offerto dal fronte (resistenza di mezzo nucleo). Dopodiché, la curva cresce fino a evolvere asintoticamente alla convergenza assoluta.

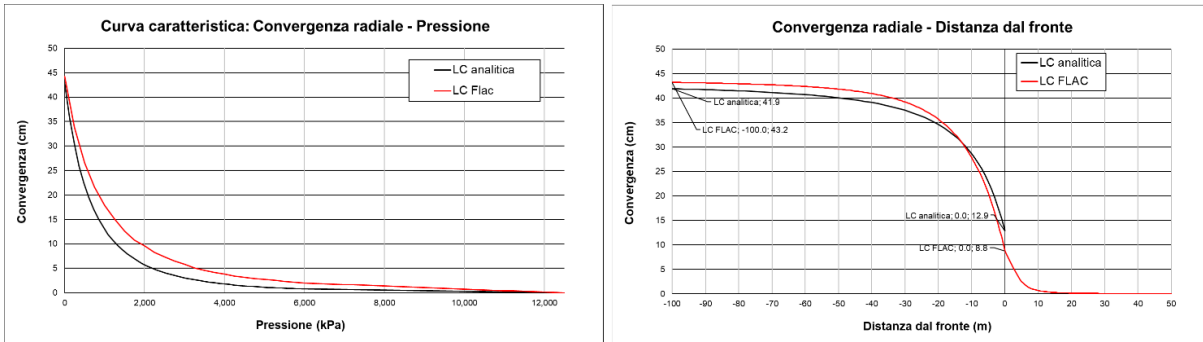


Figura 6.14: Confronto delle curve Convergenza-Confinamento e Convergenza-Distanza dal fronte

Applicazione del rinforzo al fronte

Dato che la cavità naturale mostra di suo delle convergenze ridotte, si dimensiona il rinforzo partendo dalla densità minima: $\rho = 0.5 \text{ inclusi}/m^2$, a cui corrisponde un incremento di coesione pari a: $\Delta c = 199.21 \text{ kPa}$.

L'incremento di coesione viene applicato al terreno nella direzione di scavo per un'estensione pari alla lunghezza dell'incluso (21 metri). Lo scavo procede per step 1 metro (Lunghezza sfondo) fino a raggiungere la minima lunghezza di sovrapposizione (imposta pari a 9 metri), raggiunta la quale viene inserito un nuovo ordine di inclusi: virtualmente viene applicato un nuovo delta coesione esteso 21 metri davanti al fronte. Il ciclo appena descritto è compreso tra le due fasi di capo e di coda riportate nelle seguenti immagini:

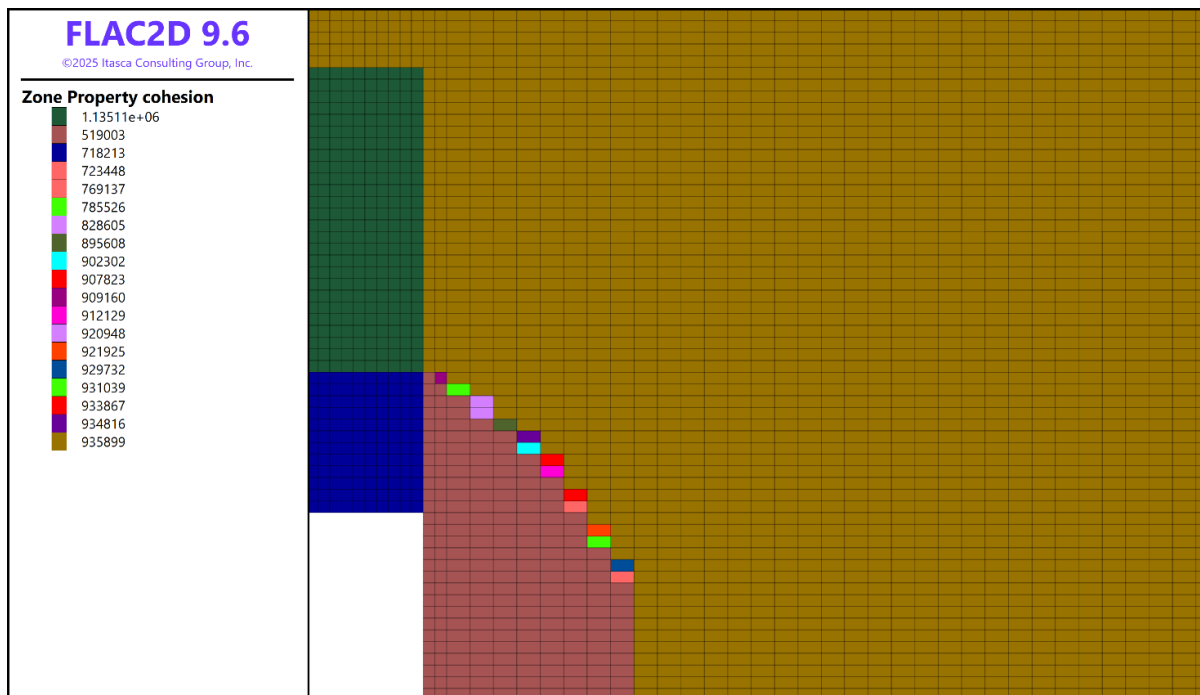


Figura 6.15: Momento di applicazione del rinforzo ($L=21m$)

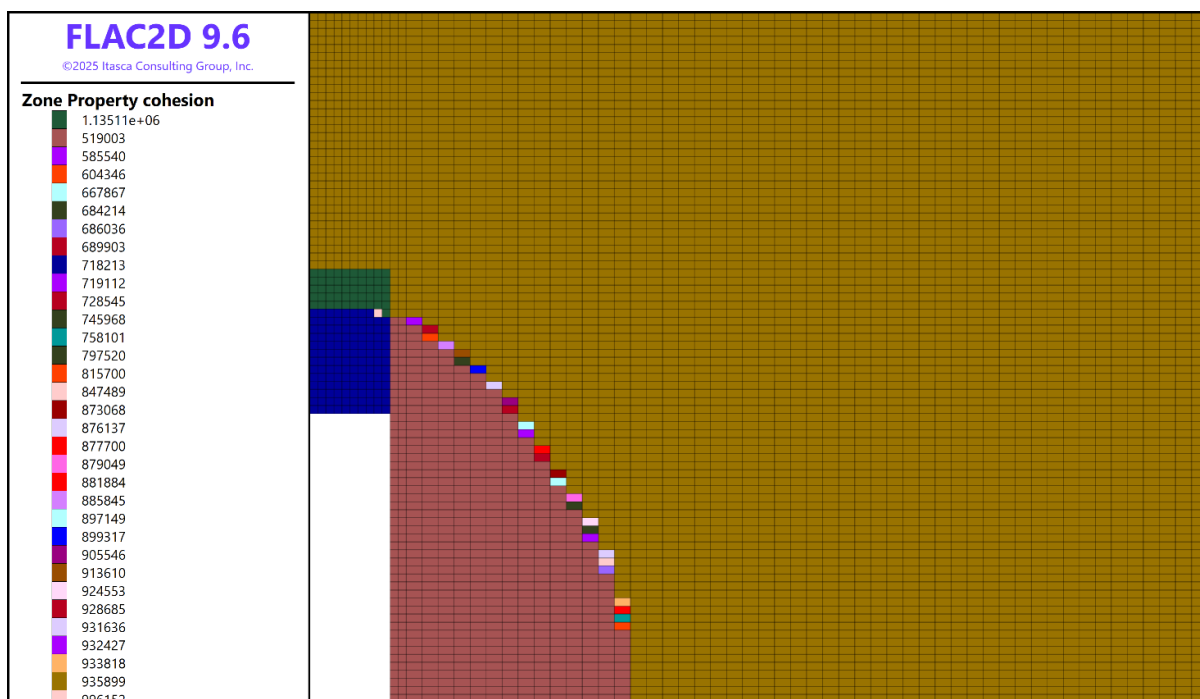


Figura 6.16: Momento di raggiungimento della lunghezza di sovrapposizione ($L=9m$)

Quest'ultima situazione, che precede l'inserimento di un nuovo ordine di inclusi, è quella più critica in termini di sicurezza, in quanto si ha la minima lunghezza di rinforzo al fronte.

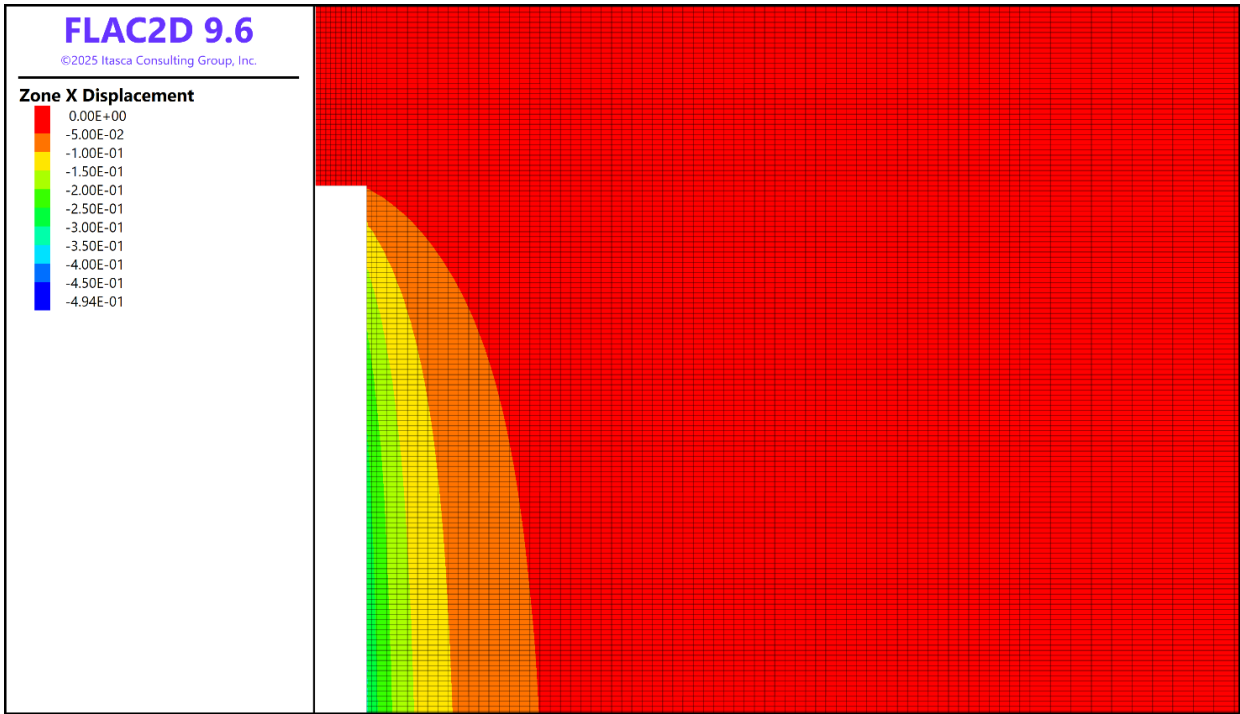


Figura 6.17: Spostamento lungo X: Convergenza (unità di misura in metri [m])



Figura 6.18: Spostamento lungo Y: Estrusione (unità di misura in metri [m])

