

# IMPIEGO DI UN MODELLO COSTITUTIVO AVANZATO PER LO STUDIO DELL'INTERAZIONE TERRENO-RIVESTIMENTO PER GALLERIE SCAVATE IN TBM

Armando de Lillis

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma*  
*armando.delillis@uniroma1.it*

Salvatore Miliziano

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma*  
*salvatore.miliziano@uniroma1.it*

## Sommario

La nota affronta lo studio dell'interazione terreno-rivestimento per gallerie scavate in TBM in terreni a grana fine. Al fine di simulare i principali aspetti del comportamento tensio-deformativo delle argille, è stato impiegato un modello costitutivo avanzato ad incrudimento cinematico formulato nell'ambito della *bounding surface plasticity*. In una prima fase del lavoro, il modello è stato implementato in un codice di calcolo alle differenze finite e la sua risposta testata attraverso una serie di analisi parametriche a livello di elemento di volume. In questa nota, il modello è stato utilizzato per studiare il problema di interazione con riferimento ad un caso reale. La previsione del modello, in termini di sollecitazioni sul rivestimento, è stata confrontata con i dati di monitoraggio, evidenziando un migliore accordo con il dato sperimentale rispetto ai risultati ottenuti impiegando un legame costitutivo semplice.

## 1. Introduzione

Il processo di interazione terreno-rivestimento per gallerie scavate in TBM è un fenomeno complesso, di natura tridimensionale e legato alle specifiche modalità costruttive. Sebbene siano presenti in letteratura numerosi modelli 3D avanzati (ad esempio Kasper & Meschke, 2004), al fine di limitare la complessità e gli oneri computazionali, sono stati sviluppati numerosi metodi volti a simulare in maniera approssimata gli effetti tridimensionali all'interno di analisi piane (Möller & Vermeer, 2008). A livello costitutivo, diversi studi hanno mostrato l'efficacia dell'impiego di modelli avanzati (Addenbrooke *et al.*, 1997 oppure Masin & Herle, 2005) focalizzando l'attenzione prevalentemente sugli effetti indotti in superficie. La nota presenta i risultati di uno studio di interazione relativo ad un caso reale, condotto impiegando un modello costitutivo avanzato e adottando il metodo del rilascio.

## 2. Descrizione del modello costitutivo

Il modello costitutivo sviluppato da Rouainia & Muir Wood (2000) è un modello a incrudimento cinematico formulato nell'ambito della *bounding surface plasticity* (Dafalias, 1986). Si tratta di un modello gerarchico, basato sul modello di Cam-clay, in grado di riprodurre alcune delle principali caratteristiche del comportamento meccanico dei terreni a grana fine quali la presenza di struttura, l'evoluzione della rigidità a partire dalle piccole deformazioni e la dipendenza del comportamento meccanico dalla storia e dal percorso tensionali. Quest'ultima caratteristica, in particolare, è di grande rilevanza nell'analisi dello specifico problema al finito, nel quale i percorsi tensionali dipendono fortemente dalla posizione rispetto al cavo.

Le superfici definite nel modello sono rappresentate in Fig. 1. La superficie di riferimento è centrata lungo l'asse isotropo e la sua dimensione è regolata dal parametro scalare  $p_c$ . La superficie esterna,

