La verifica di stabilità del fronte di avanzamento e il progetto del supporto del fronte con metodi numerici 3D

Giovanni CANETTA
CeAS, Centro di Analisi Strutturale, Milano

Nell'ambito della progettazione di gallerie naturali, e soprattutto dell'avanzamento in rocce di mediocri caratteristiche, l'articolo affronta il tema cruciale della determinazione del coefficiente di sicurezza relativo alla stabilità del fronte di avanzamento. Si raffrontano i metodi correntemente utilizzati, basati su ipotesi semplificative e su forme chiuse, con un approccio generale, basato su una modellazione numerica tridimensionale in campo non lineare.
Questo approccio è reso possibile da una particolare implementazione del metodo di discretizzazione ed analisi del continuo, denominato "esplicito alle differenze finite nel dominio del tempo", la cui principale caratteristica è di poter simulare il collasso fino a fasi alquanto avanzate, e da uno specifico metodo di ricerca del coefficiente di sicurezza al collasso, basato sulla riduzione proporzionale delle resistenze dei materiali.
Tali metodi di calcolo, già ben noti e documentati nella letteratura scientifica, vengono brevemente descritti ed illustrati.
L'applicazione del metodo viene poi illustrata mediante la modellazione di sezioni di galleria sia profonde che superficiali, con fronti sia privi di chiodatura che chiodati con elementi in vetroresina, impiegando un codice di tipo professionale già molto diffuso nella pratica progettuale.
In tutti i casi esaminati si riscontra un buon accordo qualitativo con i metodi tradizionali, mentre in generale i valori calcolati del coefficiente di sicurezza sono più favorevoli.
Il modello presentato è volutamente semplificato e può essere implementato in modo semi-automatico, partendo da pochi dati progettuali (caratteristiche geometriche e parametri di resistenza dei materiali),. Esso fornisce un risultato di tipo direttamente utilizzabile nell'applicazione progettuale (coefficiente di sicurezza, in relazione all'entità dell'intervento di supporto del fronte).
Il metodo proposto si propone quindi per l'applicazione nella pratica progettuale, con l'obiettivo di rendere i risultati del calcolo più affidabili e di consentire risparmi negli interventi di supporto del fronte.

Premessa: il problema della stabilità del fronte

Il metodo ADECO RS (rif. [1]) è oggi ampiamente applicato in Italia per la progettazione e la realizzazione di gallerie, e trova la sua maggiore ragion d'essere nello scavo in rocce di scadenti caratteristiche, in rocce spingenti, e in generale in tutti quei casi nei quali le deformazioni plastiche dell'ammasso roccioso portano ad un degrado delle proprietà di resistenza dello stesso ("softening" o rammollimento plastico).
In queste condizioni, non è corretto progettare lo scavo della galleria e i necessari interventi di consolidamento e di presostegno sulla base del solo studio della sezione trasversale: le deformazioni (di tipo tridimensionale) che si verificano davanti al fronte di avanzamento giocano un ruolo fondamentale nel determinare il quadro statico della sezione al momento dell'inserimento del rivestimento di prima fase: in conseguenza delle deformazioni plastiche già avvenute, le proprietà meccaniche dell'anello di roccia attorno al profilo di scavo, avranno subito maggiori o minori variazioni, che si rifletteranno sulla statica della galleria scavata.
In considerazione di ciò, il citato metodo ADECO RS pone al centro del criterio di progetto dello scavo di una galleria proprio la stabilità del fronte; la caratterizzazione primaria dello scavo è dunque proprio la "categoria" del fronte (A: stabile a lungo termine, B: stabile a breve termine, C: instabile) e tutti gli interventi della cosiddetta fase di "terapia" prendono le mosse da questa classificazione.
La necessità di porre al centro del problema il fronte di avanzamento discende, oltre che dall'importanza che la stabilità del fronte stesso assume negli ammassi rocciosi di proprietà scadenti, anche dalla pratica invalsa negli anni recenti, dello scavo a tutta sezione, dunque con fronti di grande superficie e di notevole altezza.
Benché il metodo progettuale proposto sia intrinsecamente tridimensionale, peraltro, nella pratica progettuale si vedono quasi sempre applicati metodi molto semplificati, che, se consentono di avere una risposta in tempi rapidi, rischiano sovente di introdurre approssimazioni così rozze da snaturare il risultato del calcolo stesso.
Tal approssimazioni sono ad esempio:

- lo studio della stabilità del fronte come un problema disaccoppiato dallo studio della sezione trasversale: il calcolo del supporto del fronte viene quindi condotto con metodi che si ispirano all'equilibrio limite globale (ad es., Tamez *et al.*, 1985, e Cornejo, 1989, riff. [2], [3]) oppure con approcci assialsimmetrici (WONG *et al.*, 2004; GUILLOUX *et al.*, 2004, riff. [4], [5]) mentre il calcolo del rivestimento di prima fase viene ispirato dal metodo *convergence – confinement* (Lombardi et al, 1974; Panet, 1995, riff. [6], [7])
- lo studio della sezione trasversale condotta con un approccio assialsimmetrico (ancora Panet, 1995, Carranza-Torres, 2003 , rif. [8]), fortemente approssimata per gallerie con geometria "a ferro di cavallo" oppure poco profonde, oppure con il cosiddetto metodo delle "reazio-

ni iperstatiche", che affida il ruolo statico della roccia attorno al rivestimento (rappresentato con elementi flessibili tipo "trave") ad un letto alla Winkler elastico o elasto – plastico.

Si noti che questi metodi di calcolo sono nati in un'epoca in cui il calcolo automatico muoveva i primi passi: essi costituivano indubbiamente il meglio che si potesse fare all'epoca e sono da considerare pietre miliari dello sviluppo tecnico e scientifico dello scavo delle gallerie. Grazie a questi studi, inoltre sono stati messi molto ben a fuoco i principi statici che regolano l'equilibrio della galleria in fase di scavo.

Oggi, questi metodi conservano appieno la loro validità concettuale, ma sono da applicare, a giudizio dello scrivente, attingendo, laddove necessario, alla disponibilità di strumenti di calcolo attuale.

Lo scopo delle pagine seguenti è quindi quello di illustrare l'applicazione dei metodi numerici di analisi, basati sulle formulazioni agli spostamenti (elementi finiti e differenze finite) in campo statico non lineare in tre dimensioni, alla soluzione del problema *completo* dello scavo di una galleria.

Soluzioni semplificate

Soluzioni basate sull'approccio all'equilibrio limite globale

Nel metodo proposto da CORNEJO, 1989 e TAMEZ, 1985, il meccanismo di collasso del fronte viene idealizzato con la definizione di 3 prismi, indicati nella figura 1 con i numeri 1, 2 e 3, per il caso di galleria superficiale (per il caso di galleria profonda, l'estensione verso l'alto dei prismi 2 e 3 è limitata).

Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti), e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra le risultanti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face safety factor).

Tuttavia, è possibile che la stabilità del prisma 3, gravante sulla zona di galleria non ancora sostenuta, sia più critica rispetto all'equilibrio complessivo dei tre prismi che approssimano il paraboloide. Sarà pertanto necessario determinare entrambi i coefficienti di sicurezza e considerare il minore dei due.

Approccio su modelli numerici assialsimmetrici

L'approccio, che portava inizialmente (PANET, 1995, CARRANZA-TORRES, 2003) a formulazioni analitiche in forma chiusa o tabellare, è oggi direttamente applicabile con codici di calcolo bidimensionali agli elementi finiti o alle differenze finite, mediante i quali viene formulato un modello nel quale l'asse di simmetria coincide con la direzione di avanzamento dello scavo e l'altro asse è disposto in direzione radiale.

In luogo del cuneo di terreno instabile al fronte, si considera qui una "cupola" formata dall'arco di scarico frontale, davanti al quale il terreno è decompresso nella direzione di avanzamento, e conseguentemente, plasticizzandosi per taglio, "rifiuta" la compressione in direzione radiale e viene "estruso" verso l'interno del cavo.