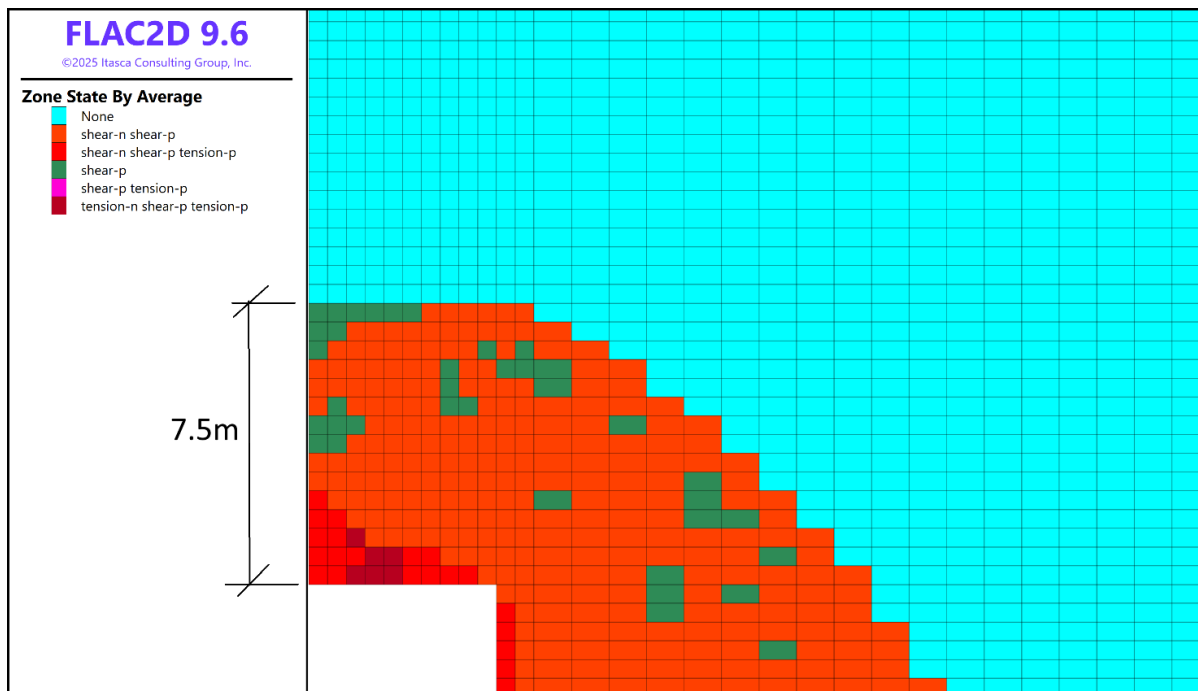


Figura 6.19: Estensione della fascia plastica al fronte

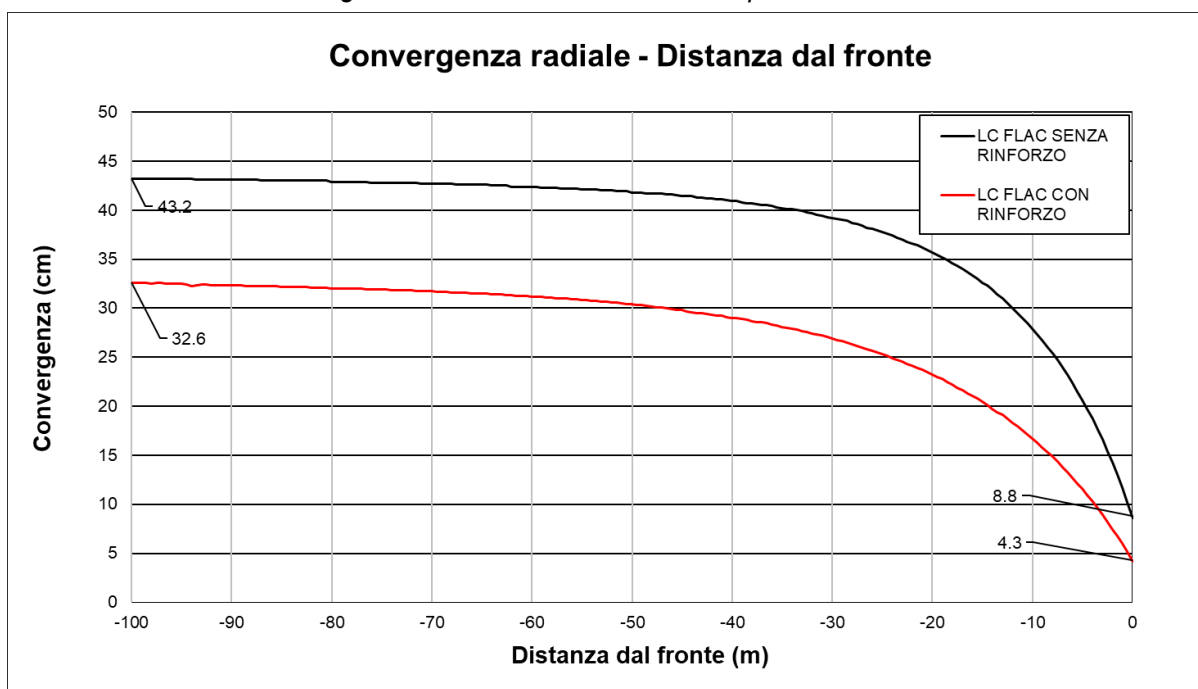


Figura 6.20: Curva Convergenza - Distanza dal fronte

La **convergenza** al fronte subisce una notevole diminuzione:

- Senza Rinforzo: $C_f = 8.8 \text{ cm} \rightarrow \frac{C_f}{R} = 1.76\%$
- Con Rinforzo: $C_f = 4.3 \text{ cm} \rightarrow \frac{C_f}{R} = 0.86\%$

L'estrusione al fronte segue la stessa tendenza:

- Senza Rinforzo: $\varepsilon_f = 28.7 \text{ cm} \rightarrow \frac{\varepsilon_f}{R} = 5.74\%$
- Con Rinforzo: $\varepsilon_f = 13.6 \text{ cm} \rightarrow \frac{\varepsilon_f}{R} = 2.72\%$

Il rinforzo riduce significativamente convergenza ed estrusione, mentre in questo caso lascia invariata l'estensione della fascia plastica.

6.3 Sintesi dei risultati e analisi di sensibilità

In questo paragrafo si raccolgono i risultati ottenuti dalle analisi assialsimmetriche e li si confronta con quelli precedentemente ricavati dal metodo analitico delle Linee Caratteristiche. Di seguito si propongono in forma tabellare i risultati più significativi delle 30 casistiche studiate.

RISULTATI SENZA RINFORZO AL FRONTE									
Casi scelti	H [m]	σ_{cm} / σ_0	Convergenza al Fronte			Convergenza Assoluta	Estrusione al Fronte		Fascia Plastica al Fronte
			Cf/R (LC)	Cf [cm] (FLAC)	Cf /R (FLAC)	Ca /R (FLAC)	Ef/R (FLAC)	Ef/ Cf (FLAC)	Fpl,f / R (FLAC)
EX_01708	1000	0.120	4.50%	9.8	1.96%	11.24%	6.34%	3.23	1.7
EX_01313	750	0.125	9.94%	32.4	6.48%	32.62%	21.40%	3.30	1.6
EX_00001	100	0.162	3.35%	10.2	2.04%	11.10%	6.60%	3.24	1.8
EX_00256	200	0.162	6.70%	19.9	3.98%	22.14%	13.30%	3.34	1.8
EX_01206	500	0.175	2.57%	8.8	1.76%	8.64%	5.74%	3.26	1.5
EX_00509	300	0.178	3.84%	14.3	2.86%	12.64%	9.68%	3.38	1.4
EX_01416	750	0.186	4.12%	10.7	2.14%	32.62%	6.96%	3.25	1.6
EX_00810	400	0.194	2.29%	8.8	1.76%	7.56%	5.96%	3.39	1.1
EX_00512	300	0.202	5.03%	18	3.60%	16.58%	11.90%	3.31	1.1
EX_00861	400	0.210	3.04%	8.8	1.76%	8.64%	5.74%	3.26	1.5
EX_01672	1000	0.212	3.04%	9.3	1.86%	8.62%	6.00%	3.23	1.1
EX_01969	1250	0.213	1.83%	5.5	1.10%	4.70%	3.54%	3.22	1.1
EX_00451	200	0.218	0.68%	1.6	0.32%	1.62%	1.04%	3.26	1.6
EX_00765	400	0.221	3.63%	14.1	2.82%	11.88%	9.22%	3.27	1.1
EX_02738	2000	0.240	3.02%	9.1	1.82%	8.18%	5.76%	3.16	1.1
EX_01673	1000	0.244	2.01%	6.7	1.34%	5.84%	4.38%	3.27	1.3
EX_01418	750	0.260	1.40%	4.7	0.94%	3.92%	3.12%	3.32	1.1
EX_00514	300	0.267	2.58%	10.2	2.04%	8.48%	6.88%	3.37	1.3
EX_00769	400	0.267	3.46%	13.6	2.72%	11.32%	9.22%	3.39	1.1
EX_00259	200	0.267	1.72%	6.8	1.36%	5.66%	4.58%	3.37	1.1
EX_00517	300	0.270	3.64%	13.7	2.74%	11.94%	9.24%	3.37	1.18
EX_00562	300	0.270	1.95%	7.4	1.48%	6.30%	4.98%	3.36	1.2
EX_00356	200	0.279	1.02%	3.2	0.64%	2.90%	2.14%	3.34	1.3
EX_01329	750	0.282	3.38%	13.3	2.66%	11.02%	9.00%	3.38	1
EX_01025	500	0.294	3.56%	14.1	2.82%	11.38%	9.70%	3.44	1
EX_02489	1750	0.304	1.67%	5.5	1.10%	4.62%	3.58%	3.25	0.9
EX_01070	500	0.310	1.88%	7.4	1.48%	6.12%	5.08%	3.43	0.9
EX_02242	1500	0.314	2.01%	6.2	1.24%	5.46%	3.98%	3.21	1
EX_02247	1500	0.349	1.76%	5.6	1.12%	4.74%	3.60%	3.21	1.1
EX_02750	2000	0.363	1.42%	4.9	0.98%	3.76%	3.20%	3.27	0.8

Tabella 6.1: Risultati delle analisi assialsimmetriche senza rinforzo al fronte

RISULTATI CON RINFORZO AL FRONTE								
Casi scelti	H [m]	Densità del Rinforzo [n/m ²]	Incremento di Coesione Equivalente Δc [kPa]	Convergenza al Fronte	Convergenza Assoluta	Estrusione al Fronte		Fascia Plastica al Fronte
				Cf /R (FLAC)	Ca /R (FLAC)	Ef/R (FLAC)	Ef/Cf (FLAC)	Fpl,f/R (FLAC)
EX_01708	1000	1	384.46	1.62%	11.20%	4.98%	3.07	1.5
EX_01313	750	1	377.34	5.28%	11.50%	16.54%	3.13	1.4
EX_00001	100	1	346.54	1.48%	11.04%	4.74%	3.20	0.5
EX_00256	200	1	346.54	2.00%	22.06%	6.30%	3.15	1.3
EX_01206	500	0.5	199.21	0.86%	6.52%	2.72%	3.16	1.5
EX_00509	300	1	376.96	1.78%	12.50%	5.76%	3.24	1
EX_01416	750	1	362.74	1.68%	11.50%	5.14%	3.06	1.4
EX_00810	400	0.7	294.27	1.32%	7.50%	4.36%	3.30	1
EX_00512	300	1	398.72	2.18%	16.44%	6.90%	3.17	0.8
EX_00861	400	0.5	197.00	1.40%	8.60%	4.58%	3.27	1.4
EX_01672	1000	1	417.19	1.56%	8.60%	4.94%	3.17	1
EX_01969	1250	0.5	214.34	1.02%	4.70%	3.26%	3.20	1.1
EX_00451	200	0	0.00	0.32%	1.62%	1.04%	3.26	1.6
EX_00765	400	1	401.15	1.92%	11.72%	6.12%	3.19	0.9
EX_02738	2000	1	419.99	1.66%	8.16%	5.26%	3.17	1.1
EX_01673	1000	1	385.28	1.12%	5.80%	3.60%	3.21	1.2
EX_01418	750	0.5	221.15	0.84%	3.92%	2.70%	3.21	1
EX_00514	300	1	373.89	1.26%	8.36%	4.20%	3.33	1
EX_00769	400	1	407.44	1.86%	11.04%	6.34%	3.41	0.9
EX_00259	200	0.5	206.68	0.92%	5.58%	3.04%	3.30	0.9
EX_00517	300	1	394.89	1.66%	11.80%	5.44%	3.28	1
EX_00562	300	0.5	201.44	1.14%	6.24%	3.70%	3.25	1
EX_00356	200	0	0.00	0.64%	2.90%	2.14%	3.34	1.3
EX_01329	750	1	423.02	2.14%	10.92%	7.08%	3.31	0.9
EX_01025	500	1	414.91	2.08%	11.24%	7.10%	3.41	0.8
EX_02489	1750	0.5	230.97	1.02%	4.60%	3.40%	3.33	0.9
EX_01070	500	0.5	216.48	1.28%	6.08%	4.34%	3.39	0.8
EX_02242	1500	1	217.28	1.10%	5.44%	3.48%	3.16	1
EX_02247	1500	0.5	433.29	1.04%	4.74%	3.34%	3.21	1
EX_02750	2000	1	490.26	0.90%	3.74%	2.94%	3.27	0.8