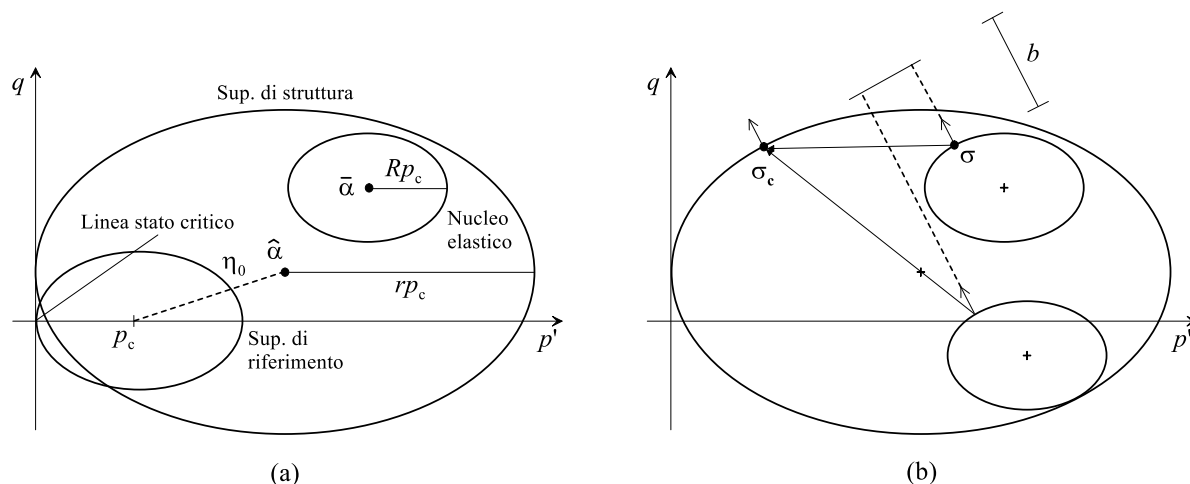


Fig 1. Descrizione del modello: (a) superfici nel piano  $p':q$ ; (b) rappresentazione del parametro  $b$ .

detta di struttura, agisce come *bounding surface* e contiene le altre superfici; con il procedere delle deformazioni plastiche, la superficie esterna tende a collapsare su quella di riferimento. La superficie di struttura è centrata in  $\hat{\alpha}$ , parametro tensoriale di inizializzazione che permette di introdurre un certo grado di anisotropia iniziale, e la sua dimensione è definita scalando  $p_c$  attraverso il parametro  $r$ , maggiore o al minimo uguale a 1. La superficie più piccola è il nucleo elastico; centrato in  $\bar{\alpha}$  e di dimensione definita attraverso il parametro  $R$ . Al suo interno il comportamento è di tipo ipo-elastico ed è completamente descritto dai due parametri  $\kappa^*$  e  $\nu$ , coefficiente di Poisson. Il parametro  $m$  regola la forma delle superfici in funzione dell'angolo di Lode per tenere conto delle variazioni di resistenza al variare di quest'ultimo.

L'incrudimento, prodotto dagli incrementi di deformazione plastica, è sia isotropo, di tipo volumetrico, sia cinematico, volumetrico e deviatorico. Le leggi di incrudimento sono formulate in maniera tale da garantire la condizione di consistenza e la non intersezione delle superfici. Le variazioni del parametro  $r$  possono essere solamente negative e sono modulate dai parametri  $A_d$  e  $k$ , che ne gestiscono la rapidità e la relativa dipendenza dalle deformazioni plastiche volumetriche e deviatoriche.

Lungo percorsi di carico plastico la rigidezza dipende dai parametri  $B$  e  $\psi$  e dalla distanza  $b$  tra lo stato tensionale corrente ed il suo coniugato, individuato sulla superficie di struttura tramite una legge di mappatura volta ad imporre il parallelismo delle normali uscenti. Al fine di ottenere un'evoluzione graduale della rigidezza durante la transizione elastoplastica la formulazione del modulo plastico è stata modificata introducendo la grandezza  $b_0$ , pari al valore assunto da  $b$  nella più recente transizione elastoplastica (Kavvas & Amorosi, 2000).

Il modello è stato implementato nel codice di calcolo alle differenze finite FLAC tramite un semplice algoritmo di integrazione esplicita basato sul metodo di Eulero in avanti. Un'estesa serie di analisi parametriche volte ad identificare l'effetto dei parametri e la validità della modifica introdotta, oltre che maggiori dettagli relativi alle modalità di implementazione, sono riportati da de Lillis (2017).

