

POLITECNICO DI TORINO



INGEGNERIA PER L'AMBIENTE E IL TERRITORIO

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

**ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEL RIVESTIMENTO IN
CALCESTRUZZO PROIETTATO IN GALLERIA
CONSIDERANDO GLI EFFETTI DEFORMATIVI
SECONDARI NEL TEMPO**

Studente:

Luigi Alberto Ceravolo

Relatore: Prof. Pierpaolo Oreste

Corelatore: Dr. Giovanni Spagnoli

Anno Accademico 2017/2018

Sommario

INTRODUZIONE.....	4
1 – IL CALCESTRUZZO	5
1.1 – Il calcestruzzo tradizionale.....	5
1.2 – Il calcestruzzo proiettato	7
1.2.1 Caratteristiche e benefici	8
1.2.2. I costituenti.....	9
1.2.3 Metodi di produzione	12
1.2.4 Tecnica di spruzzamento	17
1.2.5 Resistenza.....	19
1.2.6 Modellazione del calcestruzzo proiettato	23
1.2.7 SCL tunnel.....	24
2-IL CREEP	28
2.1 Generalità	28
2.2 I contesti applicativi	29
2.2.1 Prove di creep.....	30
2.3 Regioni di Creep.....	32
2.4 Modelli reologici	35
3- IL RIVESTIMENTO IN CALCESTRUZZO PROIETTATO: ANALISI DEL COMPORTAMENTO CON IL METODO HRM.	45
3.1 Generalità e caratteristiche del metodo	45
3.2 La procedura di calcolo	46
3.2.1 Interazioni dell’ammasso roccioso con il sistema di sostegno	52
3.2.2 Carichi applicati al rivestimento.....	60
3.2.3 Spostamenti e forze interne nelle travi.	61
4- IL METODO CCM: CURVE CONFINEMENT METHOD.....	63
4.1 Costruzione della curva caratteristica con il criterio di Mohr-Coulomb	64
4.2 Definizione della linea di reazione del sostegno	67
5- ANALISI DEL MODELLO	68
5.1 Procedura utilizzata	68
5.2 Esempi applicativi e commenti	73
5.2.1 Caso 1	74
5.2.2 Caso 2.....	79

5.2.3 Caso 3	83
5.2.4 Caso 4	84
5.2.5 Caso 5	85
CONCLUSIONI.....	92
BIBLIOGRAFIA.....	94

INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi si propone di analizzare il comportamento del rivestimento in calcestruzzo proiettato in galleria considerando gli effetti deformativi secondari nel tempo. La deformazione secondaria si sviluppa dopo il completamento dell'opera ed è stato considerato l'effetto dovuto al fenomeno di creep.

Per l'analisi del comportamento del rivestimento in calcestruzzo proiettato sotto i carichi applicati dalla massa rocciosa e considerando l'interazione fra il rivestimento e la massa rocciosa si è utilizzato il metodo HRM, Hyperstatic Reaction Method (Oreste, 2007, Do et al., 2014a). Questo metodo permette di simulare metà sezione della galleria tramite una serie di travi connesse da nodi.

Al fine di sviluppare una procedura per eseguire un'analisi di dettaglio dello stato tensionale e deformativo di una galleria con rivestimento in calcestruzzo proiettato, è stata necessaria un'analisi combinata con Convergence Confinement Method (CCM) e HRM.

Per tenere conto del fenomeno di creep si è utilizzato il modello di Voigt-Kelvin, che per riprodurre il comportamento utilizza due molle e un ammortizzatore viscoso.

Si è analizzato il comportamento del calcestruzzo proiettato dalla condizione di completamento ed entrata in funzione della galleria, situazione di partenza, corrispondente alla linea di reazione iniziale del sostegno caratterizzata da un modulo elastico $E_1 = 8000 \text{ MPa}$, per arrivare alla situazione conclusiva, individuata dalla linea di reazione finale del sostegno, caratterizzata da un modulo elastico E_∞ variabile secondo i cinque casi analizzati.

La procedura di calcolo è stata suddivisa in 10 steps e si è valutata la variazione di alcuni parametri, dalle condizioni iniziali a quella finale, passando per ciascuno step. I parametri studiati sono: rotazione, momenti flettenti, forze interne normali e di taglio.

Si sono infine valutati la variazione del modulo elastico del calcestruzzo proiettato in corrispondenza di ogni step ed i tempi associati a ciascuna variazione.

1 – IL CALCESTRUZZO

1.1 – Il calcestruzzo tradizionale

Il calcestruzzo è un conglomerato costituito da ghiaia, sabbia e pietrisco. Per tenere insieme questi materiali inerti si utilizza una malta costituita da acqua e cemento.

Il cemento è un legante idraulico che si ottiene dalla macinazione della calce; fra i principali pregi vi sono:

- resistenza alta ad agenti chimici;
- resistenza meccanica elevata;
- costi di produzione contenuti.

In commercio c'è una vasta gamma di cementi disponibili; fra i più utilizzati vi è il cemento Portland, costituito da clinker più gesso o anidrite. Il clinker è prodotto mediante un processo di cottura, a temperature elevate ($T=1300-1500^{\circ}\text{C}$), di un composto di marna, argilla, sabbia, calcare e altri componenti minori. Il processo di produzione può avvenire in due differenti modi: per via umida o secca.