Tabella 6.2: Risultati delle analisi Assialsimmetriche con rinforzo al fronte

Osservando i risultati chiave riportati in tabella, è possibile fare alcune considerazioni:

1. La convergenza assoluta misurata a distanza infinita dal fronte con il metodo numerico è in buon accordo con quella determinata in modo risultato analitico.
2. **La convergenza al fronte, ipotizzata precedentemente pari a 0.3 volte quella assoluta, è in tutti i casi sovrastimata rispetto a quella ottenuta dalle analisi assialsimmetriche.** I risultati numerici dimostrano, infatti, che:

$$C_f \cong 0.17 \div 0.26 C_a$$

Con un valor medio prossimo a:

$$C_f \cong 0.22 C_a$$

L'ipotesi conservativa fatta inizialmente si dimostra comunque adeguata al livello di precisione richiesto dalle fasi preliminari del dimensionamento e consente valutazioni conservative del comportamento dell'ammasso e della necessità di rinforzo del fronte.

È possibile, quindi, apportare questa modifica desunta dall'esito delle analisi numeriche all'intero spettro di casistiche studiate con il metodo delle Linee Caratteristiche, correggendo di fatto l'ipotesi fatta precedentemente di $C_f = 0.30 C_a$ con $C_f = 0.22 C_a$.

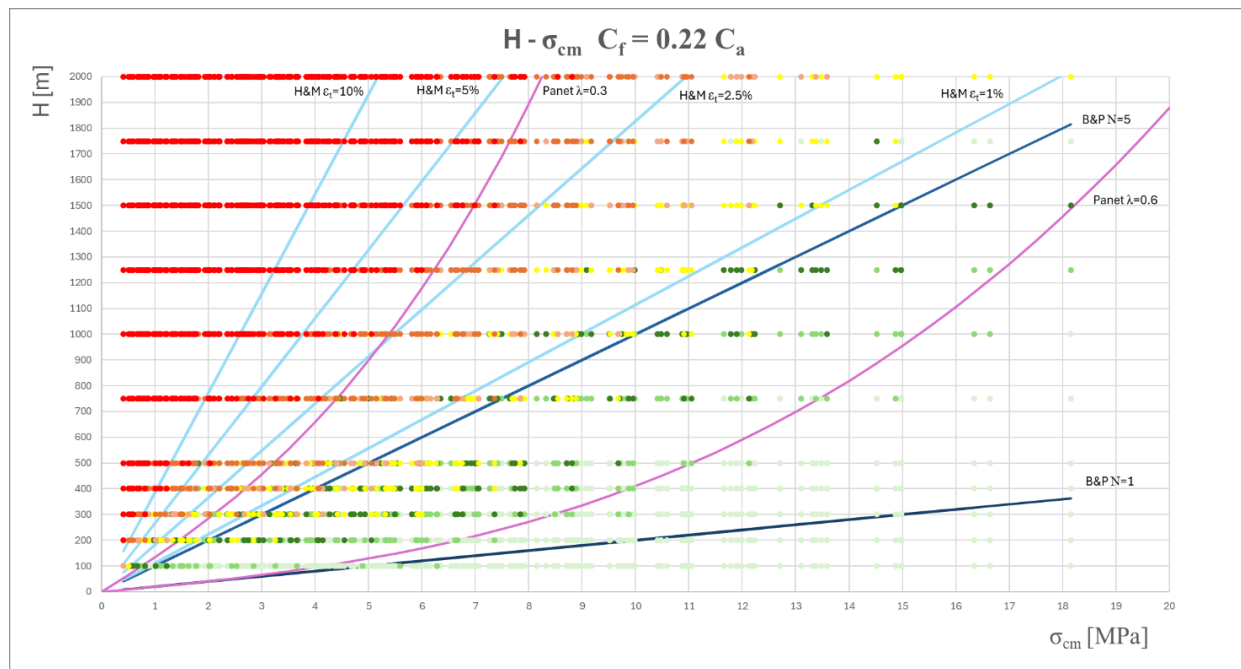


Figura 6.21: Criteri di stabilità a confronto secondo la nuova ipotesi di convergenza al fronte

Fronte stabile			Fronte stabile a breve termine	Tendenza all'instabilità del fronte	Fronte instabile	Fronte molto instabile
$\frac{c_f}{R} \leq 0.3\%$	$0.3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 1\%$	$1\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 2\%$	$2\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 3\%$	$3\% \leq \frac{c_f}{R} \leq 10\%$	$\frac{c_f}{R} \geq 10\%$

Si osserva, pertanto, un generale miglioramento delle condizioni di stabilità di tutte le 2750 combinazioni, dove diverse casistiche ricadono in un intervallo di stabilità migliore rispetto alla situazione precedente: alcuni punti arancioni diventano gialli, punti gialli diventano verdi scuro, e così via. In particolare, è interessante notare che questa modifica comporta un ampliamento della forbice che sul grafico identifica le casistiche di fronte stabile a breve termine.

3. L'estrusione mostra valori superiori a tre volte la convergenza al fronte:

$$\frac{\varepsilon_f}{C_f} \cong 3.16 \div 3.44$$

L'estrusione al fronte assume valori molto variabili, in dipendenza delle condizioni geomeccaniche:

$$\frac{\varepsilon_f}{R} \cong 1\% \div 20\%$$

4. L'estensione della fascia plastica al fronte generalmente assume valori confrontabili con il raggio di scavo, ma sussistono situazioni isolate con plasticizzazione più severa:

$$F_{pl,fronte} = 0.8 R \div 1.8 R$$

Gli effetti del rinforzo, applicato iterativamente al fine di raggiungere una convergenza al fronte minore di quella ammissibile dell'1.5%, portano a:

1. Contenere le convergenze al fronte, fino a variazioni percentuali nell'ordine del: $\Delta \left(\frac{C_f}{R} \right) \cong 2\%$
2. Contenere l'estrusione entro valori ridotti rispetto alla situazione senza rinforzo:

$$\frac{\varepsilon_f}{C_f} \cong 1.5 \div 3$$

Con valori percentuali rispetto al raggio decisamente più contenuti:

$$\frac{\varepsilon_f}{R} \cong 1 \div 16.5\%$$

3. Limitare l'estensione della fascia plastica davanti al fronte:

$$F_{pl,fronte} = 0.5 R \div 1.6 R$$

Nel grafico sottostante si riportano le 30 casistiche studiate su un piano $\sigma_{cm}/\sigma_0 - C_f/R$ [%]. La rappresentazione per istogrammi permette di visualizzare l'efficacia del rinforzo caso per caso, ovvero la sua capacità di ridurre la convergenza al fronte.

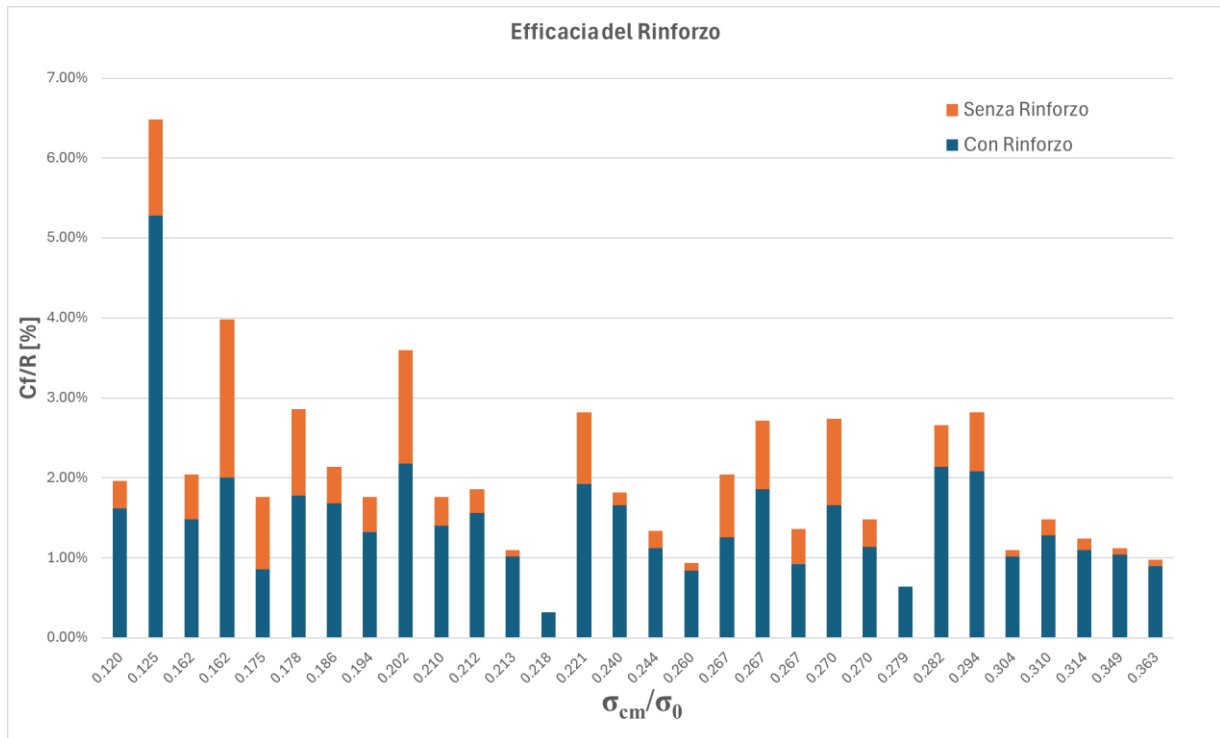


Figura 6.22: Diminuzione della convergenza apportata dal rinforzo al fronte

È interessante notare come ci sia una correlazione tra il rapporto di mobilitazione adimensionale (σ_{cm}/σ_0) e l'efficacia del rinforzo: seppur con delle eccezioni, al crescere del rapporto (σ_{cm}/σ_0) diminuisce l'efficacia del rinforzo, in quanto l'incremento di resistenza del nucleo offerto dagli inclusi è via via più marginale rispetto alla resistenza d'ammasso naturale. I casi diametralmente opposti sono rappresentati dai seguenti scenari:

$$a) H = 500 m \quad \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_0} = 0.08 \quad \rho_{rinforzo} = 0.5/m^2$$

$$\text{Diminuzione percentuale della convergenza: } \Delta_{Cf/R} = 1.76\% - 0.86\% = 0.90\%$$

$$b) H = 2000 m \quad \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_0} = 0.363 \quad \rho_{rinforzo} = 1/m^2$$

$$\text{Diminuzione percentuale della convergenza: } \Delta_{Cf/R} = 0.98\% - 0.90\% = 0.08\%$$

I due scenari sono in antitesi, perché nel primo caso un rinforzo modesto è sufficiente a contenere le deformazioni entro i limiti di efficacia ed efficienza, mentre nel secondo un rinforzo massimo produce un miglioramento esiguo. Questo è spiegabile dal fatto che, nel caso considerato, la copertura di 2000 m, sebbene abbia un'enorme pressione litostatica che abbatta il rapporto di mobilitazione, presenta una resistenza a compressione d'ammasso molto elevata: $\sigma_{cm} = 18.2 MPa$.