### 3. Analisi del problema al finito

#### 3.1 Il caso di studio

Il problema è stato studiato con riferimento ad un caso reale: lo scavo meccanizzato di una galleria idraulica di medio diametro (3.9 m) in corso di realizzazione nell'ambito dello schema idrico Basento-Bradano in provincia di Potenza. La galleria, di lunghezza complessiva 4 km, ha copertura variabile da 10 m a 140 m mentre la quota piezometrica, rispetto all'asse della galleria, è compresa tra pochi m e circa 75 m. Il caso risulta di particolare interesse per due ragioni: da un lato lo scavo della galleria interesserà lungo tutto il tracciato la formazione delle Argille di Gravina, un'argilla consistente

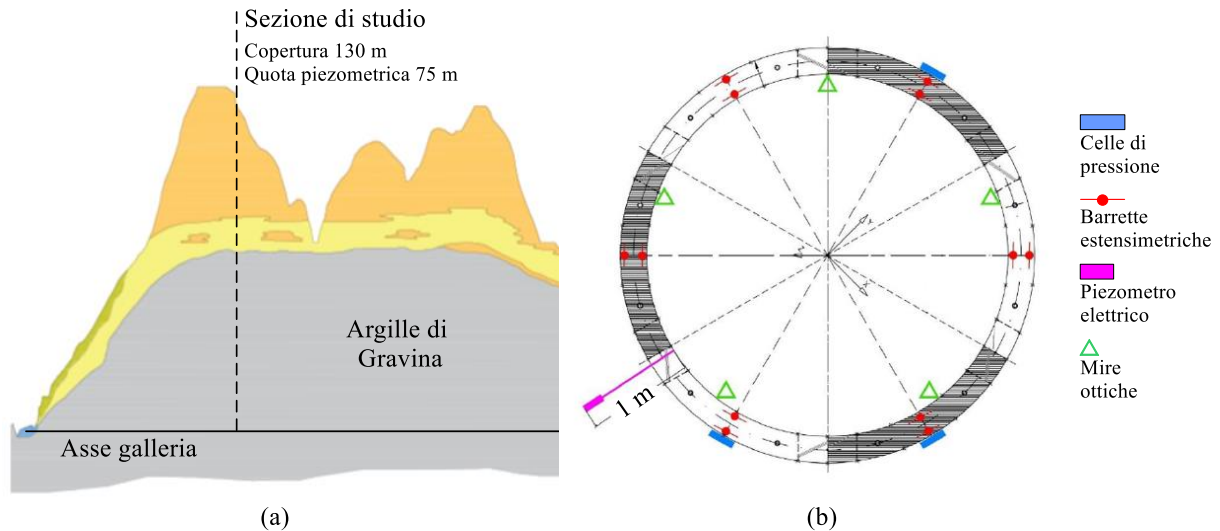


Fig 2. Illustrazione del caso di studio: (a) estratto del profilo longitudinale e (b) sezione strumentata.

( $I_c = 1.1$ ), mediamente plastica ( $I_p = 25$ ), estremamente omogenea e ben caratterizzata; dall'altro la galleria è dotata di un buon sistema di monitoraggio che prevede l'installazione di 8 sezioni strumentate, posizionate lungo il tracciato in maniera tale da avere coperture ripetute.

Il rivestimento è costituito da un anello universale composto di 6 conci in calcestruzzo armato prefabbricato di spessore 25 cm e classe di resistenza C50/60. Il sistema di monitoraggio, riportato in Figura 2b, prevede l'installazione in sede di prefabbricazione di 2 barrette estensimetriche per ogni concio, una all'estradosso e una all'intradosso, e di 3 celle di pressione. Una volta che l'anello di rivestimento è assemblato, vengono installati un piezometro elettrico, a distanza di circa 1 m dalla galleria, e 6 mire ottiche per le misure della convergenza. In questa nota si fa riferimento ad una sola sezione strumentata e solamente ai dati registrati dagli estensimetri.