L'approccio assialsimmetrico, per la radicale semplificazione geometrica che introduce, trova applicazione a rigore solo in gallerie profonde, nelle quali la variazione degli sforzi iniziali fra calotta e arco rovescio sia modesta in rapporto al valore assoluto degli stessi, la dissimmetria di sforzo sia trascurabile (Ko ≃ 1) e la geometria della sezione trasversale della galleria sia almeno approssimativamente circolare.

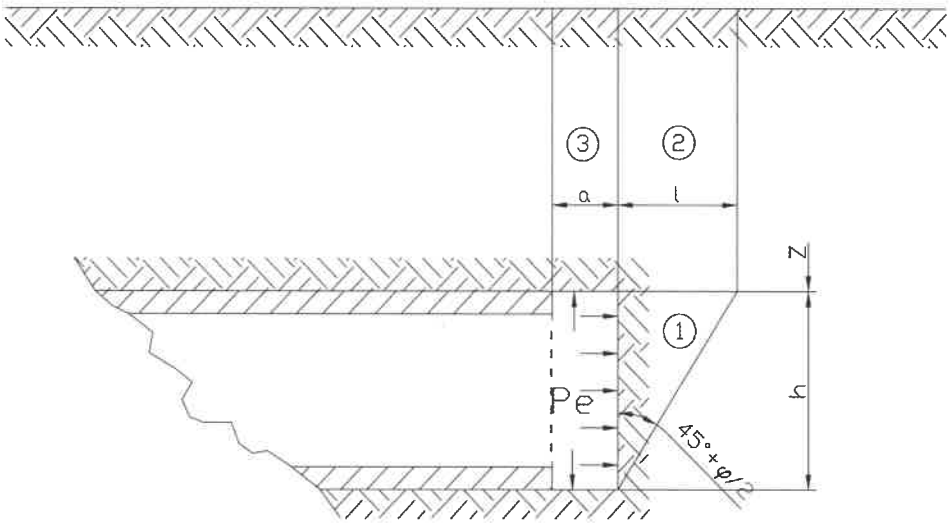

Fig. 1 – Schema di collasso secondo il metodo dell'equilibrio limite globale.

Approccio generale basato sul calcolo numerico in 3 dimensioni

Il problema generale della determinazione del coefficiente di sicurezza

Utilizziamo il termine "generale" nel definire il metodo di calcolo del coefficiente di sicurezza qui descritto, per sottolineare la mancanza di ipotesi semplificative o che restringano la validità della soluzione.

L'approccio qui presentato è basato sulla meccanica del continuo e sull'analisi limite, e quindi risponde ai fondamentali requisiti di rispetto della continuità del materiale e dei vincoli al contorno (il meccanismo di collasso individuato è cinematicamente ammissibile), dell'equilibrio globale e locale, e del legame costitutivo del materiale.

Le approssimazioni / limitazioni introdotte sono dunque unicamente le seguenti:

1) la discretizzazione del problema della meccanica del continuo, tramite un approccio alla differenze finite (o agli elementi finiti). Mediante tale semplificazione, il problema espresso in termini di equazioni differenziali alle derivate parziali si riduce ad un problema espresso in termini di equazioni algebriche, agevolmente risolubile con l'impiego di calcolatori;
2) la semplificazione della legge di comportamento del materiale (roccia, terreno) e degli elementi di supporto (interfaccia chiodi-roccia, ecc.) mediante leggi elastiche – perfettamente plastiche, con inviluppo di rottura alla Mohr-Coulomb.

Come si vede, tali semplificazioni sono del tutto accettabili, e assai comuni nella pratica progettuale. La discretizzazione è, come noto, sotto determinate condizioni, un processo convergente, per cui, prefissato un grado di approssimazione accettabile, esiste sempre una dimensione del reticolo che ne consente il raggiungimento. D'altra parte, la legge costitutiva alla Mohr – Coulomb, alquanto rozza per quanto si riferisce alla riproduzione del comportamento deformativo dell'ammasso, è però accettata universalmente per la descrizione della resistenza del materiale, in special modo in problemi di stabilità.

Come accennato nella parte introduttiva, il calcolo del coefficiente di sicurezza non è agevole con il metodo agli elementi finiti, nella sua formulazione classica, incrementale, alle deformazioni. Con un legame costitutivo di materiale elastico-perfettamente plastico, infatti, procedendo per carichi crescenti (oppure per riduzione proporzionale delle resistenze, come più avanti descritto), all'approssimarsi della situazione di collasso, il determinante della matrice di rigidezza del sistema di equazioni, la cui soluzione fornisce il vettore degli spostamenti incrementali, tende ad azzerarsi (è nullo a rigore al collasso), per cui il raggiungimento della soluzione numerica diviene via via più difficile (impossibile a collasso).

Si propone quindi un metodo alternativo di soluzione del problema discretizzato, che sia in grado di individuare se un moltiplicatore dei carichi (o un coefficiente di riduzione delle resistenze; si veda più oltre per la discussione dell'equivalenza dei due approcci) conduca ad una situazione di stabilità (nel qual caso è staticamente ammissibile, ovvero un minorante del moltiplicatore di carico di collasso) o di instabilità (nel qual caso è cinematicamente ammissibile, ed è un maggiorante del moltiplicatore di carico di collasso).

L'individuazione del coefficiente di sicurezza, ovvero del moltiplicatore di carico di collasso, ovvero ancora del fattore di riduzione proporzionale delle resistenze, passa per una serie di analisi che si differenziano unicamente per il valore di questo parametro e che sono strutturate in modo da fornire una successione convergente al valore cercato.

La formulazione di questo metodo passa dunque attraverso i seguenti passi:

1) la formulazione di un metodo di risoluzione del problema discretizzato che possa fornire una risposta anche in caso di impossibilità di raggiungimento dell'equilibrio sotto i carichi fattorizzati (o con resistenze ridotte)
2) la dimostrazione che il metodo di riduzione proporzionale delle resistenze è adeguato ai nostri scopi per la determinazione del coefficiente di sicurezza, ovvero che aumentare proporzionalmente i carichi agenti (forze instabilizzanti) o ridurre proporzionalmente i parametri di resistenza dei materiali (forze stabilizzanti) conduce al medesimo risultato in termini di definzione del coefficiente di sicurezza (rapporto fra le due risultanti)
3) la definizione della sequenza di analisi numeriche che genera la successione di coefficienti di riduzione delle resistenze convergente al coefficiente di sicurezza.

Tutti questi tre temi sono oggetto di ampia e ormai consolidata letteratura, per cui nel paragrafo seguente si riportano per sommi capi i risultati e si rimanda ai principali contributi sugli argomenti.

Approccio generale, tridimensionale al problema della stabilità del fronte

Cenni sul metodo esplicito alle differenze finite

Poiché, come accennato sopra, la nostra soluzione passa attraverso l'esecuzione di una sequenza di analisi, di ciascuna delle quali non è noto se l'esito sia di stabilità o no, è importante disporre di un metodo che possa fornire la soluzione del problema in entrambi i casi.

Si tratta quindi di rimuovere l'ostacolo posto dalla risoluzione del sistema di equazioni lineari simultanee, il cui determinante diviene nullo a collasso (e col quale quindi non può essere ottenuta una soluzione altro che in caso di stabilità).

La soluzione è stata proposta inizialmente da Cundall, 1976 (rif. [8]) ed è applicata largamente ormai da oltre quindici anni nella pratica professionale.

Nel caso presentato a titolo esemplificativo nella seconda parte dell'articolo, se ne illustra l'applicazione mediante il codice di calcolo FLAC-3D [10].

Ferma restando la formulazione del problema del continuo alle deformazioni (e quindi rimanendo immutati tutti i principali elementi del problema: equazioni e principi di base, incognite, ecc.), si propone un metodo differente di soluzione, che non passa attraverso l'assemblaggio della matrice di rigidezza tangente del sistema, tipica del metodo agli elementi finiti.