Il dimensionamento e la modellazione del rinforzo nelle analisi assialsimmetriche sono affetti da imprecisioni dovute alle **ipotesi semplificative legate al concetto di coesione equivalente**:

- non si modellano esplicitamente gli inclusi;
- non si considera l'interazione incluso-terreno;

- non si riproduce la reale rigidità assiale degli inclusi.

Proprio in ragione delle semplificazioni introdotte nelle analisi assialsimmetriche, il presente studio prevede successivamente lo sviluppo di analisi tridimensionali, nelle quali **il rinforzo viene modellato esplicitamente mediante elementi lineari con specifiche proprietà meccaniche**, consentendo una rappresentazione più realistica dell'**interazione rinforzo - ammasso**. In questo modo sarà possibile verificare l'affidabilità delle ipotesi fatte.

6.4 Analisi Tridimensionali (3D)

Le considerazioni sviluppate finora costituiscono la base per le successive analisi tridimensionali, che sono state condotte su un campione più ristretto di dati, con l'obiettivo di individuare possibili **criteri di ottimizzazione nel dimensionamento del rinforzo al fronte**.

Di seguito vengono messe in evidenza le **6 casistiche indagate con analisi 3D**, selezionate dall'ampio spettro di scenari di partenza seguendo un approccio di variabilità delle convergenze al fronte individuate con le analisi precedenti, dei parametri geomeccanici e delle coperture:

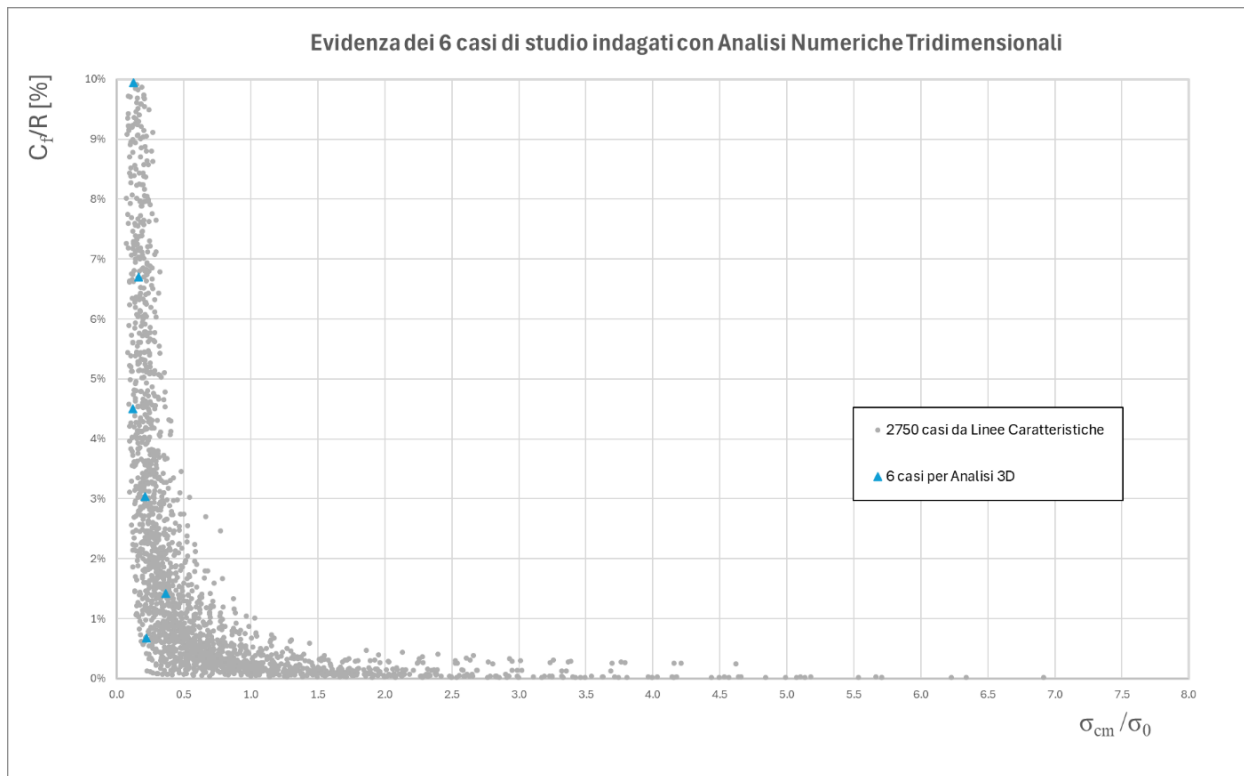


Figura 6.23: Scelta delle casistiche per analisi tridimensionali

Le analisi tridimensionali consentono di simulare in modo realistico il comportamento meccanico del fronte, della cavità e dell'ammasso circostante durante l'avanzamento dello scavo, tenendo conto della propagazione delle deformazioni e delle tensioni nello spazio. Esse permettono di rappresentare con maggiore accuratezza i fenomeni deformativi del fronte, quali convergenza, estrusione ed estensione della fascia plastica, e l'influenza dei sistemi di rinforzo sulla risposta deformativa dell'ammasso.

Le analisi tridimensionali sono state eseguite mediante il software di calcolo FLAC3D (@Itasca Consulting Group), codice numerico basato sul metodo delle differenze finite esplicite, ampiamente utilizzato nella modellazione geotecnica e nella meccanica delle rocce per la simulazione di problemi di scavo in presenza di comportamento non lineare dei materiali.

6.4.1 Descrizione del Modello

Geometria del dominio

- Dimensioni del dominio: $X Y Z = 80 \times 80 \times 60 \text{ m}$
- Raggio di scavo: $R = 5 \text{ m}$

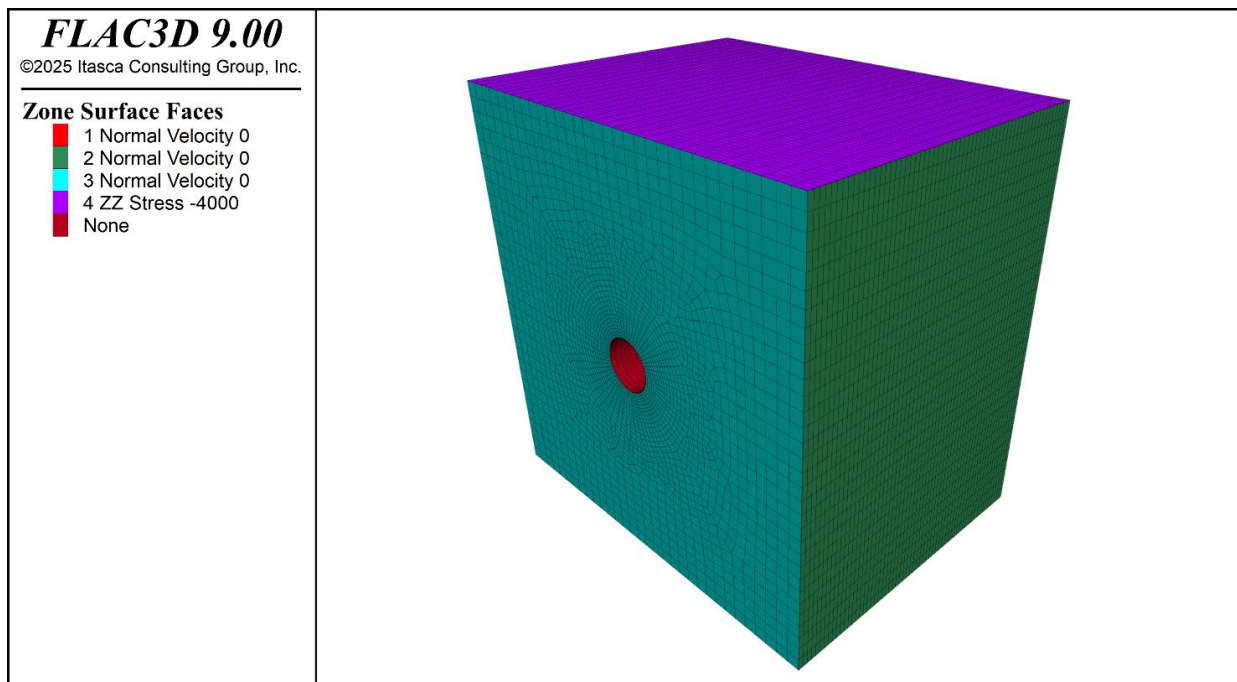


Figura 6.24: Modello su FLAC 3D

Le dimensioni del modello tridimensionale sono state sufficientemente estese rispetto al raggio di scavo per ridurre gli effetti di bordo e impedire che le condizioni al contorno influenzino il campo tensionale e deformativo attorno alla galleria. In questo modo la simulazione riproduce in maniera più realistica la redistribuzione delle tensioni nell'ammasso indisturbato.

Condizioni iniziali

- Stato tensionale iniziale: **campo geostatico** (si tiene conto dell'effetto della gravità)
- Tensione verticale: $\sigma_v = \gamma H$
- Peso di volume dell'ammasso: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Coefficiente di spinta a riposo: $K_0 = 1$

Oltre alla pressione geostatica limitata alle dimensioni del modello, per tenere conto delle elevate coperture delle casistiche di interesse è stato applicato un sovraccarico sulla superficie libera del modello.

Discretizzazione numerica

Per garantire una sufficiente accuratezza dei risultati senza gravare eccessivamente sull'onere computazionale, si è impiegata una *mesh* (tridimensionale a elementi continui) più fitta in prossimità della cavità e più diradata verso gli estremi del modello.

- Dimensione degli elementi in prossimità della cavità: $X Y Z = 40 \times 40 \times 100 \text{ cm}$
- Dimensione degli elementi nelle zone corticali: $X Y Z = 250 \times 250 \times 100 \text{ cm}$

Simulazione dello scavo

Nel presente studio lo scavo è stato simulato mediante una **procedura incrementale** che riproduce l'avanzamento progressivo del fronte e la conseguente redistribuzione delle tensioni nell'ammasso.

- Metodo di simulazione: **scavo incrementale**
- Lunghezza dello step di avanzamento: **1 m**
- Numero di step eseguiti: **36**

Ad ogni step:

1. rimozione degli elementi corrispondenti al volume scavato
2. ricalcolo dello stato tensionale
3. raggiungimento del nuovo equilibrio numerico

Modellazione del rinforzo al fronte

Gli inclusi sono stati modellati mediante **elementi strutturali** che simulano il comportamento assiale degli inclusi e la loro interazione con l'ammasso circostante, attraverso la mobilitazione delle tensioni di aderenza lungo l'interfaccia incluso-sospensione cementizia-terreno.