La sezione analizzata è caratterizzata da una copertura di circa 130 m (Fig. 2a). A tale profondità il terreno risulta sostanzialmente normal-consolidato e lo stato tensionale iniziale è conseguentemente anisotropo ( $\sigma_v = 2900$  kPa e  $\sigma_h = 2050$  kPa). La pressione interstiziale *ante operam* è stimata pari a 750 kPa. I parametri del modello sono stati calibrati utilizzando prove edometriche e prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (vedi Tabella 1). Le prove non hanno evidenziato la presenza di struttura complessa, pertanto il valore del parametro  $r$  è stato assunto pari ad 1; per tale valore il modello si riconduce al *Bubble Model* di Al-Tabbaa & Wood (1989). Il centro del nucleo elastico è stato inizializzato coincidente con lo stato tensionale litostatico mentre il valore di  $p_c$  è pari a 1200 kPa.

Tabella 1. Parametri del modello.

$\nu$	$\kappa^*$	$\lambda^*$	$m$	$M$	$R$	$B$	$\psi$	$r$	$k$	$A_d$
0.25	0.01	0.078	0.8	0.98	0.2	0.4	1.2	1	0	0

### 3.2 Analisi numeriche

Le analisi sono state svolte in condizioni di deformazione piana impiegando il cosiddetto metodo del rilascio, versione numerica del ben noto metodo convergenza-confinamento. Il metodo prevede le seguenti fasi di calcolo: 1) registrazione delle forze agenti sul profilo del cavo in condizioni litostatiche; 2) rimozione degli elementi interni alla galleria e applicazione sul profilo del cavo delle forze invertite di segno; 3) riduzione uniforme e progressiva delle forze applicate sino ad un certo valore del fattore di rilascio; 4) installazione del rivestimento; 5) rilascio completo delle forze; 6) simulazione del processo di consolidazione sino al raggiungimento delle condizioni drenate. Le fasi 1-

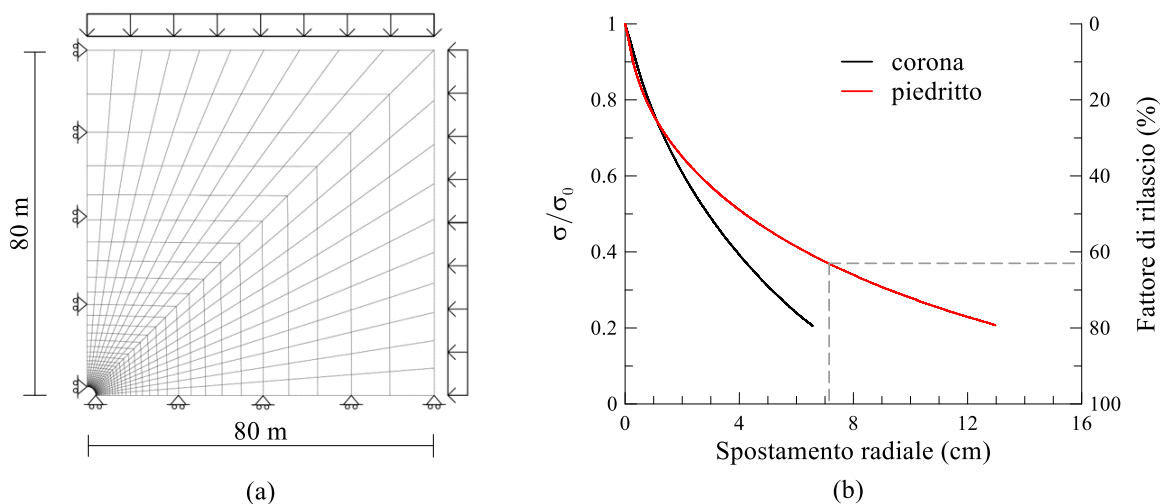


Fig 3. (a) dominio di calcolo; (b) curve convergenza-confinamento.

5 sono state simulate in condizioni non drenate.

Le dimensioni del dominio di calcolo adoperato nelle analisi piane, così come la discretizzazione interna della mesh, sono stati scelti a seguito di un'analisi di sensibilità e sono tali da ridurre al minimo gli effetti di bordo mantenendo oneri computazionali contenuti. In particolare, la mesh è quadrata di lato 80 m e nell'intorno della galleria la dimensione caratteristica delle zone è di circa 15 cm (Fig. 3a). Poiché gli effetti legati al peso proprio sono trascurabili rispetto allo stato tensionale litostatico, si è assunta l'assenza di gravità.