Per fornire una spiegazione semplice del metodo (per i dettagli si rimanda alla bibliografia), si consideri una discretizzazione del continuo, con un reticolo del tutto analogo a quello comunemente definito con il metodo classico agli elementi finiti.

Come è noto, considerando un nodo del reticolo, l'incognita è lo spostamento del nodo, al quale sono applicate forze esterne e – per reazione elastica o elasto-plastica - le reazioni interne degli elementi di continuo ad esso collegati (Queste reazioni sono funzione, attraverso il legame costitutivo, del campo di deformazioni del materiale continuo e quindi del campo di spostamenti, e, attraverso le funzioni di forma, degli spostamenti dei nodi del reticolo).

La figura 2 illustra il problema per un oscillatore ad un grado di libertà: la reazione interna è data dalla rigidezza k della molla moltiplicata per lo spostamento u.

In condizioni di equilibrio, la somma vettoriale di tutte le forze applicate al nodo deve essere zero ($F_e=ku$). Ma ciò presuppone che le resistenze (reazioni interne) siano sufficienti a equilibrare le forze esterne applicate. Se le resistenze sono state ridotte o le forze esterne sono state amplificate in modo che tale condizione non si avvera, l'equilibrio statico del nodo non è possibile.

Si consideri allora l'equilibrio dinamico del nodo: se il nodo ha massa m, nasce una forza d'inerzia $-m\ddot{u}$ che, sommata alle altre forze agenti sul nodo, ristabilisce l'equilibrio ($F_e=ku+m\ddot{u}$)

La ricerca dell'equilibrio passa allora attra-

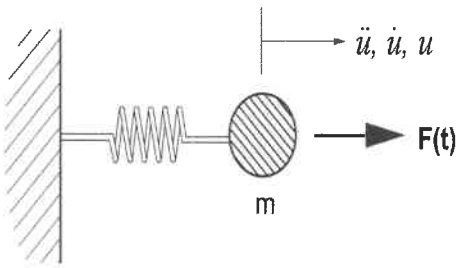

Fig. 2 – Oscillatore a un grado di libertà.

verso la soluzione di tante equazioni scalari indipendenti (ciascuna relativa ad una componente di spostamento di un nodo), definite nel dominio del tempo, quanti sono i gradi di libertà.
L'equilibrio viene ricercato per integrazione nel dominio del tempo, simulando un transitorio pseudo-dinamico, in cui si effettua il calcolo gli spostamenti $u(t)$ istante per istante, per doppia integrazione (discreta) delle accelerazioni $\ddot{u}(t)$ (in questo transitorio agiscono delle forze viscose fittizie, introdotte per smorzare le oscillazioni elastiche e raggiungere rapidamente una situazione stazionaria).
Il procedimento numerico non è soggetto a singolarità numeriche (non vi sono matrici da invertire), e verrà arrestato quando si verifica una di due condizioni:

1) le velocità di tutti i nodi del reticolo scendono al di sotto di un valore minimo di tolleranza, oppure la norma delle forze di inerzia scende al di sotto di una soglia; significa che il sistema è in quiete, in equilibrio.
2) le velocità non tendono a diminuire e quindi gli spostamenti continuano ad aumentare. Pertanto il sistema evolve verso una situazione di collasso, il cui atto di moto è perfettamente calcolabile e illustrabile.

La figura 3 illustra i due casi per l'oscillatore a un grado di libertà di cui sopra.

Il metodo di riduzione proporzionale delle resistenze

Tale metodo è stato formulato inizialmente per la determinazione della stabilità dei pendii. Esso però può essere invocato ogni volta che un problema di stabilità può essere formulato con la ricerca di un rapporto fra forze resistenti e forze instabilizzanti.
La formulazione data da DAWSON *et al.*, 1999 (rif. [11]) è la seguente:
Le proprietà di resistenza (coesione e tangente dell'angolo d'attrito) vengono ridotte per valori di "tentativo" ('trial') del coefficiente di sicurezza

$$c^{trial} = c_o\ (1\ /\ F^{trial})$$
$$\varphi^{trial} = \text{atan}\ (\tan \varphi_o\ /\ F^{trial})$$

in cui c_o e φ_o individuano i valori di riferimento dei parametri di resistenza (valori "di calcolo" nell'ottica della verifica di stabilità allo Stato Limite Ultimo, (con riferimento alle più diffuse normative nazionali e all'Eurocodice 7, rif. [18]), ottenuti dividendo i valori caratteristici per i fattori di sicurezza parziali γ_c, γ_φ).

L'analisi condotta con i valori di tentativo della resistenza sopra definiti potrà dare esito di stabilità o di instabilità.

La determinazione del coefficiente di sicurezza

Dawson *et al*, 1999, getta le basi del cosiddetto "bracketing method" per trovare numericamente il coefficiente di sicurezza. In sostanza, l'intervallo fra due valori di F^{trial} che danno rispettivamente stabilità e collasso, viene dimezzato ripetutamente. Il processo converge rapidamente e si ferma quando l'intervallo diviene sufficientemente piccolo (es., < 0.01). L'ultimo valore trovato è allora, con l'approssimazione stabilita, il coefficiente di sicurezza cercato. Più in dettaglio, il valore di F^{trial} viene definito nel modo seguente:

1. Si ponga inizialmente F^{trial}=1.0, e lo si dimezzi ripetutamente, finché si trova un limite inferiore del coefficiente di sicurezza (primo caso stabile) – lo si chiami FL ("lower bound" = minorante) (molto spesso, il primo valore di FL è proprio 1, ovvero con i parametri di resistenza di progetto l'equilibrio può essere ottenuto)
2. Partendo da F_L, lo si raddoppi ripetuta-

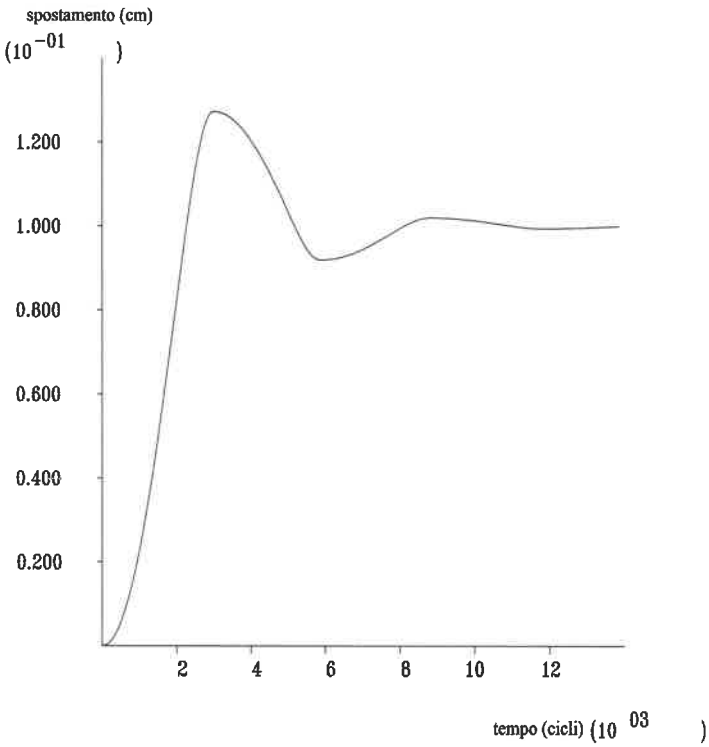

Fig. 3a – Oscillatore semplice. Diagramma spostamenti – tempo per il caso stabile.