Parametri variati nell'analisi parametrica:

- Numero massimo di inclusi al fronte ($\rho_{rinforzo} \approx 1/m^2$): **$n^\circ = 70$**
- Interasse degli inclusi (radiale x trasversale): **$r \times t = 0.9 \times 1.1 \text{ m}$**

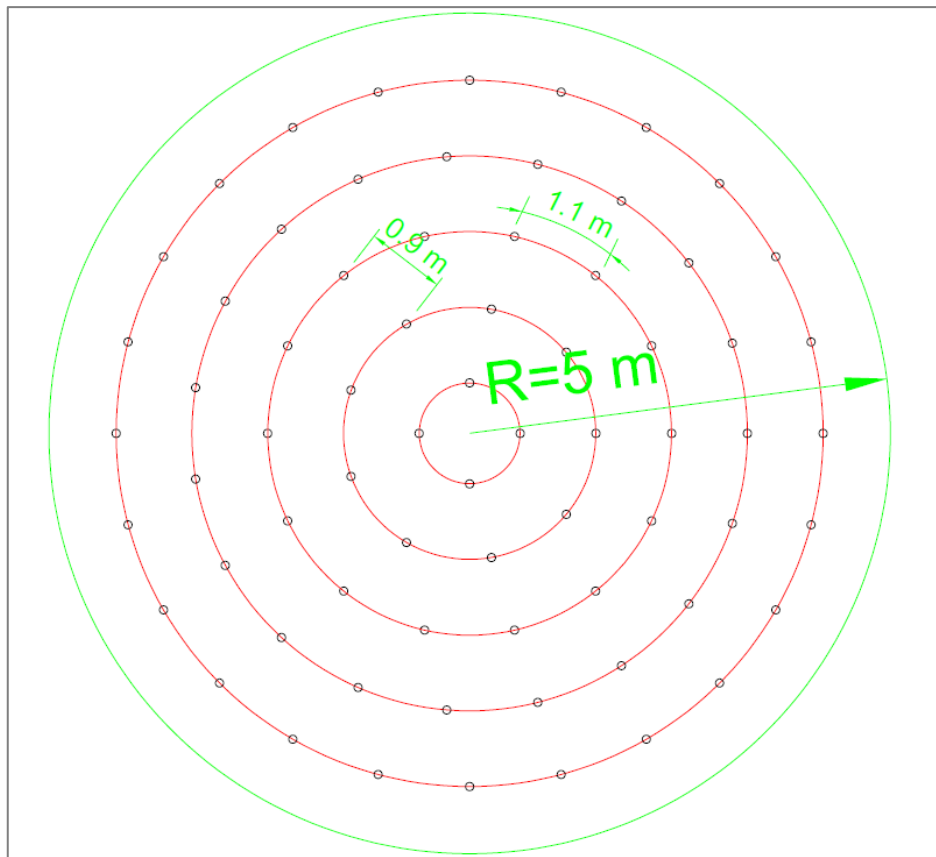


Figura 6.25: Configurazione del rinforzo massimo (1 incluso a metro quadro)

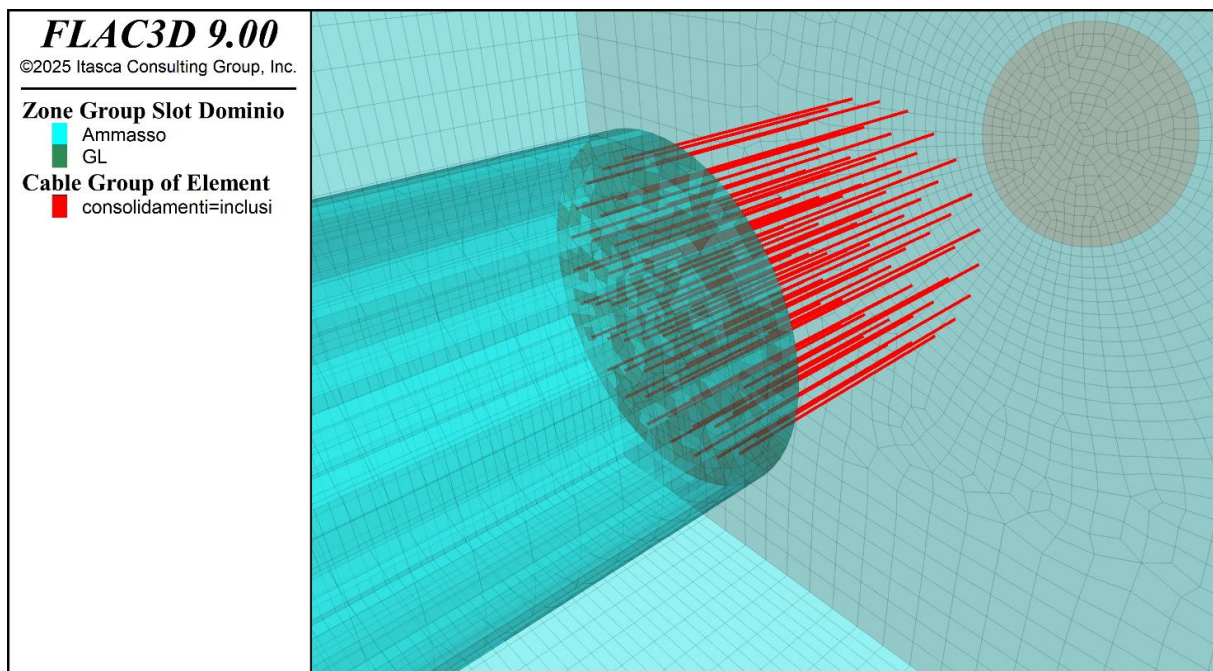


Figura 6.26: Configurazione del rinforzo massimo nel modello (1 incluso a metro quadro)

- Numero minimo di inclusi al fronte ($\rho_{rinforzo} \approx 0.5/m^2$): $n^{\circ} = 41$
- Interasse degli inclusi (radiale x trasversale): $r \times t = 1.3 \times 1.5 \text{ m}$

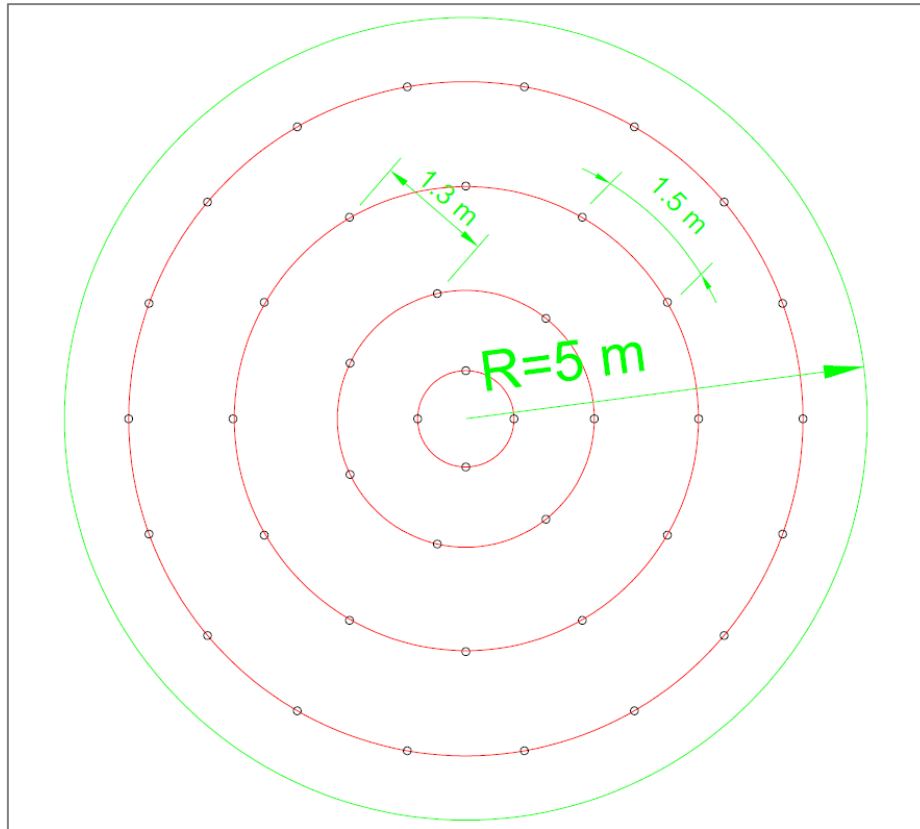


Figura 6.27: Configurazione del rinforzo minimo (1 incluso ogni 2 metri quadri)

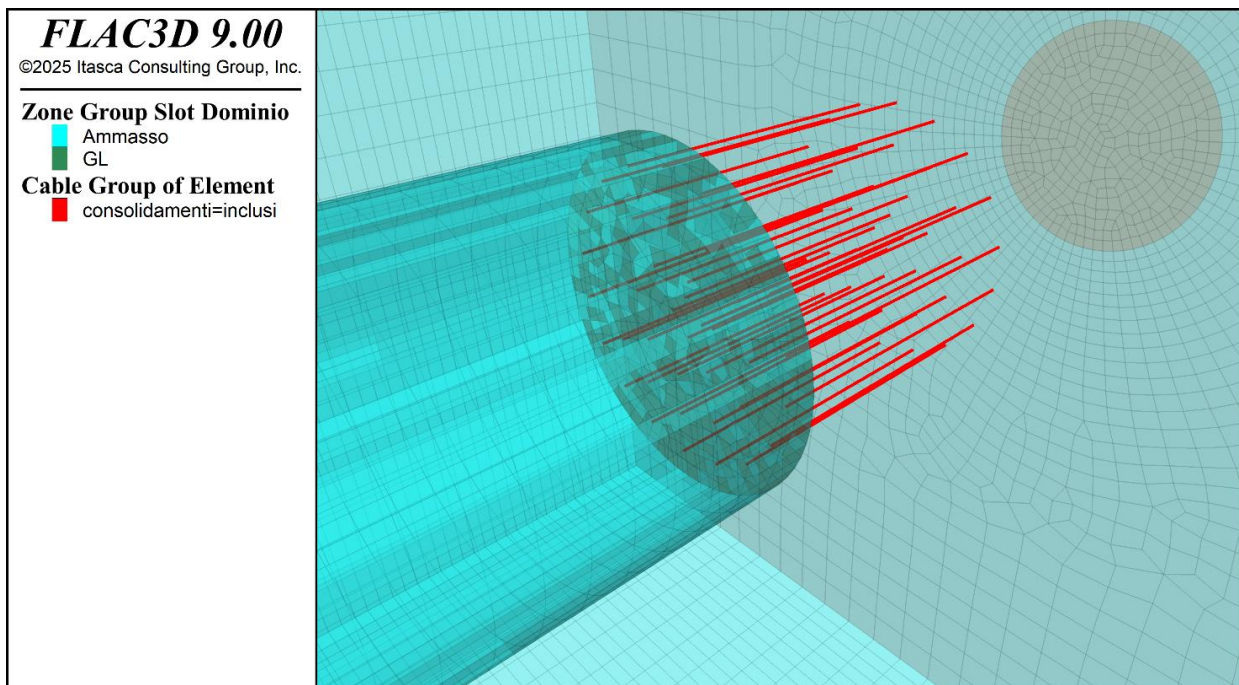


Figura 6.28: Configurazione del rinforzo minimo nel modello (1 incluso ogni 2 metri quadri)

- Lunghezza degli inclusi: $L_{min} = 21 \text{ m}$

- Lunghezza di sovrapposizione: $L_s = 3, 6, 9, 12, 15 \text{ m}$
- Diametro di perforazione: $\phi_{perf} = 0.11 \text{ m}$
- Area della sezione resistente (VTR 60/40): $A = 1570.8 \text{ mm}^2$
- Tensione di snervamento caratteristica dell'incluso: $f_{y,d} = 570 \text{ kPa}$
- Resistenza a trazione caratteristica dell'incluso: $N_{y,k} = 895.4$
- Resistenza a trazione di progetto dell'incluso: $N_{Rd} = \frac{N_{y,k}}{\gamma_F \cdot \gamma_M} = \frac{895.4}{1.3 \cdot 1.5} = 460 \text{ kN}$
- Tensione tangenziale di aderenza mobilitabile:

$$\tau_k = 150, 180, 250, 300, 430, 1000 \text{ kPa}$$

N. B. Nel modello entra sempre il valore di Progetto: $\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_F \cdot \gamma_R} = \frac{\tau_k}{1.3 \cdot 1.1}$

Le ragioni di tale variabilità di parametri nella configurazione del rinforzo del fronte saranno discusse in seguito.