La principale incertezza nell'applicazione del metodo risiede nella scelta del valore del fattore di rilascio – o, in modo equivalente, del valore di convergenza – che possa ben rappresentare il momento in cui terreno e rivestimento entrano in contatto e iniziano ad interagire. Nello spirito del metodo convergenza-confinamento, questo valore è stato stimato mediante l'esecuzione di un'analisi assialsimmetrica nella quale sono stati modellati esattamente la geometria dello scudo e dello scavo, oltre che le specifiche modalità costruttive che prevedono l'iniezione della malta a distanza di 3 anelli dalla coda dello scudo. In tal modo è stato possibile stimare che il contatto terreno-malta-rivestimento avviene in corrispondenza di un valore di convergenza di circa 7 cm. Ulteriori dettagli relativi alla procedura di analisi brevemente descritta sono riportati da de Lillis (2017). Nelle analisi piane, quindi, le forze al contorno sono state progressivamente ridotte sino al raggiungimento di tale valore di convergenza, corrispondente ad un fattore di rilascio pari al 63% (Fig. 3b), e successivamente è stato installato il rivestimento.

Nella figura seguente si riportano i percorsi tensionali (Fig. 4a) e le sovrappressioni interstiziali (Fig. 4b) al termine della fase 5, in corrispondenza del completo rilascio delle forze in condizioni non drenate (CND). Impiegando il modello di Rouainia & Muir Wood (KHSM), in corona lo scarico tensionale radiale produce una rotazione delle tensioni principali; il percorso tensionale risultante è inizialmente diretto verso uno stato di sforzo isotropo e si associa a deformazioni contenute. Al piedritto, viceversa, il significativo incremento della tensione principale maggiore (circonferenziale), dovuto all'effetto arco, e la contestuale diminuzione della tensione radiale provocano rapidamente il manifestarsi di un comportamento prevalentemente plastico. Il confronto con un'analisi eseguita impiegando un legame elastico perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb (MC) permette di osservare gli effetti dell'incrudimento, così come i miglioramenti nella risposta meccanica dovuti alla presenza della superficie di snervamento interna; i percorsi tensionali efficaci, infatti, non sono vincolati alla verticalità come nel caso elastico, ma presentano una curvatura che ha importanti ricadute sulla generazione di sovrappressioni interstiziali (Fig. 4a).

Le sovrappressioni interstiziali indotte dallo scavo nell'intorno della galleria sono di segno negativo, con valori compresi tra -450 kPa al piedritto e circa -900 kPa in corona. Lungo il profilo orizzontale si