L'impasto di cemento presenta una microstruttura fibrosa. I parametri da tenere in considerazione nella formazione dell'impasto sono due:

- tempo di idratazione;
- rapporto acqua/cemento (a/c).

Circa il 60-80% del volume totale è coperto dagli aggregati, la cui provenienza può essere dovuta alla frantumazione di materiale di pezzatura più grossolana oppure di origine alluvionale. Fra i miglioramenti più importanti conferiti dagli aggregati vi sono l'incremento di resistenza meccanica ed una migliore lavorabilità conferita all'impasto, oltre all'assorbimento del calore generato nella fase di presa. Inoltre, fungendo da riempitivo, rendono necessaria una minore quantità di cemento, abbattendo così costi e calore di idratazione. La loro dimensione può essere fine o grossa (se passano o no per almeno il 95% a un vaglio con maglie di apertura 4 mm). Sono caratterizzati da forma, porosità, umidità, e densità e quest'ultima è importante per il proporzionamento del calcestruzzo. Possono essere leggeri, normali o pesanti.

Ci sono alcune principali limitazioni da seguire nell'utilizzo degli aggregati.

Gli aggregati utilizzati non devono provenire da rocce intensamente fratturate, non ci deve essere porosità elevata e frazioni di minerali eccessivamente dure o tenere.

Un'altra indicazione da seguire riguarda la forma; quella più idonea è prossima alla sfera, mentre le particelle di forma appiattita, allungata, o con la presenza di spigoli vivi presentano degli svantaggi:

- possibile generazione di sacche di acqua o aria;
- diminuzione della resistenza a causa della tendenza alla stratificazione orizzontale;
- minore lavorabilità dell'impasto.

Un'altra correlazione, come illustrato in tab.1.1, suggerisce la quantità minima di fini in base al massimo diametro utilizzato, in modo da garantire adeguate lavorabilità e compattezza:

d_{\max} (mm)	Contenuto minimo di fini (kg/m ³)
8	525
16	450
32	400
> 50	350

Tab.1.1 – Correlazione fra massimo diametro utilizzato e contenuto minimo di fini

Un altro ruolo importante è svolto dagli additivi (mai superiori al 5%), che servono a modificare alcune caratteristiche del calcestruzzo (come i fluidificanti).

1.2 – Il calcestruzzo proiettato

Il calcestruzzo proiettato (shotcrete) è un calcestruzzo che viene convogliato sotto pressione attraverso una lancia o un tubo pneumatico e proiettato ad alta velocità (da 30 a 50 m/s), con compattazione simultanea (DIN 18551, 1992). Il comportamento è analogo a quello del calcestruzzo, ma i metodi di costruzione dei tunnel con rivestimento in calcestruzzo proiettato (SCL, ShotCrete Lining) e del posizionamento dello shotcrete richiedono una diversa composizione del calcestruzzo e conferiscono caratteristiche diverse al materiale, rispetto al calcestruzzo convenzionalmente posizionato. E' composto da acqua, cemento, aggregati e vari additivi.

La sua composizione è fatta in modo che esso aderisca alla superficie scavata, sostenga il peso proprio e i carichi del terreno che si sviluppano e che abbia i requisiti di resistenza e durabilità per il suo scopo nel medio-lungo termine.

La tecnica del calcestruzzo proiettato trova il suo più diffuso impiego nelle costruzioni sotterranee al fine di bloccare le possibili venute di acqua dalle pareti dello scavo e di proteggere in avanzamento lo scavo dall'eventuale caduta di materiale lapideo. Trova impiego anche nel consolidamento di versanti, nei lavori di ripristino di costruzioni in calcestruzzo degradate e nella protezione degli scavi di fondazione. Nel calcestruzzo proiettato, contrariamente ai calcestruzzi tradizionali, posa in opera e compattazione avvengono in un'unica operazione. La compattazione, infatti, si esegue servendosi della velocità dell'impatto del conglomerato contro le pareti del substrato interessato. Allo scopo di evitare che il conglomerato possa essere dilavato dall'acqua presente sulle pareti e di ridurre la quantità di materiale di sfrido, è necessario che abbia una presa istantanea ("flash set"), ottenibile aggiungendo degli additivi acceleranti nell'impasto. (Progetto concrete, ATECAP, AITEC, SISMIC, CONPAVIPER, ASSIAD).

La tecnologia del calcestruzzo proiettato è un campo in continuo e veloce sviluppo. Mentre molti dei principi rimangono gli stessi, l'apparecchiatura è migliorata notevolmente negli ultimi anni per quanto riguarda la facilità d'uso e la sua capacità. Considerazioni sulla salute e la sicurezza e la necessità di maggiori tassi di produzione stanno portando ad aumentare i livelli di automazione.