Grandezze di output analizzate

Per valutare l'efficacia e l'efficienza del rinforzo sono stati monitorati i seguenti parametri:

- **Convergenza al Fronte**
- **Estrusione del Fronte**
- **Stato di sforzo degli inclusi (tensioni tangenziali di aderenza e forza assiale)**

6.4.2 Sintesi dei risultati

Prima di investigare i fattori che governano l'efficacia e l'efficienza del rinforzo, si propone un confronto tra le 6 casistiche di interesse, studiate nelle medesime condizioni mediante i diversi metodi di calcolo considerati:

Casi Scelti	H [m]	Densità del Rinforzo [n/m ²]	Convergenza al Fronte			Estrusione al Fronte		Fascia Plastica al Fronte	
			Cf/R (LC)	Cf/R (FLAC 2D)	Cf/R (FLAC 3D)	Ef/R (FLAC 2D)	Ef/R (FLAC 3D)	Fpl/R (FLAC 2D)	Fpl/R (FLAC 3D)
EX_01708	1000	1	3.60%	1.62%	2.37%	4.98%	8.03%	1.5	1.6
EX_01313	750	1	7.90%	5.28%	6.16%	16.54%	18.69%	1.4	1.6
EX_00256	200	1	3.00%	2.00%	3.15%	6.30%	8.08%	1.3	1.6
EX_00861	400	0.5	2.40%	1.40%	1.78%	4.58%	5.75%	1.4	1.4
EX_00451	200	0	0.68%	0.32%	0.36%	1.04%	1.35%	1.6	1.6
EX_02750	2000	1	1.30%	0.90%	0.97%	2.94%	3.70%	0.8	0.8

Tabella 6.3: Risultati delle 6 casistiche investigate a confronto con Linee Caratteristiche e Assialsimmetrici

È interessante notare come i valori di convergenza al fronte ottenuti dalle analisi tridimensionali si collochino quasi sempre in posizione intermedia tra quelli ottenuti dalle LC e quelli

assialsimmetrici: le LC sottostimano l'effetto del rinforzo come aumento della pressione di confinamento mentre le analisi assialsimmetriche lo sovrastimano come coesione equivalente, aspetto che verrà approfondito in seguito.

Allo stesso modo, anche l'estrusione del fronte valutata con il calcolo tridimensionale è sempre maggiore di quella derivante dall'assialsimmetrico, nel quale l'effetto della gravità è stato trascurato avendo imposto uno stato di sforzo isotropo. Sull'estensione della fascia plastica al fronte, invece, non si osservano particolari differenze.

Ai fini dell'individuazione di possibili criteri di ottimizzazione del rinforzo, i sei casi selezionati sono stati ulteriormente sviluppati considerando diverse configurazioni di intervento, ottenute variando i principali parametri che ne governano il comportamento meccanico:

- **Densità** del rinforzo (numero di inclusi al fronte)
- Lunghezza di **sovrapposizione**
- Tensione tangenziale di **aderenza** tra terreno e sospensione cementizia

L'analisi parametrica ha consentito di valutare l'influenza di tali variabili sulla risposta deformativa dell'ammasso, con particolare riferimento alla convergenza e all'estrusione del fronte. Il confronto tra le diverse configurazioni ha anche permesso di individuare le condizioni in cui il sistema di rinforzo risulta maggiormente efficace ed efficiente, fornendo indicazioni utili per l'ottimizzazione del dimensionamento degli interventi al fronte.

I dettagli del calcolo parametrico, per un totale di 29 combinazioni, e i risultati da esso ottenuti sono riportati in *Tabella 6.4* (pagina successiva).

CASI SCELTI	σ_{cm}/σ_0	Rinforzo del Fronte			Convergenza al Fronte	Estrusione al Fronte		Ancoraggio		Forza Assiale negli Inclusi	
		ADERENZA	SOVRAPPOSIZIONE	DENSITÀ	Cf/R (FLAC 3D)	Ef/R	Ef/Cf	Lanc [m]	Ls/Lanc	N _{Ed}	N _{Rd} /N _{Ed}
EX_01708	0.120	430	9	1	2.37%	8.03%	3.39	9.00	1.00	408.00	1.13
		430	9	0.5	2.43%	8.49%	3.49	9.00	1.00	384.00	1.20
		300	9	0.5	2.46%	8.71%	3.54	9.00	1.00	261.00	1.76
		430	15	1	2.16%	6.80%	3.15	11.14	1.35	460.00	1.00
EX_01313	0.125	430	9	1	6.16%	18.69%	3.03	9.00	1.00	438.00	1.05
		430	12	1	5.79%	16.84%	2.91	12.00	1.00	460.00	1.00
		430	15	1	5.46%	14.90%	2.73	9.95	1.51	460.00	1.00
		180	15	1	6.05%	18.04%	2.98	15.00	1.00	274.00	1.68
EX_00256	0.162	430	9	1	3.15%	8.08%	2.56	9.00	1.00	438.00	1.05
		430	12	1	2.65%	6.28%	2.37	9.19	1.31	460.00	1.00
		430	15	1	2.27%	4.55%	2.01	9.16	1.64	448.00	1.03
EX_00861	0.210	Rinforzo Assente			1.92%	6.77%	3.53	Rinforzo Assente			
		250	9	1	1.78%	5.80%	3.26	9.00	1.00	251.00	1.83
		300	9	1	1.75%	5.63%	3.21	9.00	1.00	302.00	1.52
		430	9	1	1.70%	5.24%	3.08	9.00	1.00	436.00	1.06
		600	9	1	1.64%	4.85%	2.95	8.88	1.01	460.00	1.00
		430	9	0.5	1.78%	5.75%	3.23	9.00	1.00	446.00	1.03
		430	15	1	1.44%	3.78%	2.63	9.04	1.66	446.00	1.03
EX_00451	0.218	430	3	0.5	0.28%	0.95%	3.42	3.00	1.00	132.00	3.48
		430	6	0.5	0.27%	0.87%	3.16	6.00	1.00	258.00	1.78
		430	9	0.5	0.27%	0.86%	3.18	6.68	1.35	275.00	1.67
		150	9	0.5	0.29%	0.94%	3.28	9.00	1.00	145.00	3.17
		300	9	0.5	0.30%	0.89%	3.00	6.94	1.30	232.00	1.98
EX_02750	0.363	430	9	1	0.97%	3.70%	3.81	7.29	1.23	283.00	1.63
		430	9	0.5	0.97%	3.76%	3.86	6.13	1.47	264.00	1.74
		430	15	1	0.94%	3.45%	3.68	5.51	2.72	288.00	1.60
		430	15	0.5	0.96%	3.60%	3.75	5.91	2.54	268.00	1.72
		1000	9	1	0.95%	3.54%	3.71	4.81	1.87	460.00	1.00
		1000	15	0.5	0.93%	3.36%	3.59	5.40	2.78	460.00	1.00

Tabella 6.4: Analisi parametriche 3D su possibili configurazioni di rinforzo al fronte

6.4.3 Considerazioni su efficacia ed efficienza del rinforzo

Le analisi tridimensionali hanno consentito di verificare la bontà delle ipotesi adottate nella modellazione del rinforzo mediante il metodo delle Linee Caratteristiche e mediante modelli assialsimmetrici. In particolare, tali ipotesi prevedono la trasformazione dell'incremento di pressione radiale di confinamento esercitato sul nucleo (Δp) rispettivamente:

- I. in una tensione principale σ_3 applicata al fronte di scavo (approccio delle Linee Caratteristiche);
- II. in un incremento di coesione Δc equivalente dell'ammasso (approccio assialsimmetrico).

Alla luce dei risultati ottenuti (*Tabella 6.3*) dal più accurato calcolo tridimensionale, si può affermare che la prima delle due ipotesi, implementata nel calcolo analitico, è in generale conservativa e a favore di sicurezza, sia nel calcolo delle convergenze che nel dimensionamento del rinforzo al fronte. La seconda ipotesi, invece, conduce a una sottostima della convergenza al fronte rispetto ai risultati del calcolo tridimensionale; per tale motivo essa deve essere valutata con particolare attenzione in fase di dimensionamento.

Considerazioni interessanti possono essere fatte anche sul rapporto tra **convergenza ed estrusione** (*Tabella 6.4*): dai risultati del calcolo tridimensionale si nota come la presenza del rinforzo al fronte riduca in maniera pronunciata l'estrusione del fronte, a dimostrazione dell'effetto di contenimento degli inclusi, mentre l'incremento dei parametri del rinforzo al fronte non produce un effetto altrettanto benefico sulla convergenza. Questo fenomeno si osserva bene nella casistica EX_00861 riportata in tabella, dove a un miglioramento dell'estrusione dal 6.77% al 3.78% corrisponde un miglioramento della convergenza dall'1.92% all'1.44%.

Questo aspetto è particolarmente rilevante perché permette di riflettere su un aspetto dibattuto, ovvero se il controllo dell'estrusione sia condizione necessaria e sufficiente per il controllo della convergenza. Queste analisi mostrano senz'altro una corrispondenza tra le due grandezze, ma allo stesso tempo evidenziano che **il rinforzo del fronte risulta più efficace nel controllo dell'estrusione piuttosto che della convergenza**. Per quest'ultima, rimane essenziale il contributo confinante dei rivestimenti di prima fase, che agiscono limitando le deformazioni dell'ammasso, argomento già affrontato nel cap. 4.3.4. Tuttavia, il contributo confinante dei rivestimenti non è stato tenuto in considerazione in questa tesi e queste osservazioni ne suggeriscono già l'importanza per successive analisi e sviluppi futuri.

Utili considerazioni su efficacia ed efficienza del rinforzo possono essere tratte osservando il rapporto tra **aderenza e resistenza** dell'incluso, cioè come varia nelle diverse combinazioni la lunghezza di ancoraggio dell'incluso rispetto alla sollecitazione assiale alla quale è sottoposto:

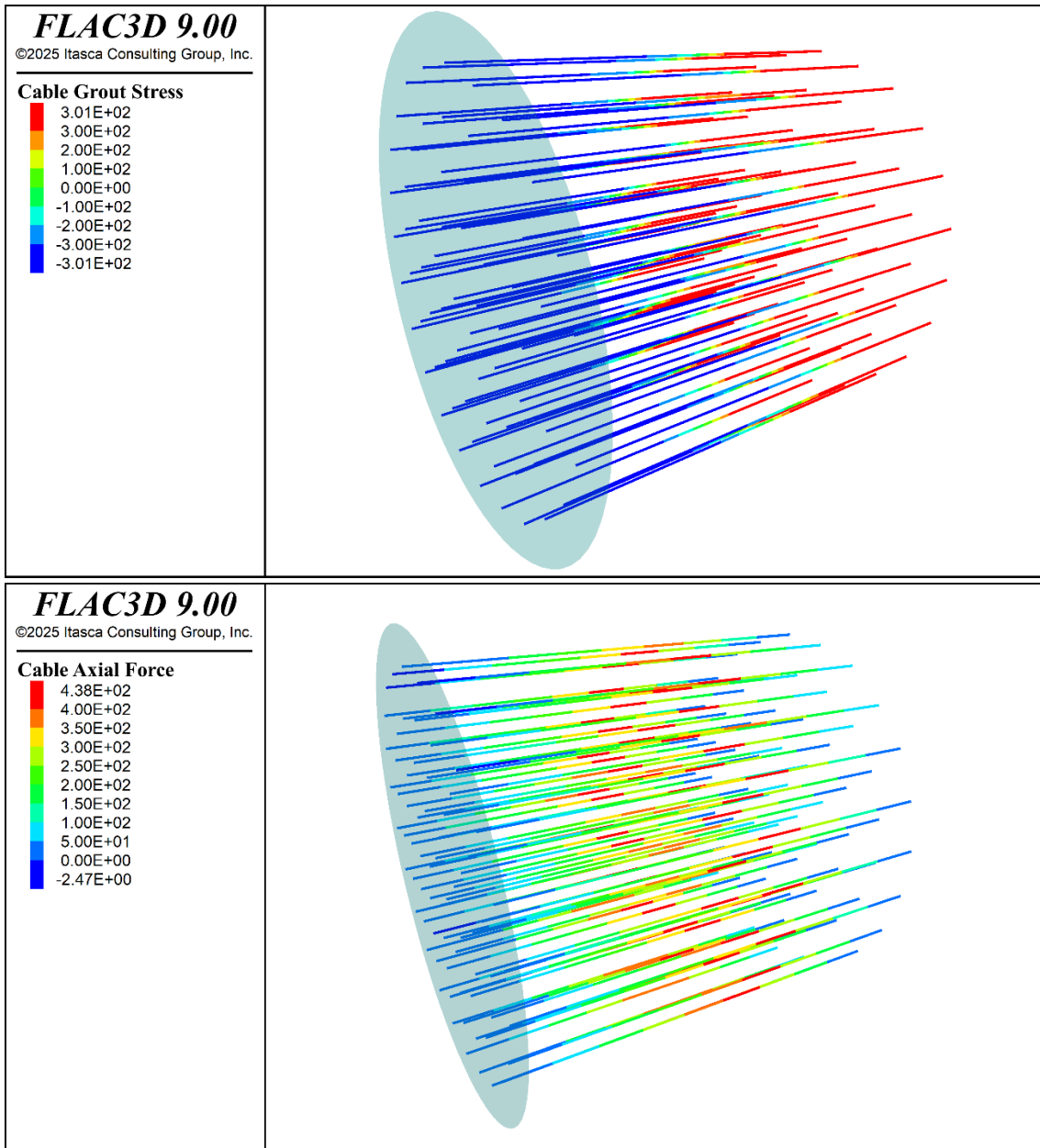
➤ Se $L_{anc} = L_s$ e $N_{Ed} = N_{Rd}$

situazione teorica in cui **l'incluso sfrutta appieno le proprie risorse di aderenza e resistenza**. Si ha la rottura simultanea per superamento della resistenza a trazione e per sfilamento. Questa situazione è problematica per l'efficacia ed è indice del fatto che il rinforzo non è sufficiente a contenere le deformazioni del fronte. In questi casi bisogna

potenziare il sistema di rinforzo, aumentandone densità e sovrapposizione. Se tali interventi non comportano un effettivo miglioramento, è necessario adottare misure di consolidamento aggiuntive, non considerate in questa tesi.