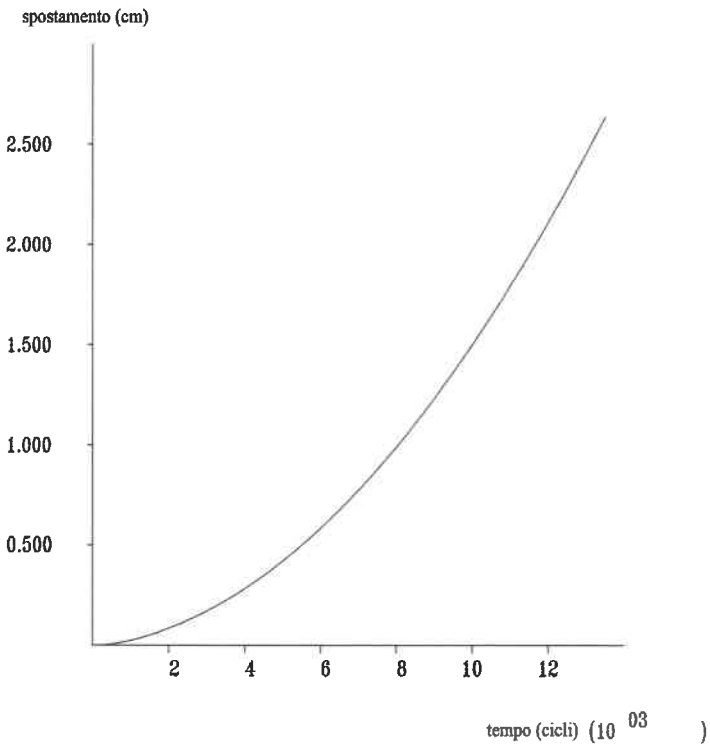

Fig. 3b – Oscillatore semplice. Diagramma spostamenti – tempo per il caso instabile.

mente fino a determinare un limite superiore (primo caso instabile) – sia F_U ("upper bound" = maggiorante) (molto spesso il valore di F_U è 2, ovvero con parametri di resistenza dimezzati non si ha equilibrio. La "forchetta" iniziale fra minorante e maggiorante è quindi spesso fra 1 e 2)

3. Si definisca il nuovo valore di tentativo $F^{trial} = (F_U+F_L)/2$, e si determini se il caso è stabile (e quindi F^{trial} risulta un minorante, per cui si definirà il nuovo valore $F_L=F^{trial}$) o instabile (e allora si porrà $F_U=F^{trial}$).
4. Si ripeta più volte il punto 3 , utilizzando ogni volta l'intervallo dimezzato.
5. Quando la differenza F_U-F_L scende al di sotto di una soglia di tolleranza prestabiluta, ad es. F_U-F_L < 0.005, il ciclo viene arrestato, definendo il coefficiente di sicurezza $F_S=(F_U+F_L)/2$

I risultati di questo metodo (si vedano anche Dawson *et al.*, 2000, Cala *et al.*, 2001, Lorig, 1999 e Roth *et al.*, 2001, riff. [12], [13], [14], [15]) sono stati confrontati, per una verifica ulteriore, ai fini dell'applicazione nella pratica progettuale, sia con risultati in forma chiusa (Chen, 1975, rif. [16]), sia con una serie di risultati ottenuti con i classici metodi DELL'EQUILIBRIO LIMITE GLOBALE (DAWSON AND ROTH (1999) – , rif.[17]), basati sulla serie di casi studiati da Fredlund & Krahn, 1977 (rif. [18]), riscontrando un sostanziale accordo.

L'applicazione nella pratica progettuale

Il procedimento descritto è implementabile in modo automatico con l'impiego di codici di calcolo specifici disponibili sul mercato, di uso ormai consolidato e diffuso (rif. [10]). Il calcolo del coefficiente di sicurezza è completamente automatizzabile e la generazione del modello può essere estremamente semplificata con l'impiego di macrocomandi dedicati.

Ovviamente, il tempo di risposta è molto più lungo di quello di metodi semplificati (es., equilibrio limite globale), ma comunque accettabile, e in genere compatibile con i tempi serrati oggi imposti alla progettazione.

Per il caso del fronte di avanzamento dello scavo di una galleria, il procedimento si snoda nelle seguenti fasi:

1) definizione di un reticolo tridimensionale che comprenda la galleria nella zona del fronte (almeno 2-3 diametri a tergo e in avanti) e la roccia circostante (anche lateralmente, inferiormente e superiormente il reticolo deve estendersi fino a zone relativamente indisturbate); attribuzione alla roccia delle proprietà di resistenza di progetto
2) definizione del rivestimento di 1ª fase, mediante elementi di tipo guscio, oppure in modo semplificato (creando uno strato di roccia di resistenza fittiziamente alta, per evitare il collasso della calotta)
3) definizione accurata della chiodatura del fronte e degli interventi di presostegno, mediante appositi elementi strutturali in grado di simulare sia la resistenza degli elementi strutturali (snervamento) che dell'interfaccia malta-terreno (sfilamento); si considera la lunghezza degli interventi di supporto del fronte e di presostegno "residua" alla fine dello scavo di un campo (lunghezza detta di "sovrapposizione"), in quanto questa rappresenta la situazione più critica nell'ambito del ciclo di avanzamento
4) applicazione dei carichi (gravità, sovraccarichi di superficie)
5) calcolo del coefficiente di sicurezza. Poiché gli altri possibili meccanismi di collasso (collasso della calotta) sono stati inibiti, il sistema evidenzierà il collasso del fronte e ne fornirà il coefficiente di sicurezza.

È interessante notare che il meccanismo che si innesca determina automaticamente se il "fornello" si estenderà fino alla superficie del terreno (caso di galleria superficiale; in questo caso il modello deve forzatamente estendersi superiormente fino al piano campagna), o no (caso di galleria profonda; la roccia al di sopra del contorno superiore del modello viene simulata solo come un carico verticale).

Si sottolinea che il procedimento presentato può essere agevolmente inserito nel quadro della più recente normativa vigente in Italia e dell'Eurocodice 7, e pertanto fornisce un risultato direttamente applicabile alla pratica progettuale.

Esempio di una galleria in categoria di scavo "C"

Descrizione

L'esempio presentato è stato tratto, con le debite semplificazioni, da un caso reale di galleria ferroviaria a doppio binario, per la quale, date le scadenti proprietà dell'ammasso, era previsto, lungo lo sviluppo, il ricorso a sezioni tipo di categoria C, sia sotto coperture modeste (zona di imbocco), che sotto coperture elevate. I dati caratteristici del problema sono i seguenti:

- Geometria: sezione a tutto sesto con raggio di scavo circa 6m e altezza totale del fronte circa 10 m (fig. 4a e 4b)
- Ammasso: i tratti considerati appartengono ad una formazione denominata "depositi basali di argille plioceniche" che vede blocchi della sottostante formazione rocciosa calcarea frammisti ad argille e a strati sabbioso-argillosi, in un contesto caotico; a seguito dell'indagine geologico – geotecnica effettuata in fase di progettazione esecutiva, la formazione - caotica - è stata caratterizzata, anziché con i consueti parametri di ammasso di HOEK e BROWN (si veda rif.[20] per l'implementazione in FLAC-3D), direttamente in termini di angolo d'attrito efficace a coesione efficace (comportamento previsto: drenato). I valori assunti sono:
  - angolo d'attrito efficace: 28° - 30° (valore assunto 29°)
  - coesione efficace: 20-40 kPa (valore assunto 30 kPa)
- Coperture: sono stati considerati due casi:
  - galleria superficiale con copertura di 9m, di poco inferiore all'altezza del fronte, e
  - galleria profonda con copertura 34 m, pari a circa 3,4 volte l'altezza del fronte.
- Sezione di scavo: si tratta della classica sezione tipo "C" a tutta sezione:
  - avanzamento per campi di 11 m, con sfondi di 1 m, formazione immediata del rivestimento di 1ª fase costituito da centine doppie IPN180 a passo 1 m e calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di 30 cm di spessore;
  - sagomatura del fronte a forma concava a rivestimento con calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di 15 cm di spessore;
  - intervento di presostegno al contorno mediante elementi in vetroresina L=16 m cementati in foro, a passo 50 cm circa, su tutto il perimetro della calotta e dei piedritti e sotto il piede delle centine;