I primi calcestruzzi proiettati non erano dei prodotti di alta qualità. Grandi quantità di additivi acceleranti aggressivi sono state richieste per ottenere un calcestruzzo proiettato

che aderisse alla terra e in modo che strati ragionevolmente spessi potessero essere proiettati. Le grandi quantità di polvere e la natura caustica degli acceleratori causavano un ambiente molto malsano. Nonostante gli acceleratori, una grande quantità di calcestruzzo proiettato non aderiva e cadeva come materiale di scarto sul pavimento del tunnel, il cosiddetto 'rimbalzo'. Il materiale era molto sensibile all'influenza dell'ugello, poiché controllava il modo in cui il materiale era spruzzato (che determina la compattazione) e il contenuto idrico. A causa di ciò, e di un deterioramento causato da acceleranti come i "Waterglass", le resistenze a lungo termine del calcestruzzo proiettato erano molto più basse del cemento convenzionale.

Pertanto, la ricerca e lo sviluppo dal 1970 si sono concentrati principalmente su acceleranti e additivi (per raggiungere più alte resistenze iniziali con dosaggi più bassi di questi costosi e spesso pericolosi additivi, senza compromettere la resistenza a lungo termine, e per ridurre polvere e rimbalzo) e su attrezzature per migliorare la qualità della spruzzatura.

1.2.1 Caratteristiche e benefici

Il calcestruzzo proiettato è diffusamente ritenuto il risultato di un processo piuttosto che un materiale. Se applicato in maniera opportuna, può ritenersi un metodo di costruzione con caratteristiche strutturali e durature con qualità superiori al calcestruzzo convenzionale, per esempio in termini di bassa permeabilità, resistenza ad alcune forme di agenti chimici, buona resistenza agli agenti atmosferici, alte resistenze e durabilità (US Army Corps of Engineers, 1993). Inoltre, il processo di messa in posa del calcestruzzo proiettato fornisce ulteriori benefici, come eccellenti legami con diverse tipologie di substrati e una risposta rapida se non del tutto istantanea.

Gli enormi vantaggi di questo processo uniti con i miglioramenti delle attrezzature e dei materiali hanno reso il calcestruzzo versatile per tanti tipi di lavoro. Può essere applicato ai casi di instabilità in tunnel e altre costruzioni sotterranee. Al giorno d'oggi il calcestruzzo è un fattore chiave per sistemi di sostegno della roccia nelle gallerie, lavori minerari e stabilizzazioni di pendii.

Il calcestruzzo proiettato è considerato il metodo costruttivo del futuro, per via dei vantaggi apportati in termini di economia, flessibilità e rapidità.

1.2.2. I costituenti

L'azione del calcestruzzo proiettato è influenzata da vari parametri: cemento, aggregati, acceleranti, ritardanti, rapporto acqua/cemento e contenuto di microsilice (o fumo di silice).

Si possono impiegare fibre polimeriche o metalliche per migliorare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. Tipicamente sono impiegate fibre in acciaio lunghe 12-40 mm (rapporti lunghezza/diametro 30-150) con dosaggi di 35-45 kg/m³ di calcestruzzo proiettato.

Cemento

Per il metodo wet-mix viene comunemente utilizzato il cemento Portland. Il cemento non deve avere proprietà particolari. Tuttavia, la chimica del cemento è importante. Se la percentuale del componente di accelerazione, tricalcico alluminato, è insolitamente bassa, il cemento può reagire troppo lentamente per l'utilizzo in calcestruzzo proiettato. Anche per il dry-mix viene comunemente utilizzato cemento Portland. Tuttavia, per ridurre la necessità di acceleranti, sono stati sperimentati nuovi tipi di cemento, i cosiddetti 'spray cements', per l'utilizzo nel metodo dry-mix (Testor 1997, Lukas et al. 1998).

Acqua/cemento

Come nel calcestruzzo convenzionale, il rapporto acqua/cemento ha una grande influenza sulla resistenza del calcestruzzo.

Minore è il rapporto acqua/cemento, maggiore è la resistenza perché vengono lasciati meno vuoti dopo l'idratazione. L'idratazione completa del cemento richiede un rapporto acqua/cemento di circa 0,23. Tuttavia, i requisiti di pompabilità impongono che i rapporti acqua/cemento più alti siano usati per calcestruzzo proiettato wet-mix. Nel metodo dry mix, il rapporto acqua/cemento è controllato dall'ugello. In genere i valori medi sono da 0,3 a 0,55; il rapporto per miscele wet ha un range da 0,4 a 0,65 (ITA 1993).

Aggregati

Sabbia e aggregati costituiscono la maggior parte del calcestruzzo proiettato. Gli aggregati arrotondati sono preferiti rispetto alle particelle angolari. In una miscela di calcestruzzo proiettato prevale la componente di particelle fini; la presenza di materiale di pezzatura grossolana (>10 mm di diametro) è uno dei motivi più comuni che causano

ostruzione in fase di spruzzatura, con conseguenti costosi ritardi e sprechi di calcestruzzo e quindi è importante un accurato mix-design. La percentuale di umidità nell'aggregato contribuisce all'acqua nel mix e questo influenza proprietà come la resistenza. A volte sono necessarie misure speciali per controllare il contenuto di umidità.

Dovrebbe essere utilizzato l'aggregato che ha una curva di gradazione liscia mentre le particelle angolari dovrebbero essere evitate poiché sono più difficili da pompare. Se necessario, la sabbia o l'aggregato possono essere angolari, ma uno dei due deve essere arrotondato.