Questa situazione si verifica, per esempio, nella casistica EX_00256 .1, dove si ha la seguente configurazione di rinforzo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.5/m^2 \\ L_s = 9\text{ m} \\ \tau_k = 430\text{ kPa} \rightarrow \tau_d = 300.7\text{ kPa} \end{array} \right.$$

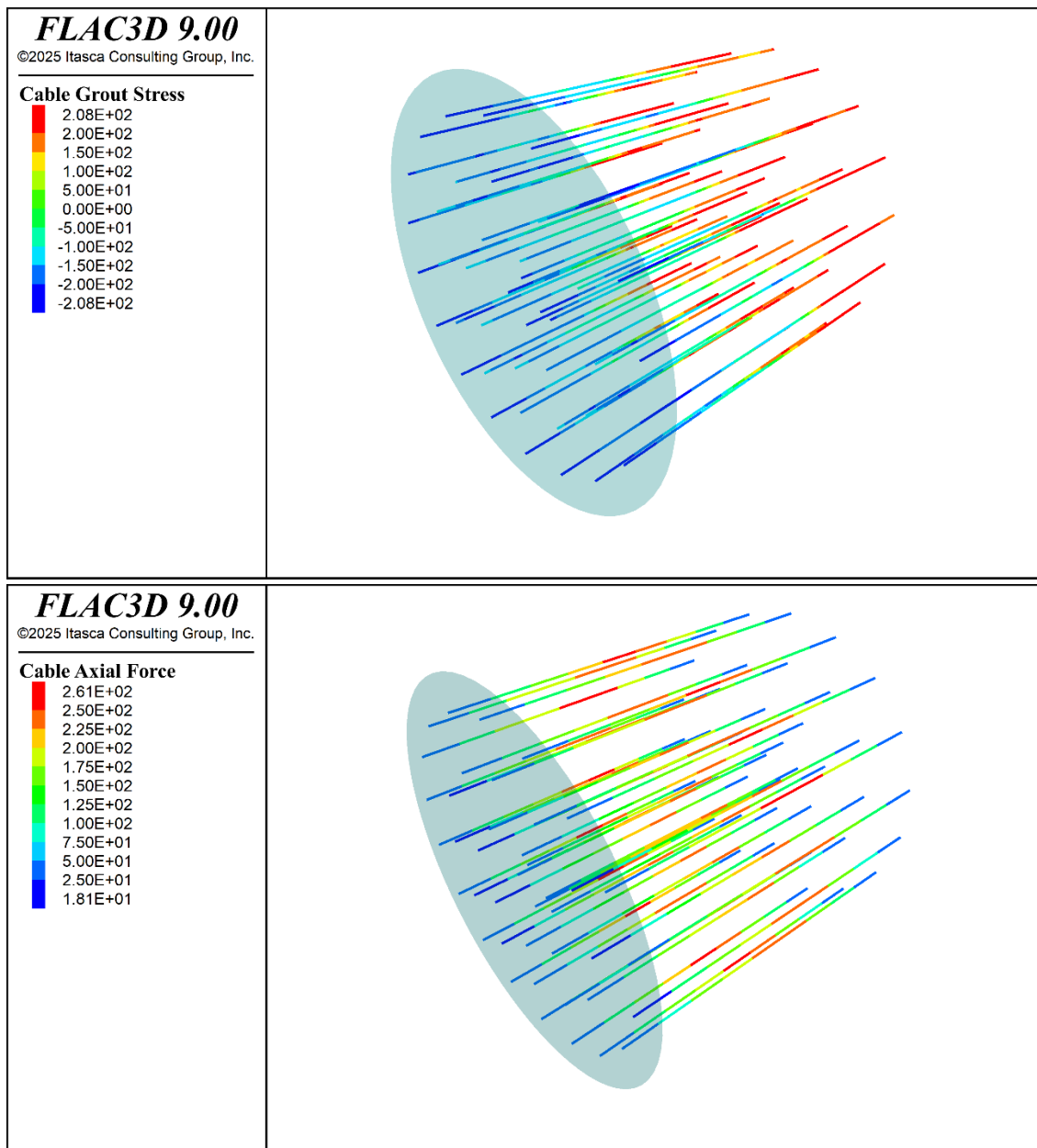


➤ Se $L_{anc} = L_s$ e $N_{Ed} < N_{Rd}$

l'incluso mobilita tutta l'aderenza disponibile, ma non tutta la resistenza. L'incluso si sfilava prima di rompersi e parte delle risorse di resistenza dell'incluso non vengono sfruttate, il che denuncia problemi di efficienza. In questi casi è opportuno incrementare la lunghezza di sovrapposizione ed eventualmente la densità del rinforzo, in modo che si abbia lo sviluppo di tutta o buona parte della resistenza.

Questa situazione si verifica, per esempio, nella casistica EX_01708 .3, dove si ha la seguente configurazione di rinforzo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.5/m^2 \\ L_s = 9\ m \\ \tau_k = 300\ kPa \rightarrow \tau_d = 209.8\ kPa \end{array} \right.$$

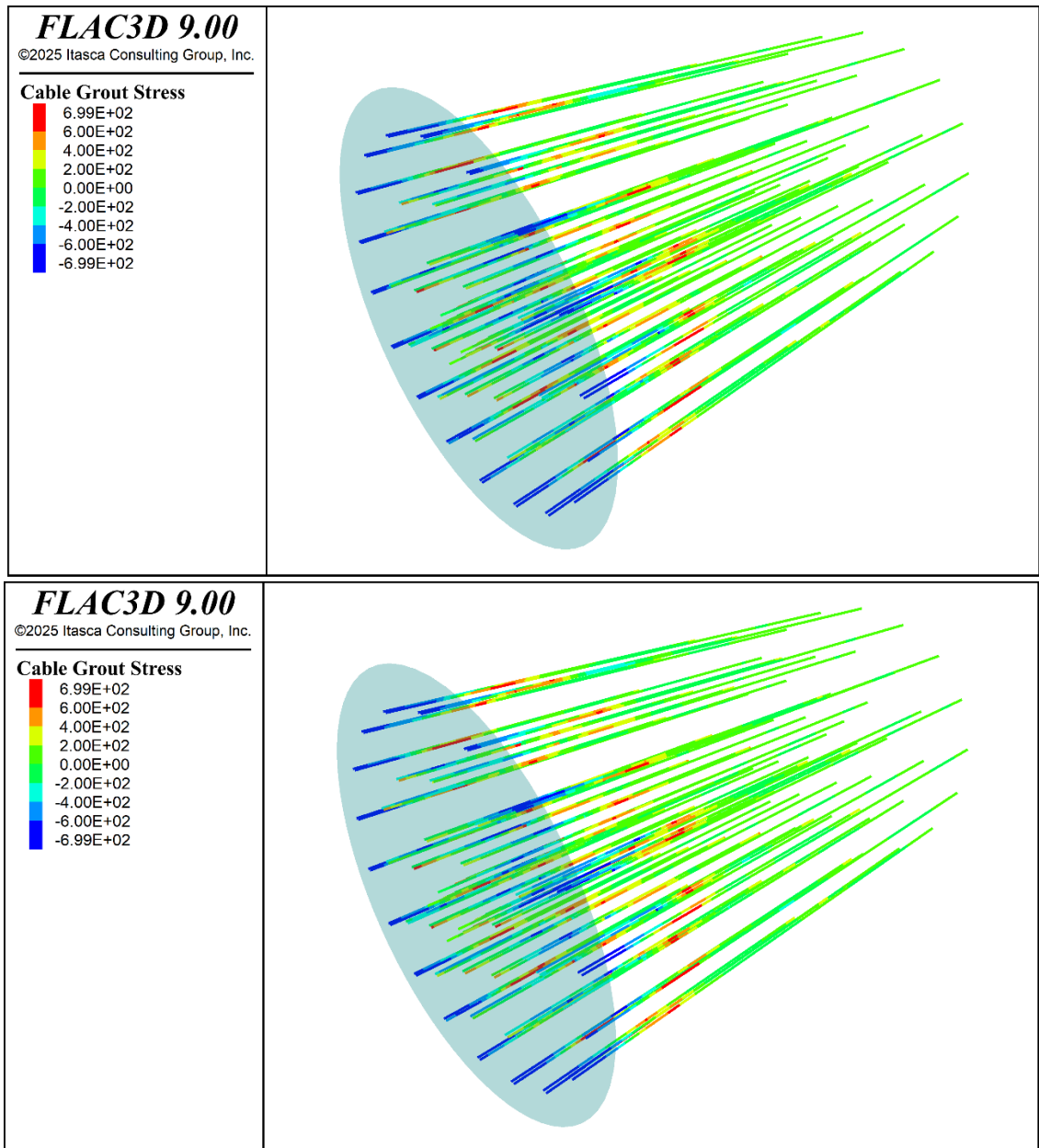


➤ Se $L_{anc} < L_s$ e $N_{Ed} = N_{Rd}$

sull'incluso si mobilita la massima resistenza disponibile e **la lunghezza di sovrapposizione è sufficiente a mobilitare tutta la resistenza**. Condizioni di efficacia ed efficienza sono raggiunte. Se le condizioni deformative del fronte lo consentono, in questi casi si può eventualmente ridurre la lunghezza di sovrapposizione, sfruttando lunghezze di campo maggiori.