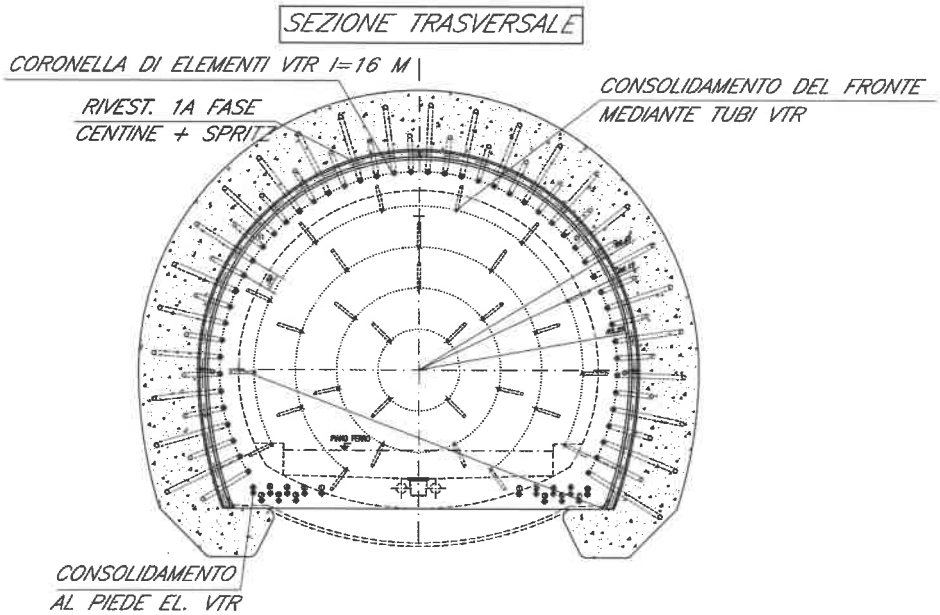

Fig. 4a – Sezione trasversale tipo.

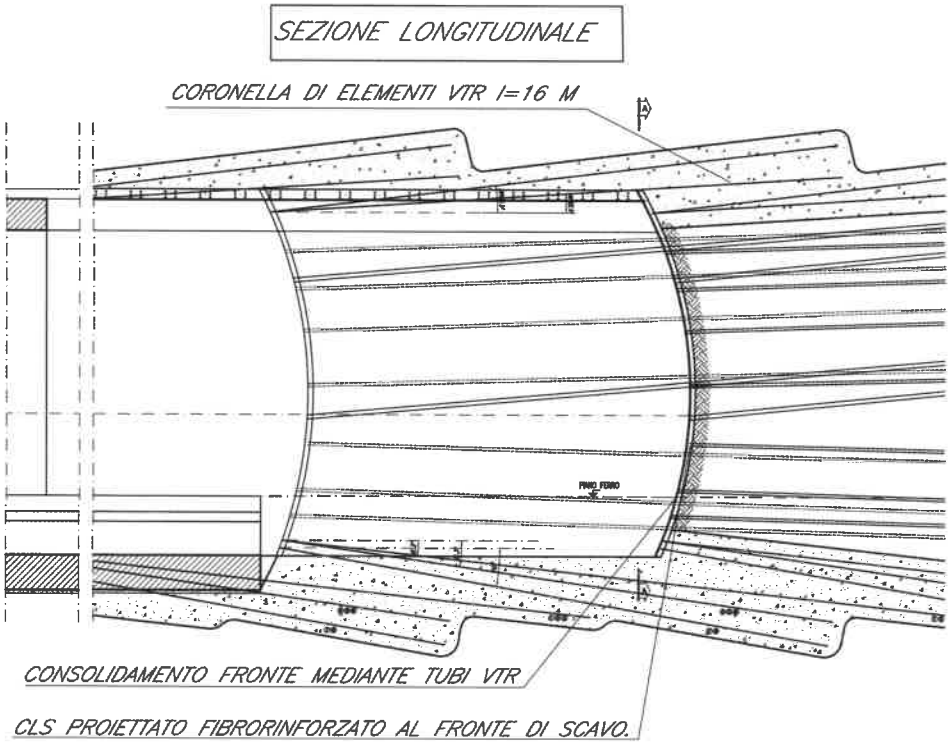

Fig. 4b – Sezione longitudinale tipo.

- chiodatura del fronte mediante 50 elementi in vetroresina cementati in foro con miscele espansive, di lunghezza 20 m (sovrapposizione 9 m)
- Formazione dell'arco rovescio e delle murette a non più di un diametro dal fronte e rivestimento di calotta a non più di tre diametri dal fronte.

Progetto del supporto con metodi semplificati

La stabilità del fronte è stata studiata con il metodo di Tamez *et al.*, 1985, considerando i due casi sopra descritti e altri due nei quali si è considerata una coesione maggiore (c' = 50 kPa) e l'assenza di chiodature nel fronte.

Per quanto riguarda il calcolo dell'effetto stabilizzante della chiodatura, si è proceduto come segue.

La resistenza (T) che un elemento strutturale in vetroresina è in grado di esercitare è la minima tra la resistenza allo sfilamento (T_1) e quella di rottura del materiale (T_2):

$T = \min(T_1, T_2)$

in cui

$T_1 = p \times D \times L \times t$ è la resistenza allo sfilamento, e

$T_2 = S_{yld} \times A_{VTR}$ è la trazione di snervamento della barra

e:

- D = diametro del bulbo di fondazione
- t = resistenza limite fra bulbo di fondazione e terreno
- L = lunghezza di calcolo dell'ancoraggio dell'elemento in VTR
- S_{yld} = resistenza a trazione dell'elemento in VTR
- A_{VTR} = area della sezione dell'elemento in VTR

La configurazione studiata è quella a fine campo, nella quale la lunghezza dell'ancoraggio delle barre (prima dell'esecuzione delle barre del campo successivo) è la minima, e corrisponde alla lunghezza di sovrapposizione di progetto (pari a 9m). E' ovvio che in questa situazione domina la resistenza a sfilamento della barra, rispetto a quella a snervamento. Le barre della coronella di presostegno, avendo sovrapposizione troppo modesta, non sono state considerate, ai fini della stabilità del fronte.

L'effetto della chiodatura del fronte viene trasformato in una "pressione equivalente" applicata al fronte, calcolata come la somma delle resistenze delle barre divisa per l'area del fronte (circa 80 m^2), e che entra nel novero delle forze stabilizzanti, ad incrementare la resistenza del cuneo di terreno in collasso.

La Tabella I riepiloga i risultati per le quattro analisi svolte, nelle quali il numero di chiodi è stato ridotto (rispetto al valore di progetto di 50) per ottenere un coefficiente di sicurezza ottimale, ovvero (secondo il suggerimento dello stesso Tamez), prossimo al valore 1,5.

Progetto del supporto con il metodo generale

Lo studio è stato condotto su un modello numerico tridimensionale, basato sul co-

Tab. I – Risultati del calcolo con il metodo di Tamez.

Copertura, m	Analisi	Fs
34	Analisi senza chiodi (c'=50 kPa)	1,40
9	Analisi senza chiodi (c'=50 kPa)	1,53
34	Analisi con chiodatura del fronte (c'=30 kPa, 30 chiodi)	1,53
9	Analisi con chiodatura del fronte (c'=30 kPa, 16 chiodi)	1,66