Acceleranti

I moderni acceleranti si basano su combinazioni di Sali di alluminio (DiNoia and Sandberg 2004). Sono classificati come 'non-caustici' in modo che siano più sicuri da usare. Con metodo wet-mix l'accelerante viene aggiunto in forma liquida all'ugello durante la spruzzatura. Il dry-mix utilizza lo stesso approccio, ma l'accelerante può anche essere aggiunto in dosaggio fisso in polvere quando si utilizzano miscele confezionate. L'unico svantaggio degli acceleranti moderni è che non agiscono velocemente come quelli tradizionali che, però, erano caustici e meno sicuri.

Accelerando la reazione di idratazione aumenterà la resistenza del calcestruzzo proiettato in età precoce. Tradizionalmente, le alte resistenze iniziali sono state realizzate aggiungendo gli acceleranti alla miscela nell'ugello spruzzante. Ciò ha diversi svantaggi. In primo luogo, l'accelerazione della reazione di idratazione permette ai più piccoli cristalli di calcio-silicato idratati di crescere, mentre una reazione più lenta consente la crescita dei cristalli più grandi, portando a più alte resistenze a lungo termine. In secondo luogo, parecchi dei precedenti acceleranti erano molto alcalini e pericolosi per la salute dei lavoratori. Alcuni acceleranti, come il waterglass (silicato di sodio), non solo portano a più basse resistenze a 28 giorni, ma a causa della loro instabilità la resistenza diminuisce nel tempo (Kusterle, 1992). Le preoccupazioni circa le basse resistenze a lungo termine e la salute e sicurezza dei lavoratori hanno indotto a introdurre nuovi acceleratori, i cosiddetti 'alkali-free' o 'low-alkali' accelerators (Brooks 1999). Con questi nuovi prodotti e altri moderni additivi si può controllare con un ragionevole grado di accuratezza il guadagno in termini di resistenza a compressione e può essere adattato ai particolari requisiti di progetto. Utilizzando anche moderni

additivi come la microsilice, le contrastanti richieste di elevate resistenze iniziali e a lungo termine possono essere raggiunte in maniera più soddisfacente.

Additivi

Vengono aggiunti per soddisfare le esigenze dettate dalle resistenze di progetto, e per migliorare pompabilità e spruzzabilità.

Gli additivi superfluidificanti sono impiegati allo scopo di produrre impasti pompabili con ridotti rapporti a/c (0,45-0,35). Con questi bassi rapporti a/c si ottiene un significativo miglioramento delle prestazioni meccaniche, dell'impermeabilità e della durabilità del calcestruzzo.

Plastificanti e superplastificanti migliorano la lavorabilità senza aumentare il rapporto acqua/cemento (eccetto l'acqua contenuta nel plastificante stesso).

I ritardanti (noti anche come “stabilizzanti” o “agenti di controllo dell'idratazione”) hanno l'effetto di ritardare l'idratazione per estendere la durata della vita utile del calcestruzzo, mentre agenti attivatori rimuovono gli effetti inibitori dei ritardanti. Alcuni produttori sostengono che i loro prodotti possono estendere la durata della vita utile di una miscela bagnata dalle 1,5 ore normali a fino a 72 ore (Melbye 2005).

Gli additivi acceleranti sono quelli più largamente impiegati. Essi diventano indispensabili quando si deve proiettare il calcestruzzo su superfici bagnate da infiltrazioni di acqua o quando si deve assicurare un rapido sostegno della cavità.

Esistono due tipi di additivi acceleranti:

- A base di alcali (sodio): silicato, alluminato;
- Privo di alcali (alkali-free): solfati di ferro e/o alluminio.

Con l'impiego combinato di additivi e aggiunte di minerali si ottengono calcestruzzi proiettati ad alte prestazioni, più noti come HPS (High Performance Shotcrete), che hanno le seguenti caratteristiche:

- Elevata lavorabilità del calcestruzzo;
- Impiego di cemento d'altoforno o pozzolanico (elevata resistenza ai solfati e ai cloruri);
- Basso rapporto a/c (elevata impermeabilità e durabilità);
- Basso sfrido e rimbalzo aggregati (<10%);
- Rapido aumento di resistenza meccanica (circa 20 MPa a 1 giorno).

Va, però, detto che talvolta l'interazione degli additivi può anche produrre effetti negativi.

Microsilicati

L'aggiunta di microsilice ha due vantaggi principali. In primo luogo, migliora l'aderenza del calcestruzzo proiettato, permettendo di ridurre i dosaggi dell'acceleratore o di posare strati più spessi di calcestruzzo proiettato. L'aderenza più alta riduce la polvere e il rimbalzo (Brite Euram, 1998). In secondo luogo migliora la densità a lungo termine, fornendo un vantaggio in quanto a resistenza e durabilità.

La presenza di fumo di silice va quindi a migliorare la coesione dell'impasto, con benefici sia in termini di resistenza al dilavamento che di minore tendenza al rimbalzo, e incrementa anche le prestazioni meccaniche. E' presente nell'ordine del 5-7% sulla massa del cemento (circa 20-30 kg/m³).