Questa situazione si verifica, per esempio, nella casistica EX_02750 .6, dove si ha la seguente configurazione di rinforzo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.5/m^2 \\ L_s = 15 \text{ m} \\ \tau_k = 1000 \text{ kPa} \rightarrow \tau_d = 699.3 \text{ kPa} \end{array} \right.$$

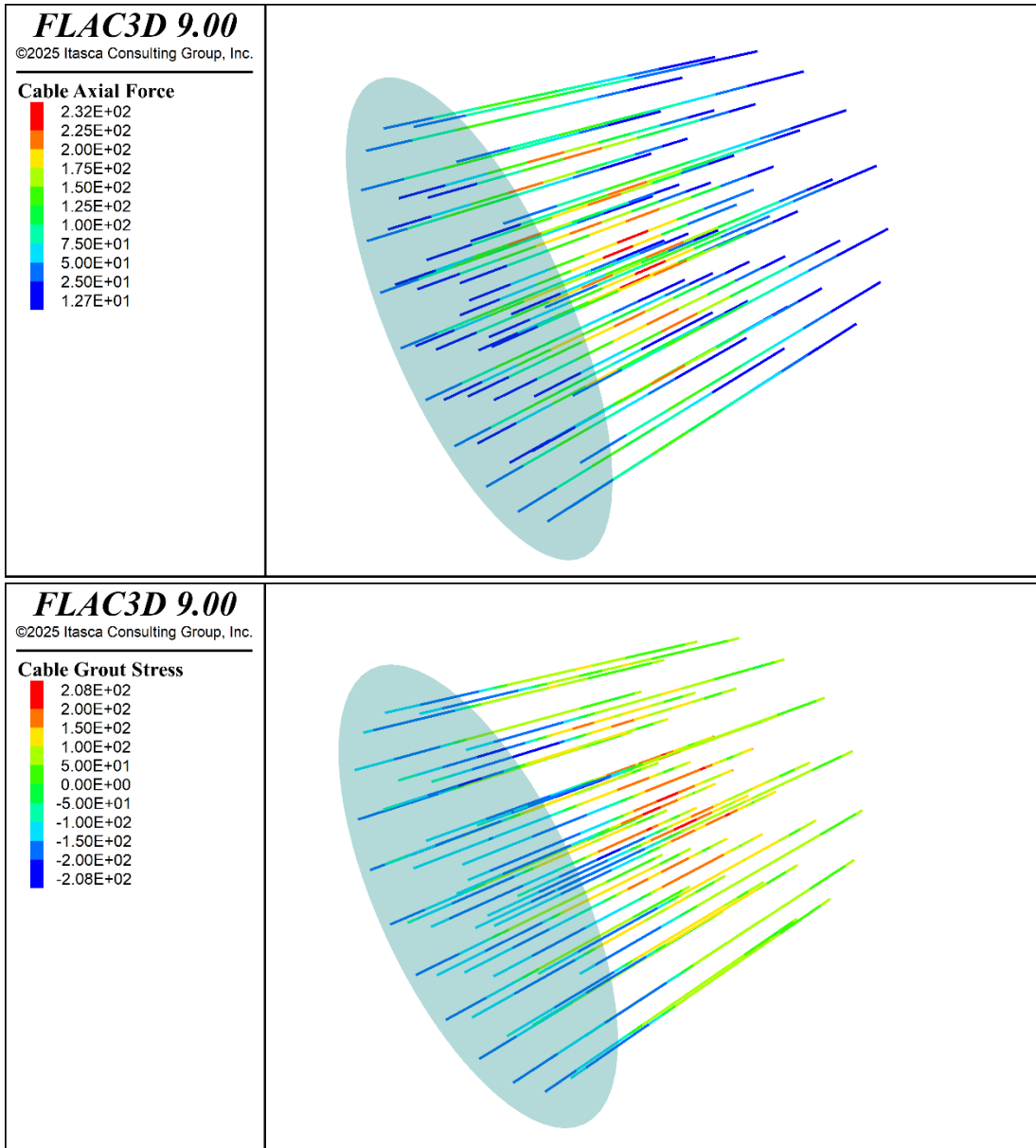


➤ Se $L_{anc} < L_s$ e $N_{Ed} < N_{Rd}$

situazione di stabilità in cui l'incluso lavora poco rispetto alle sue risorse. In questi casi si punta a ridurre l'entità del rinforzo, minimizzando lo spreco di risorse non necessarie. È opportuno accertare l'effettiva necessità del rinforzo.

Questa situazione si verifica, per esempio, nella casistica EX_00451 .5, dove si ha la seguente configurazione di rinforzo:

$$\begin{cases} \rho = 0.5/m^2 \\ L_s = 9\text{ m} \\ \tau_k = 300\text{ kPa} \rightarrow \tau_d = 209.8\text{ kPa} \end{cases}$$



Riferimenti Bibliografici

[1] ANAS – *Linee Guida per la progettazione della sicurezza nelle gallerie stradali*, ANAS, Edizione 2009 (Quaderni tecnici ANAS)

[2] Itasca Consulting Group, Inc. (2023). *FLAC 2D-3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Minneapolis: Itasca.

7. Conclusioni e sviluppi futuri

La presente ricerca si è posta l'obiettivo di indagare le condizioni di **efficacia ed efficienza del rinforzo al fronte**, definendo la prima come la capacità del sistema di garantire la stabilità del fronte e di limitare le deformazioni dell'ammasso entro livelli compatibili con la sicurezza dello scavo, e la seconda come la possibilità di conseguire tali obiettivi ottimizzando l'impiego delle risorse e riducendo il rischio di sovradimensionamento degli interventi.

L'analisi è stata condotta con riferimento a **cavità naturali non rivestite, scavate in ammassi rocciosi a medio-alta copertura, realizzate mediante metodi convenzionali**, considerando il rinforzo del fronte esclusivamente attraverso **inclusi**, senza prendere in esame altre tecniche di consolidamento o il contributo del rivestimento di prima fase. La metodologia di ricerca si è articolata secondo un approccio progressivo, basato su diversi livelli di approfondimento e di complessità di calcolo, seguendo un iter proprio dei vari gradi di dettaglio della progettazione.

In una prima fase è stata condotta un'**analisi parametrica preliminare** su un ampio insieme di casistiche geomeccaniche e condizioni al contorno (coperture), valutate mediante il **metodo analitico delle Linee Caratteristiche**. Questo approccio ha consentito di esplorare uno spettro molto ampio di combinazioni di parametri dell'ammasso e condizioni di copertura, ottenendo una prima stima delle convergenze attese e individuando, sulla base di un criterio comunemente adottato, le condizioni in cui il fronte di scavo può risultare naturalmente critico o stabile.

Le casistiche sono state successivamente analizzate mediante diversi metodi analitici associati a propri criteri di giudizio **presenti in letteratura**, effettuando confronti sistematici tra i risultati ottenuti in termini di convergenza e condizioni di stabilità del fronte. Tali confronti hanno permesso di effettuare una prima **scermatura del dataset iniziale**, individuando un sottoinsieme di configurazioni ritenute maggiormente rappresentative ai fini del dimensionamento del rinforzo.

Il **predimensionamento del rinforzo al fronte** mediante il metodo delle Linee Caratteristiche ha consentito di sviluppare ulteriori valutazioni sulle configurazioni di intervento e di affinare ulteriormente il set di casi studio da sottoporre alle successive analisi numeriche. In questa fase l'attenzione è stata rivolta in particolare all'individuazione delle condizioni in cui il solo rinforzo non risulta sufficiente a garantire la stabilità del fronte e di quelle in cui, al contrario, esso risulta marginale o potenzialmente sovradimensionato.

I risultati ottenuti consentono quindi di delineare **criteri di normalizzazione e domini di progetto**, che permettono di effettuare una valutazione preliminare della configurazione di rinforzo più appropriata in funzione delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso e delle condizioni al contorno. Tali strumenti risultano particolarmente utili nelle prime fasi di progettazione, quando è necessario individuare rapidamente soluzioni tecnicamente efficaci evitando al contempo di sovradimensionare gli interventi.

La terza fase della ricerca è stata quindi sviluppata mediante **modellazione numerica**, articolata in analisi assialsimmetriche e tridimensionali.

Le **analisi assialsimmetriche** hanno permesso di rappresentare con maggiore accuratezza il comportamento complessivo della cavità rispetto ai metodi analitici e ai criteri empirici ad essi associati, consentendo di valutare non solo le convergenze del cavo ma anche **l'estrusione del fronte**, grandezza non direttamente determinabile nelle precedenti fasi di analisi. Il confronto tra configurazioni con e senza rinforzo ha fornito indicazioni importanti sul contributo effettivo degli inclusi nel controllo dei fenomeni deformativi e ha permesso di **ridurre alcune delle approssimazioni conservative proprie dei modelli semplificati**.

Le successive **analisi tridimensionali** hanno rappresentato il livello di approfondimento più avanzato della ricerca, in quanto hanno consentito di valutare il comportamento deformativo dell'ammasso nello spazio e di simulare con maggiore realismo le fasi di avanzamento dello scavo e l'interazione tra terreno e rinforzo.

In questa fase è stato possibile affrontare in maniera più approfondita un aspetto introdotto nei capitoli iniziali, ovvero il **legame tra convergenza del cavo ed estrusione del fronte**. I risultati ottenuti, nel limite delle ipotesi adottate e delle approssimazioni insite nello studio, mostrano chiaramente l'esistenza di una correlazione tra queste due grandezze; tuttavia, emerge anche che il **rinforzo al fronte risulta efficace nel contenimento dell'estrusione e nel controllo della convergenza in prossimità del fronte, cioè normalmente prima della messa in opera del rivestimento di prima fase**. Dopo la messa in opera del rivestimento di prima fase, la convergenza risulta infatti fortemente influenzata dal contributo confinante del rivestimento stesso, che limita lo sviluppo delle deformazioni dell'ammasso al contorno della cavità.

Le analisi tridimensionali hanno inoltre permesso di superare alcune delle ipotesi semplificative adottate nelle fasi precedenti di modellazione. Nell'impiego delle Linee Caratteristiche e delle analisi assialsimmetriche, infatti, l'effetto del rinforzo era stato rappresentato mediante schematizzazioni equivalenti, rispettivamente attraverso un **incremento della pressione orizzontale sul fronte** dal rinforzo e mediante un **incremento di coesione equivalente nel nucleo dell'ammasso**. Nel modello tridimensionale, al contrario, il rinforzo è stato rappresentato esplicitamente tramite **elementi strutturali** in grado di simulare il comportamento meccanico degli inclusi e la mobilitazione delle tensioni di aderenza lungo l'interfaccia con l'ammasso.

Questo approccio ha consentito di analizzare, a parità di condizioni geomeccaniche e di copertura, **diverse configurazioni di rinforzo**, variando i principali parametri che ne governano il comportamento (numero di inclusi, lunghezza di sovrapposizione e tensione di aderenza). Il confronto tra le diverse configurazioni ha permesso di individuare **criteri utili alla valutazione dell'efficacia e dell'efficienza del rinforzo**, evidenziando come, in alcune condizioni, l'incremento dell'entità del rinforzo non si traduca necessariamente in un miglioramento significativo della risposta deformativa della cavità.

Si ribadisce che la ricerca è stata condotta entro **specifiche ipotesi di lavoro**, che delimitano il campo di applicabilità dei risultati ottenuti. In particolare, le analisi sono state sviluppate considerando cavità naturali non rivestite e rinforzo al fronte realizzato esclusivamente mediante

inclusi, senza tenere conto di altre tecniche di consolidamento o del contributo del rivestimento di prima fase.

Queste limitazioni aprono interessanti **prospettive per sviluppi futuri della ricerca**. Un primo ambito di approfondimento riguarda l'integrazione, all'interno delle analisi numeriche, del **contributo dei rivestimenti di prima fase**, che svolgono un ruolo fondamentale nel controllo delle deformazioni della cavità e nel contenimento della convergenza. L'analisi congiunta dell'effetto degli inclusi al fronte e del confinamento fornito dal rivestimento permetterebbe di valutare in modo più completo l'interazione tra le diverse componenti del sistema di confinamento.

Un ulteriore sviluppo riguarda le possibilità di considerare i fenomeni deformativi introducendo modelli costitutivi in grado di descrivere sia in modo più realistico e completo il decadimento dei parametri di resistenza al raggiungimento dei limiti di plasticità (*softening* più dilatati), sia il comportamento reologico dell'ammasso roccioso. In molti contesti geomeccanici, infatti, questi aspetti possono influenzare in modo significativo la risposta deformativa dell'ammasso e l'efficacia degli interventi di rinforzo, anche rispetto alle convergenze della cavità.

In prospettiva, l'estensione della metodologia sviluppata in questa ricerca a modelli che includano l'effetto del rivestimento e la dipendenza dei fenomeni deformativi dal decadimento dei parametri di resistenza e dal tempo potrebbe consentire una **valutazione più realistica e integrata del comportamento del fronte di scavo**, migliorando ulteriormente gli strumenti progettuali per il dimensionamento e l'ottimizzazione degli interventi di rinforzo.