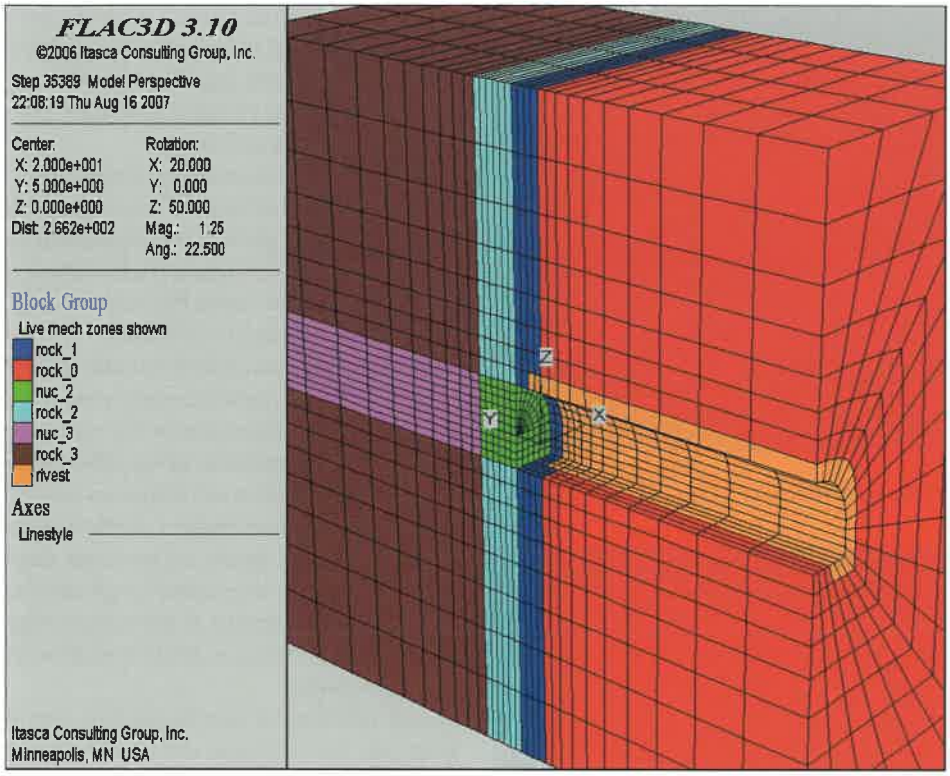

Fig. 5 – Mesh del modello tridimensionale.

dice FLAC-3D (rif. [10]), che implementa l'approccio esplicito alle differenze finite e il calcolo del coefficiente di sicurezza con riduzione proporzionale delle resistenze, descritti nella parte iniziale.

Il modello rappresenta una porzione di roccia sufficientemente estesa ai lati e al di sotto della galleria, e che giunge superiormente fino al piano campagna. Longitudinalmente il modello ha un'estensione di circa 5 diametri, dei quali due a tergo del fronte e tre davanti. La figura 5 illustra l'assieme del reticolo.

Il modello è stato volutamente semplificato: per eliminare dal gioco tutti i possibili meccanismi di collasso che non considerino il fronte, la roccia attorno alla calotta e ai piedritti per il tratto di galleria già scavato è stata arbitrariamente resa più resistente. Ciò corrisponde a considerare l'anello di materiale attorno allo scavo con le proprietà di resistenza dell'assieme roccia – rivestimento di prima fase. In tal modo il solo collasso possibile è quello del fronte.

Alla roccia è stato attribuito il semplice modello elastico – perfettamente plastico alla Mohr Coulomb, necessario per poter applicare il metodo di riduzione proporzionale delle resistenze (coesione e tangente dell'angolo d'attrito).

I chiodi VTR sono stati modellati individualmente (escludendo anche in questo caso quelli della coronella esterna), utilizzando un apposito elemento finito avente le seguenti caratteristiche:

- elemento tipo "biella" elastico – perfettamente plastico (con caratteristiche di sezione, elasticità e resistenza pari a quelle della singola barra VTR)
- collegamento alla roccia mediante un'interfaccia elasto-plastica con legame coesivo – ad attrito, definito mediante una coesione e la tangente dell'angolo di attrito; usualmente, per le barre cementate in roccia, si fa riferimento alla sola coesione, assunta pari alla resistenza della malta di iniezione, e si pone l'angolo d'attrito a zero.

Le condizioni di equilibrio iniziali vengono raggiunte con un metodo analogo a quello impiegato nelle analisi bidimensionali, ovvero applicando delle pressioni alle facce della galleria scavata, che equilibrano le spinte della roccia in condizioni di riposo, e quindi riducendo tali pressioni in modo graduale, fino al totale azzeramento.

Al termine di questa fase, che rappresenta la condizione di progetto della galleria al termine dello scavo di un campo, inizia il calcolo del coefficiente di sicurezza, che si svolge con la metodologia descritta nella parte iniziale di questo articolo.

Il risultato del calcolo consiste nel valore del coefficiente di sicurezza, ovvero il massimo coefficiente per cui è possibile dividere tutte le resistenze pur mantenendo l'equilibrio,

Tab. II – Raffronto fra metodo analitico e calcolo numerico.

Analisi	Figura rif.	Copertura m	Fs Eq.Lim.Gl.	Fs analisi FD/3D
Analisi senza chiodi (c'=50 kPa)	6	34	1,40	2,01
Analisi senza chiodi (c'=50 kPa)	7	9	1,53	2,10
Analisi con chiodatura fronte (c'=30 kPa, 30 chiodi)	8	34	1,53	1,86
Analisi con chiodatura fronte (c'=30 kPa, 16 chiodi)	9	9	1,66	1,74

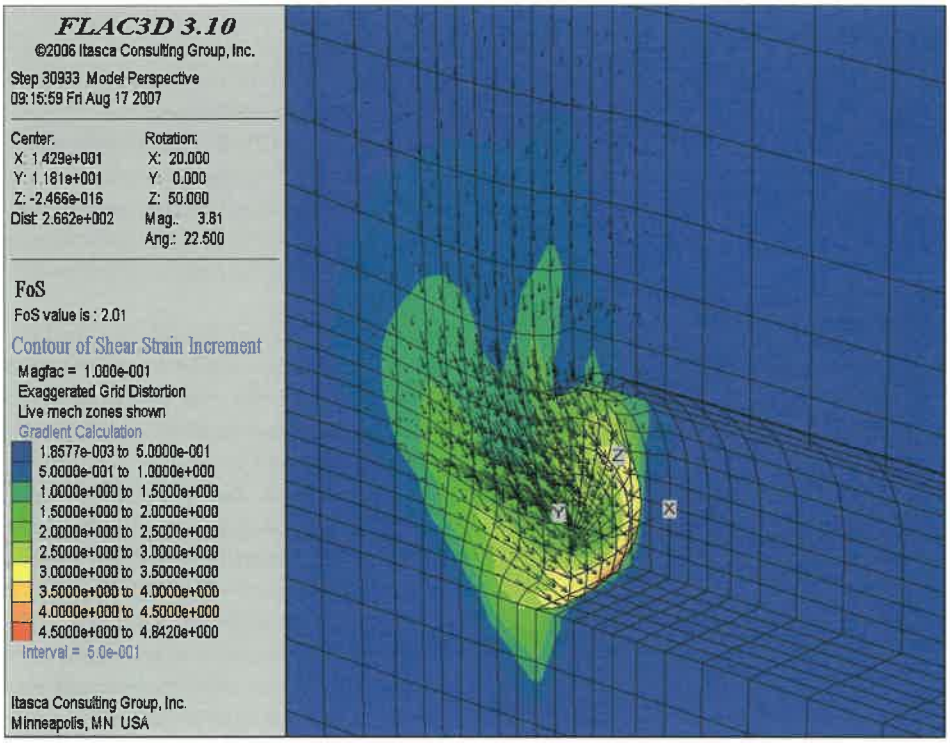

Fig. 6 – Atto di moto di collasso del fronte – galleria profonda e fronte non chiodato. FoS = 2,01.