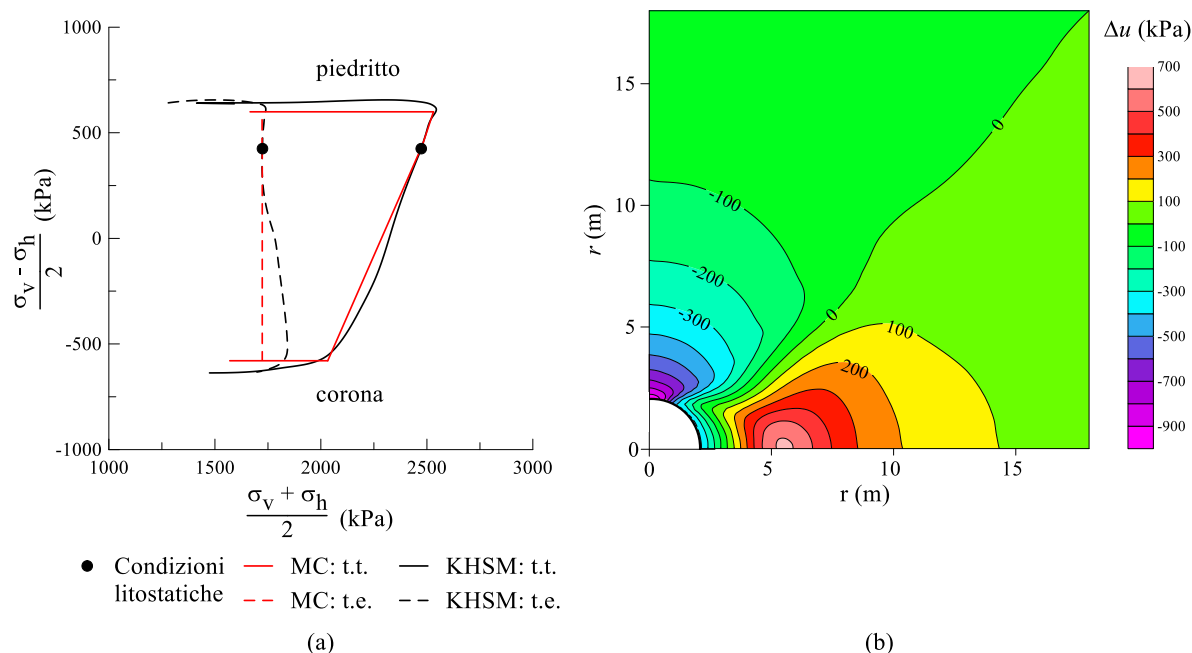


Fig 4. Rilascio totale delle forze in CND: (a) percorsi tensionali; (b) sovrappressioni interstiziali.

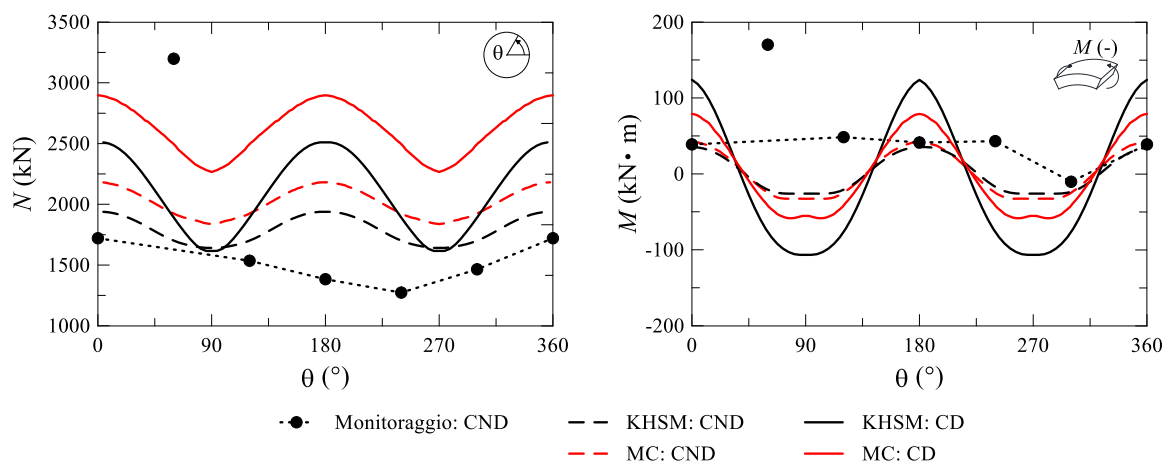


Fig 5. Sollecitazioni sul rivestimento in CND e CD: (a) sforzo normale e (b) momento flettente.

osserva una zona di sovrappressioni interstiziali positive legate all'incremento di pressione media che si verifica nel primo tratto del percorso tensionale. A distanza di circa un diametro dal piedritto si ha la pressione interstiziale massima pari a  $\approx 1350$  kPa ( $\Delta u \approx 600$  kPa).