Il suo utilizzo in percentuali maggiori avviene alla presenza degli additivi alkali-free in modo tale da sopperire a una velocità di presa inferiore in confronto a quelli a base di silicato di sodio. (Progetto concrete, ATECAP, AITEC, SISMIC, CONPAVIPER, ASSIAD).

In generale, la microsilice migliora la qualità del calcestruzzo proiettato, incrementando la durabilità così come le proprietà meccaniche. Lo svantaggio principale è la sua alta richiesta d'acqua, che richiede più plastificante o acqua, o entrambi.

Fibre

Esistono pareri contrastanti sui benefici apportati dall'aggiunta di fibre di acciaio sulla resistenza alla compressione del calcestruzzo proiettato. Vandewalle (1996) sostiene che abbiano poco effetto benefico, mentre Brite Euram (1998) sostiene che le fibre di acciaio aumentino la resistenza alla compressione dal 10 al 35%. Anche le fibre di polipropilene sono state studiate per incrementare la resistenza, ma aumentano anche la domanda di acqua, apportando così poco beneficio complessivo (Brite Euram 1998).

1.2.3 Metodi di produzione

Il calcestruzzo proiettato è prodotto in due modi: con il dry-mix process e con il wet-mix process.

1.2.3.1 Dry-mix

Nel processo di dry-mix, una miscela di aggregati naturalmente idratati o essiccati al forno, cemento e additivi è convogliata mediante aria compressa all'ugello, dove è aggiunta l'acqua di miscelazione (e l'accelerante, se liquido), (Fig.1.1);

Il dosaggio dell'accelerante e il rapporto acqua/cemento sono controllati dall'operatore addetto all'ugello (da adesso chiamato nozzleman) durante la spruzzatura. In passato la miscela a secco è stata preferita, perché potrebbe produrre calcestruzzo proiettato con più alti punti di resistenza iniziale, e alcuni paesi, in particolare l'Austria, mantengono una preferenza per il processo di dry-mix.

Alcune delle ragioni per la scelta del calcestruzzo proiettato con il dry mix process sono:

- maggiori resistenze iniziali (tab.1.2);

Age	Dry mix spray cement (oven-dry agg.)	Dry mix spray cement (moist agg.)	Wet mix 6% alkali-free acc. ^a	Dry mix 6% alkali-free acc.
6 minutes	0.95	0.5	0.5	–
1 hour	1.3	1.0	1.0	–
1 day	23.0	21.0	15.0	17.0
56 days	41.0	39.0	61.0	39.0

Tab.1.2 - Resistenze a compressione delle miscele moderne (Lukas et al. 1998)

- minori costi d'impianto;
- piccoli requisiti di spazio in cantiere, specialmente se si utilizzano miscele pre-confezionate (particolarmente vantaggioso nei siti urbani);
- maggiore flessibilità durante il funzionamento, perché il calcestruzzo proiettato può essere efficacemente disponibile “on tap” (“alla spina”), comportando una minore richiesta di pulizia.