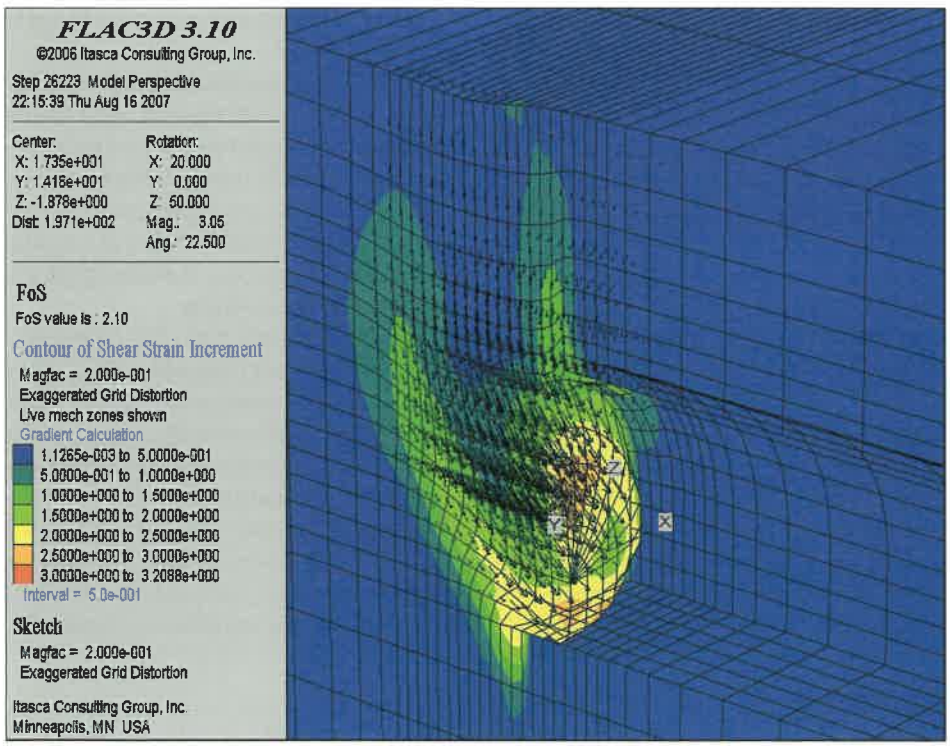

Fig. 7 – Atto di moto di collasso del fronte – galleria superficiale e fronte non chiodato. FoS = 2,10.

e nell'illustrazione meccanismo di collasso incipiente, evidenziato con indicazione del moto (vettori "velocità" dei nodi del reticolo) e della velocità di deformazione plastica di taglio (rappresentata con fasce di colore sulle superfici visibili del modello); il tutto viene rappresentato su un'immagine del reticolo deformata in modo amplificato. Il contributo delle chiodature viene evidenziato riportando lungo l'asse del chiodo una banda di spessore variabile in proporzione all'azione assiale.

Risultati e raffronti

Le figure 6, 7, 8 e 9 rappresentano il risultato dei quattro calcoli svolti. È evidente, per i due casi di galleria superficiale, il propagarsi del collasso fino alla superficie, mentre per gli altri due il meccanismo coinvolge solo una parte della copertura.
I meccanismi trovati confermano qualitativamente quelli ipotizzati con l'approccio dell'equilibrio limite globale; i coefficienti di sicurezza trovati solo tuttavia più favorevoli, e l'effetto dei chiodi risulta migliore.
La Tabella II sintetizza il raffronto.
Le più favorevoli condizioni statiche riscontrate nell'analisi numerica sono essenzialmente conseguenza del fatto che questa, a differenza dell'approccio all'equilibrio limite globale, considera nell'ammasso roccioso a tergo e sopra al fronte l'effettivo stato di sforzo il quale, grazie alla presenza degli archi di scarico trasversale e longitudinale, consente lo svilupparsi di resistenze maggiori, e quindi fornisce coefficienti di sicurezza più elevati.
Si noti tuttavia che questo risultato non è generale, ma consegue dalla geometria e dalle proprietà meccaniche specifiche del caso studiato. In generale, il risultato del calcolo numerico potrà essere più favorevole o anche meno favorevole di quello del calcolo analitico; in tutti i casi, certo è che esso è più corretto, perché basato su metodi analitici rigorosi e su una rappresentazione della realtà più accurata.

Conclusioni

È stata illustrata l'applicazione di un metodo numerico per la risoluzione del problema della stabilità del fronte di avanzamento dello scavo di gallerie naturali a tutta sezione, integrabile anche nel quadro del metodo progettuale denominato ADECO RS.
Il metodo numerico, integrandosi perfettamente con l'approccio ADECO RS, è basato sui metodi numerici tradizionali dell'analisi del continuo (approccio alle deformazioni) e implementa i teoremi dell'analisi limite nel-

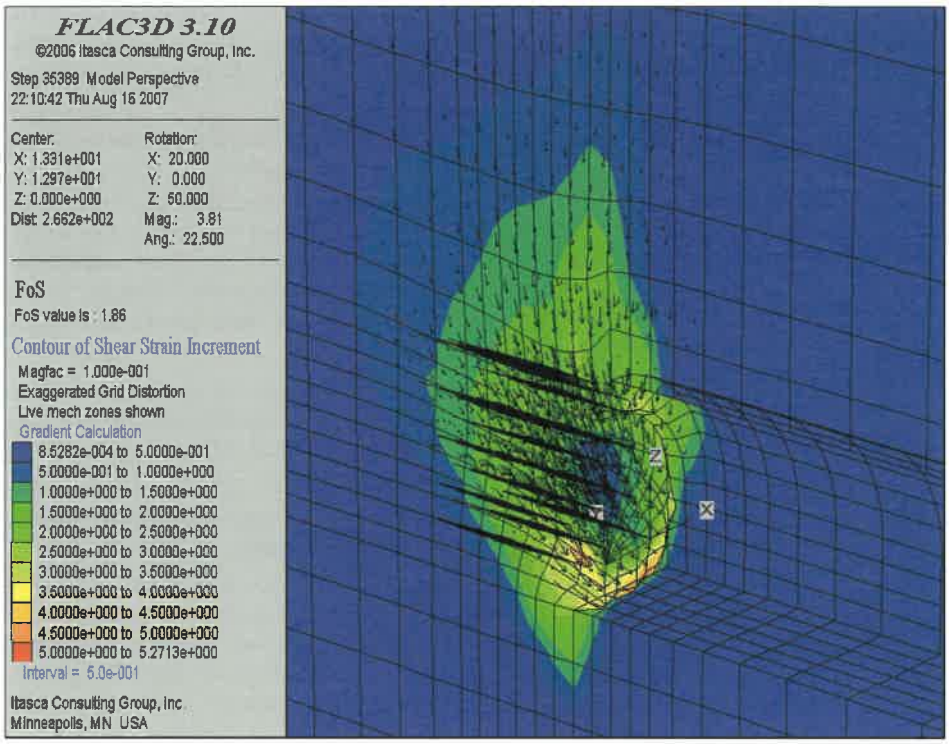

Fig. 8 – Atto di moto di collasso del fronte – galleria profonda e fronte chiodato. FoS = 1,86.

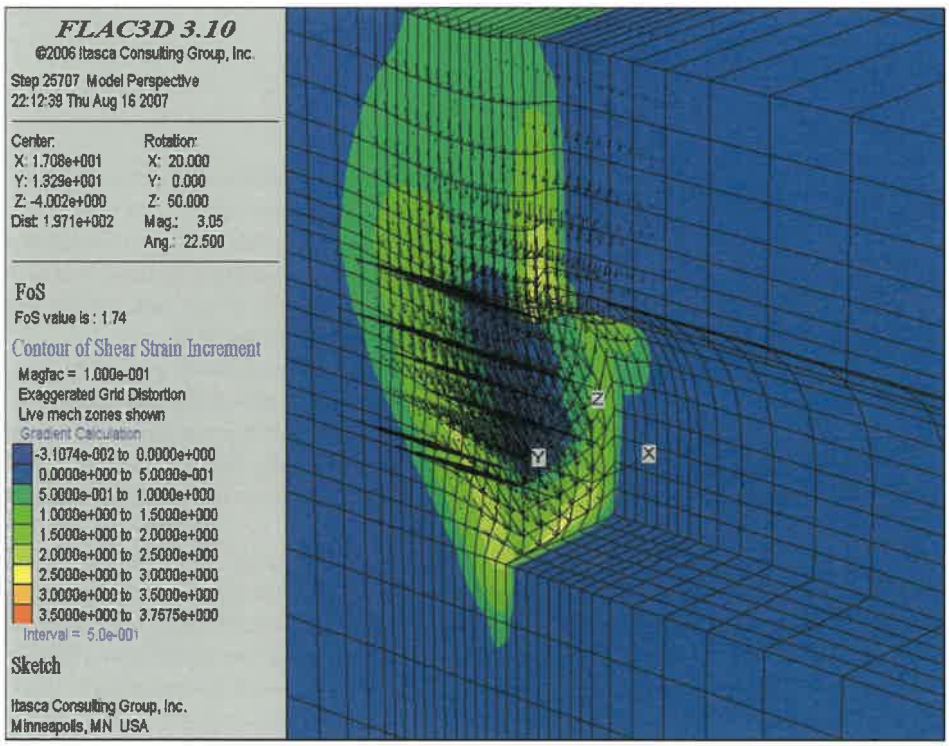

Fig. 9 – Atto di moto di collasso del fronte – galleria superficiale e fronte chiodato. FoS = 1,74.

la definizione del meccanismo di collasso del fronte. Esso permette pertanto il raggiungimento di risultati molto più accurati dei metodi tradizionali basati su approcci semplificati nella geometria e nelle ipotesi di geometria della superficie di collasso (equilibrio limite globale), con conseguente maggiore affidabilità dei risultati stessi.