Le caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali sono riportate in Figura 5. In CND lo sforzo normale varia tra 1940 kN e 1640 kN fra piedritto e corona; il momento flettente tra +35 e -25 kN·m. Lo sforzo normale ottenuto adoperando MC è significativamente maggiore di quello ottenuto con KHSM, mentre i momenti flettenti sono sostanzialmente coincidenti. Poiché lo studio è focalizzato sull'interazione terreno-rivestimento e il modello numerico non considera gli effetti legati all'assemblaggio dell'anello, l'elaborazione delle misure di deformazione è stata eseguita facendo riferimento allo schema di sezione presso-inflessa ed individuando uno zero delle deformazioni corrispondente al momento in cui ha inizio il processo di interazione. Ad eccezione delle misure relative ad un concio ( $\theta = 60^\circ$ ), si può osservare che l'analisi eseguita impiegando KHSM sovrastima mediamente del 15% lo sforzo assiale; una previsione significativamente migliore di quella ottenuta adoperando MC. Al termine del processo di consolidazione – simulato in modo accoppiato – si può osservare che in condizioni drenate (CD) l'incremento di sforzo normale è pressoché uniforme

adoperando MC, mentre utilizzando KHSM è concentrato nella zona del piedritto e decresce in direzione della corona. Il momento flettente aumenta con entrambi i modelli, mantenendo comunque valori contenuti ( $M_{\max} \approx 125 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ).

#### 4. Conclusioni

Nella nota è stata presentata un'analisi di interazione terreno-rivestimento per una galleria scavata in TBM, con riferimento ad un caso di studio. L'utilizzo di un modello costitutivo avanzato, seppur in analisi bidimensionali semplificate, ha permesso di ottenere un ragionevole accordo con i dati di monitoraggio. Rispetto ad un legame costitutivo semplice, sono stati evidenziati il miglioramento della risposta meccanica in termini di percorsi tensionali e la più accurata previsione delle sollecitazioni indotte sul rivestimento. In futuro, lo sviluppo dei processi di consolidazione nella sezione analizzata permetterà di valutare la qualità della previsione di lungo termine e l'installazione di ulteriori sezioni di monitoraggio in diverse condizioni di copertura fornirà l'opportunità per affinare la metodologia di analisi sviluppata.

#### Bibliografia

- Addenbrooke T I, Potts D M, Puzrin M. (1997). "The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction", *Géotechnique*, 47, 693-712.
- Al-Tabbaa A, Muir Wood D. (1989). "An experimentally based 'bubble' model for clay". Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics, London, 91-99.
- Dafalias Y F. (1986). "Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity", *Journal of Engineering Mechanics*, 112, 966-987.
- de Lillis A. (2017). Implementazione e utilizzo di un modello costitutivo avanzato per argille nella risoluzione di problemi al finito: studio del comportamento di gallerie realizzate mediante scavo meccanizzato, Tesi di Dottorato, Sapienza Università di Roma.
- Kasper T, Meschke G. (2004). "A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28, 1441-1460.
- Kavvas M, Amorosi A. (2000). "A constitutive model for structured soils", *Géotechnique*, 50, 263-273.
- Masin D, Herle I. (2005). "Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models". Proc. 5<sup>th</sup> Int. Symposium TC28, Amsterdam, 595-600.
- Möller S C, Vermeer P A. (2008). "On numerical simulation of tunnel installation", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 461-475.
- Rouainia M, Muir Wood D. (2000). "A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure", *Géotechnique*, 50, 153-164.

#### Appendice

$$\frac{\dot{p}_c}{p_c} = \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}$$

$$\dot{\bar{\alpha}} = \dot{\alpha} + \left( \frac{\dot{r}}{r-R} + \frac{\dot{p}_c}{p_c} \right) (\bar{\alpha} - \alpha) + \dot{\mu} (\sigma_c - \sigma)$$

$$\frac{\dot{r}}{r-1} = - \frac{k}{\lambda^* - \kappa^*} \left( (1 - A_d) \dot{\varepsilon}_v^p + A_d \dot{\varepsilon}_q^p \right)^{1/2}$$

$$H = \left\| \frac{\partial \bar{f}}{\partial \sigma} \right\|^2 \frac{B p_c^3}{(\lambda^* - \kappa^*) R} \left( \frac{b}{b_0 - b} \right)^w$$