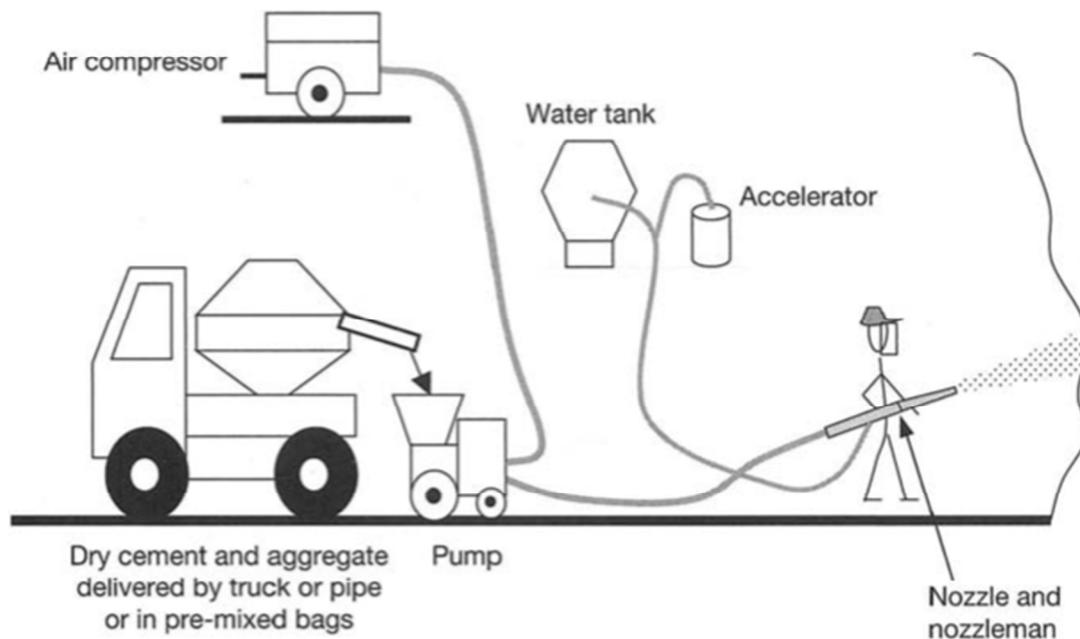


Fig.1.1-Dry-mix process

In linea di massima, il calcestruzzo proiettato con il metodo dry-mix è più adatto a progetti che richiedono volumi piccoli e intermittenti di calcestruzzo proiettato e dove ci sono vincoli di spazio in loco o lunghi tempi di percorso dal punto di dosaggio al fronte. Con il dry mix il calcestruzzo proiettato può essere dosato e stoccato in sacchetti pronti per l'uso. Accelerante in forma di polvere può essere aggiunto al mix pre-confezionato in modo che siano necessari, quando si spruzza, solamente acqua e aria compressa. Questo semplifica l'equipaggiamento necessario, ma non vi è alcuna possibilità di variare il dosaggio. Gli svantaggi principali del metodo dry mix sono gli alti livelli di polvere (come illustrato in fig.1.2) e la variabilità del prodotto dovuta all'influenza del nozzleman.

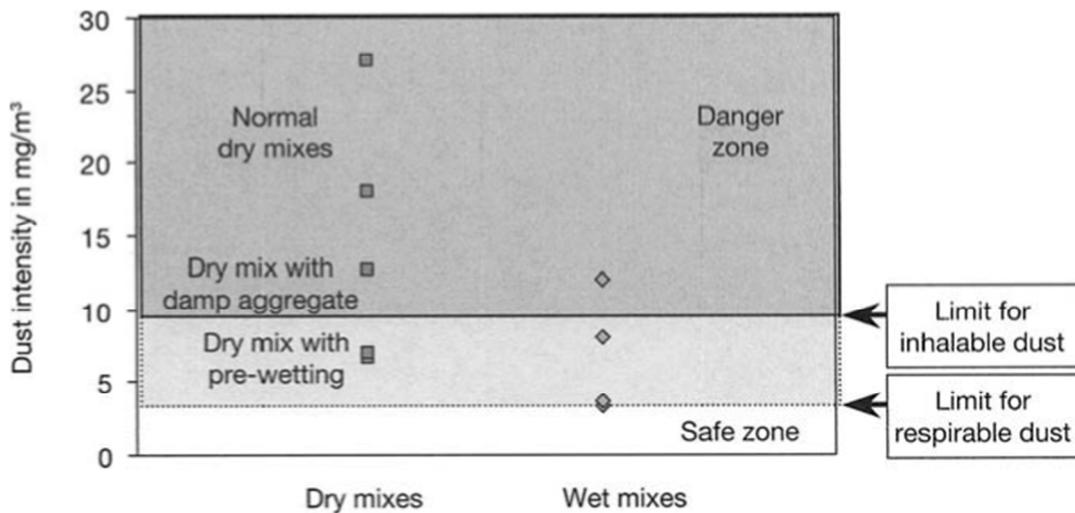


Fig.1.2 - Livelli di polvere per diversi tipi di calcestruzzo proiettato con metodo dry-mix (Testor and Pfeuffer 1999).

Per contrastare ciò, sono stati sviluppati ugelli pre-bagnanti (per ridurre la polvere) e speciali cementi spray, che non richiedono alcun accelerante addizionale (Testor 1997).

1.2.3.2 Wet-mix

Nel wet-mix process, il calcestruzzo premiscelato (bagnato) è convogliato con aria compressa o pompato all'ugello, dove è aggiunto l'accelerante liquido, (Fig.1.3). Il rapporto acqua/cemento è fissato quando il calcestruzzo viene dosato al di fuori del tunnel. Il dosaggio dell'accelerante è controllato dall'ugello durante la spruzzatura. C'è una tendenza globale nel preferire il wet-mix process al dry-mix. Il processo wet mix è concepito per consentire un maggiore controllo sulla qualità, per essere più adatto all'automazione e per essere più sicuro (poiché i livelli di polvere sono più bassi). È stato stimato che in tutto il mondo circa il 60% del calcestruzzo proiettato è prodotto con il metodo wet mix (Brooks 1999).

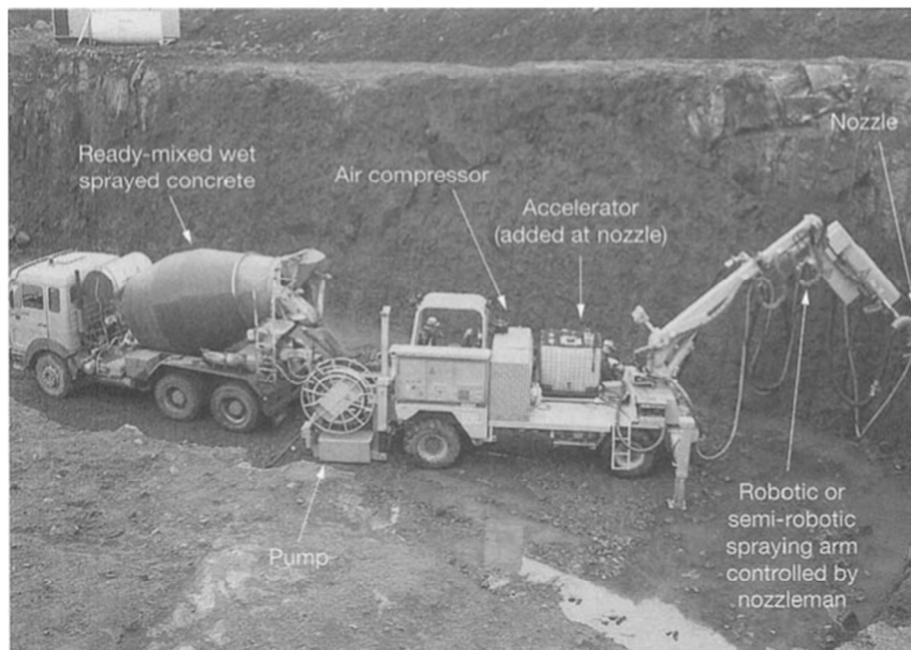


Fig.1.3 - Wet-mix process

Alcune delle ragioni per cui scegliere il calcestruzzo spruzzato con metodo wet-mix:

- maggiore controllo della qualità, perché la miscela è dosata in un impianto e il rapporto acqua/cemento non può essere alterato dall'ugello;
- lo spruzzo robotizzato è necessario a causa del peso dell'ugello e del tubo flessibile, ma ciò porta a uscite più elevate rispetto alla miscela a secco (da 18 a 20 m³ l'ora) e riduce la variabilità dovuta al fattore umano. Il costo supplementare dell'impianto è parzialmente compensato dalla riduzione dei costi del lavoro.
- Minore rimbalzo (tipicamente 16%, rispetto al 21 - 37% per miscele secche) (Lukas et al. 1998);
- Meno polvere (con livelli entro limiti accettabili);
- L'utilizzo di lotti pronti e di spruzzatura robotizzata permette di registrare l'esatto mix e le quantità spruzzate per essere mantenute più facilmente (Davik e Markey 1997).

Il calcestruzzo spruzzato con miscela wet-mix è più adatto ai progetti che richiedono normali e grandi volumi di calcestruzzo proiettato e dove un impianto di dosaggio può essere situato vicino al punto di uso.

Se si considerano tutti i fattori rilevanti, come il rimbalzo, costi di lavoro e tempi di ciclo, le differenze di costo fra i due metodi si sono talmente assottigliate da rendere complessa la scelta.

Nelle gallerie più lunghe l'investimento più elevato in termini di apparecchiature può essere giustificato facilmente.

Gli svantaggi principali del calcestruzzo spruzzato con wet-mix process sono:

- i più alti costi d'impianto;
- le resistenze più basse;
- la durata limitata della vita utile del calcestruzzo proiettato una volta miscelato.

Tuttavia, i costi supplementari dell'impianto sono in parte compensati dai benefici dati dall'automazione.

Poiché le norme e le restrizioni in termini di sicurezza e di salute diventano sempre più rigorose, la questione dei livelli della polvere rafforzerà le tesi a sostegno dell'utilizzo del calcestruzzo proiettato con il metodo wet-mix.

1.2.4 Tecnica di spruzzamento

L'abilità del nozzleman ha una grande influenza sulla qualità del calcestruzzo proiettato. Esistono diverse guide sulle migliori pratiche da seguire per il calcestruzzo proiettato (ad esempio ACI 506R-90 (1990), EFNARC 1996).

Una tecnica di spruzzatura scadente può causare vari difetti (come illustrato in Fig.1.4):

- vuoti: quando si spruzza su una superficie irregolare, con geometrie scomode (ad esempio spigoli vivi) o intorno ad ostruzioni (come le barre di rinforzo), può insorgere il pericolo di formare vuoti se l'angolo di inclinazione del getto di calcestruzzo è errato;
- shadowing: i vuoti di ombreggiatura si formano dietro barre di rinforzo, esponendo l'acciaio a un maggiore rischio di corrosione e riducendo l'efficacia del rinforzo.
- sloughing: sezioni di calcestruzzo proiettato cadono sotto il proprio peso, perché il legame è troppo debole o perché lo strato che è stato applicato è troppo spesso.
- laminazioni: piuttosto che essere una massa omogenea, il calcestruzzo proiettato può essere costituito da strati con un legame debole fra essi. Ciò può essere dovuto alla preparazione inadeguata tra le diverse applicazioni di calcestruzzo proiettato o a variazioni di compattazione durante la spruzzatura.

- rimbalzo: se il rimbalzo non è spazzato via durante la fase di spruzzatura può finire per essere incorporato nel rivestimento, formando una zona di debolezza. Il rimbalzo eccessivo è uno spreco costoso di calcestruzzo spruzzato.
- bassa resistenza: se c'è un sovradosaggio dell'accelerante, c'è il rischio che il calcestruzzo proiettato abbia una bassa resistenza, o perché ha una struttura più porosa (con conseguente compattazione meno efficace) o a causa di una riduzione a lungo termine della forza (anche se questo fenomeno non sembra accadere con gli acceleranti moderni).