E' stato illustrata un'applicazione del metodo sviluppando un modello tridimensionale di una galleria ferroviaria in roccia di proprietà scadenti, e considerando sia il caso di galleria superficiale che di galleria profonda; è stato impiegato un codice di calcolo di tipo professionale (FLAC-3D) ed i risultati sono stati raffrontati con quelli ottenuti con metodi tradizionali, osservandone la sostanziale concordanza da un punto di vista qualitativo, e rilevando invece una considerevole diversità nel valore numerico dei coefficienti di sicurezza calcolati, che sono risultati più favorevoli nel metodo numerico rispetto all'approccio all'equilibrio limite globale.
Il modello presentato è volutamente semplificato e può essere implementato in modo semi-automatico, partendo da pochi dati progettuali (caratteristiche geometriche e parametri di resistenza dei materiali). Esso fornisce un risultato di tipo direttamente utilizzabile nell'applicazione progettuale (coefficiente di sicurezza, in relazione all'entità dell'intervento di supporto del fronte).
Il metodo proposto si propone quindi per l'applicazione nella pratica progettuale, con l'obiettivo di rendere i risultati del calcolo più affidabili e di consentire risparmi negli interventi di supporto del fronte.

Bibliografia

[1] LUNARDI P. (1997) – *Conception et éxecution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols: pré-soutènement et préconfinement*. Revue Française de Géotechnique, n. 80, 17-34.

[2] TAMEZ GONZALEZ E., RANGEL NUÑEZ J.L. (1985) – *Diseño Geotecnico de Tuneles*. TGC Geotecnica.

[3] CORNEJO L. (2004) – *Instability at the face. Its repercussions for tunnelling technology*. Tunnels & Tunnelling, April 1989.

[4] WONG H., TROMPILLE V., DIAS D., (2004) – *Estrusion analysis of a bolt-reinforced tunnel face with finite grout-bolt bond strength*. Can. Geotechn. J. 41, 326-341.

[5] GUILLOUX A., KURDTS A., KAZMIERCZAK J.B., REGAL G., WONG H. (2004) – *Stabilité et reinforcement des fronts de taille des tunnels: une approche analytique en contraintes-déformations*. Revue Française de Géotechnique, n. 100, 23-37.

[6] LOMBARDI, AMBERG (1974) – *Un méthode de calcul élasto-plastique del l'état de tension et de déformation autour d'uner cavité souterraine*. 3rd ISRM Congress, Denver 1974 vol. IIB.

[7] PANET M. (1995) – *Calcul des Tunnels pa la méthode convergence-confinement*. Paris, Press National de l'Ecole Nationale des Ponts e Chausées.

[8] CARRANZA-TORRES C. (2003) – *Dimensionless Graphical Representation of the Exact Elasto-plastic Solution of a Circular Tunnel in a Mohr-Coulomb Material Subject to Uniform Far-field Stresses*. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. XXXVI, n. 3, Pages 237-253.

[9] CUNDALL P.A. (1976) – *Explicit Finite Difference Methods in Geomechanics*. In Numerical Methods in Engineering (Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 1976), Vol. I, pp. 132-150.

[10] FLAC – 3D. *Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Programma tridimensionale per il calcolo geotecnico. Rel. 3.0, 2005. ITASCA C.G., Minneapolis, Minnesota US.

[11] DAWSON E.M., ROTH AND W.H., DRESCHER A. (1999) – *Slope Stability Analysis by Strength Reduction*. Géotechnique, 49(6), 835-840.

[12] DAWSON E., *et al.* (2000) – *Geotechnical Stability Analysis by Strength Reduction*. in Slope Stability 2000 (Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, Denver, August 2000). Geotechnical Special Publication n. 101, pp. 99-113. Griffiths D.V. Fenton G.A., Martin T.R., Eds. Reston, Virginia: ASCE.

[13] CALA M., FLISIAK J. (2001) – *Slope Stability Analysis with FLAC and Limit Equilibrium Methods*. in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Ecully-Lyon, France, October 2001), pp. 113-114. Billaux D., Rachez X., Detournay C., Hart R., Eds., Rotterdam: A.A. Balkema.

[14] LORIG L. (1999) – *Lessons Learned from Slope Stability Studies*. in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the Conference, Minneapolis, September 1999), pp. 17-21. C. Detournay and R. Hart, Eds. Rotterdam: A. A. Balkema.

[15] ROTH W., POISEL R., ZETTLER A.H. (2001) – *Comparison between Analytical and Numerical Stability Analyses Using FLAC for Shallow Tunnels in Soft Rock*. in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), pp. 399-402. Billaux D., *et al.*, Eds. Rotterdam: A.A. Balkema.

[16] CHEN W.-F. (1975) – *Limit Analysis and Soil Plasticity*. in Developments in Geotechnical Engineering. 7. New York: Elsevier Scientific Publishing Co.

[17] DAWSON E.M., ROTH W.H. (1999) – *Slope Stability Analysis with FLAC*. in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Minneapolis, Minnesota, September 1999), pp. 3-9. C. Detournay and R. Hart, Eds. Rotterdam: A.A. Balkema.

[18] FREDLUND D.G., KRAHN J. (1977) – *Comparison of Slope Stability Methods of Analysis*. Can. Geotech. J., 14, 429-439.

[19] UNI EN 1997-1, (2005) - 01/02/2005. Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

[20] CUNDALL P., CARRANZA-TORRES C., HART R. (2003) – *A New Constitutive Model Based on the HOEK-BROWN Criterion*. in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics 2003 (Proceedings of the 3rd International FLAC Symposium, Sudbury, Ontario, Canada, October 2003), pp. 17-25. R. Brummer, *et al.*, Eds. Lisse: Balkema.

summary of:

Face stability assessment and face support design with the aid of 3D numerical models

G. CANETTA
CeAS, Center for Structural Analysis, Milan

The paper presents a contribution to the design of natural tunnels, and especially of heading through poor rock. The crucial problem of the determination of the safety factor for face stability is studied.
Currently used methods, based on closed forms and simplified approaches, are compared with a general method, based on a 3D numerical modeling with non-linear material behavior.
Such approach is made possible by means of a peculiar implementation of the continuum discretization methods, denoted as "explicit finite difference time-marching approach", specifically suited to simulate collapse up to a rather advanced stage, and of a specific research method for the factor of safety, based on the proportional reduction of material strength.
These calculation methods are well known and documented in scientific literature; they are briefly recalled and described.
The application of the method is then presented through the modeling of tunnel sections, both deep and shallow, considering the face with and without bolting, and with the use of a professional well known and widespread computer code.
For all the examined cases, a good qualitative agreement is found between the numerical approach and the traditional methods, but the face safety factors evaluated with the former result to be considerably more favorable.
The presented model is simplified to aim at the face stability only, and can be implemented in an automatic way starting from few design parameters (geometry, material properties). Its result is immediately applicable in the design process (safety factor vs. number of face bolts).
The approach is therefore proposed for application in the design practice, with the aim of obtaining more accurate and reliable results, and of allowing for optimization in the front face support.