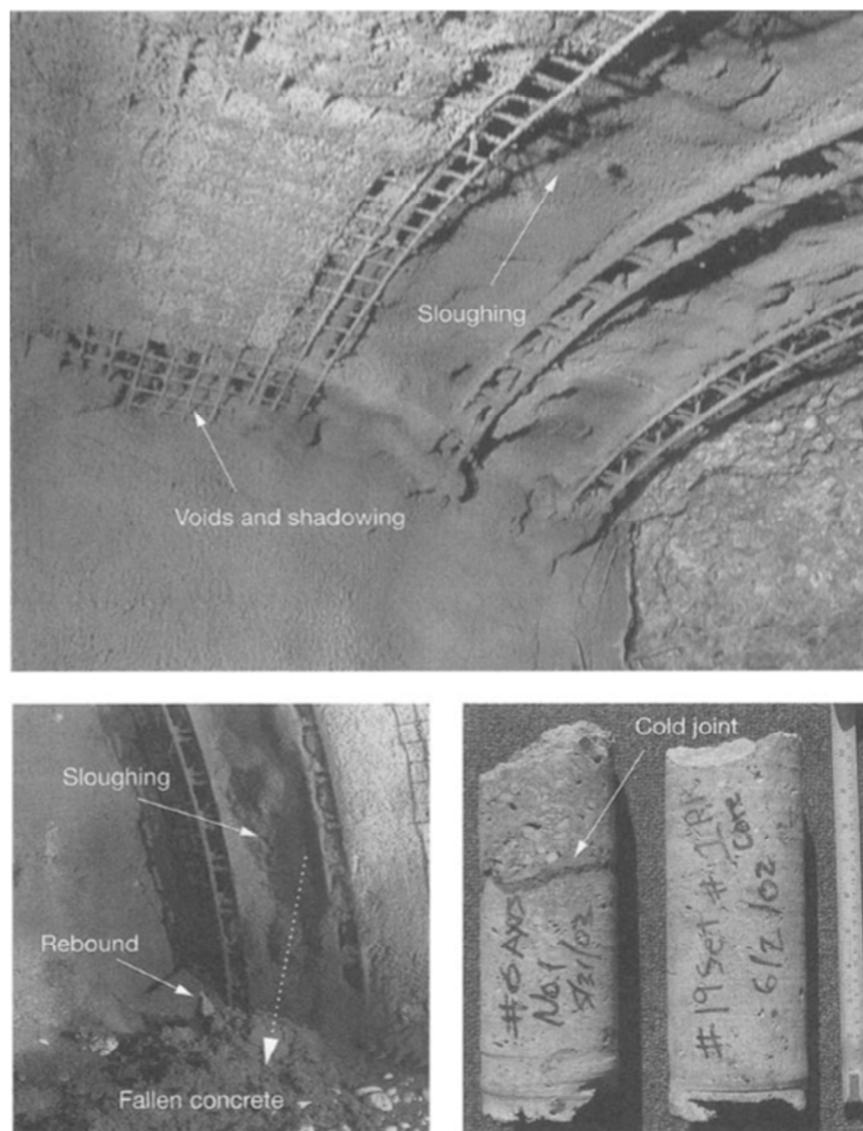


Fig.1.4 - Difetti di spruzzatura

Il lavoro del nozzleman può comunque essere agevolato da un buon lavoro in fase di progettazione. Le geometrie che sono scomode per la spruzzatura dovrebbero essere evitate e la spaziatura delle barre di rinforzo non dovrebbe essere inferiore ai 150 millimetri.

L'ultima tecnologia si concentra sulla riduzione della portata dell'errore umano.

La spruzzatura completamente automatizzata (robotica) è stata sperimentata (per esempio per rivestimenti antincendio) ma deve ancora essere utilizzata in una effettiva situazione di produzione.

1.2.4.1 Gli ugelli

L'ugello è il dispositivo situato all'estremità finale del tubo che converte il flusso di calcestruzzo (asciutto o bagnato) in un getto di calcestruzzo proiettato con l'aggiunta di aria compressa. Gli ugelli sono progettati per garantire una buona miscelazione dell'accelerante e dell'aria compressa e, in caso di dry mix, anche dell'acqua. Ugelli speciali sono stati sviluppati per le miscele asciutte in modo tale da permettere la prebagnazione dell'aggregato appena prima che venga aggiunta la parte principale dell'acqua e dell'accelerante. Quest'accorgimento favorisce la riduzione delle polveri.

E' importante eseguire un'accurata pulizia dell'ugello dopo ogni utilizzo, in modo che non si intasi di calcestruzzo indurito. Gli ugelli possono essere soggetti a notevole usura a causa della brusca riduzione del diametro del tubo. Questo difetto può essere attenuato curvando l'interno dell'ugello o usando i cosiddetti ugelli "Stream Converter" (Spirig 2004). La lunghezza delle fibre di acciaio deve essere inferiore al 75% del diametro dell'ugello in modo tale da evitare ostruzioni.

1.2.5 Resistenza

La resistenza alla compressione non confinata (UCS) è molto importante per il calcestruzzo proiettato, è la proprietà primaria del materiale; questa è la resistenza fornita da un materiale a una forza di schiacciamento applicata assialmente. La resistenza alla compressione non confinata del calcestruzzo indurito è uno degli indicatori della qualità del calcestruzzo. L'UCS dovrebbe essere impiegato come indicatore della resistenza alla compressione di una miscela indurita e può essere utilizzato come misura indiretta di altre proprietà meccaniche di una miscela (Concrete

Institute of Australia, 2010). La resistenza di una miscela può essere influenzata durante il processo di posizionamento da vari parametri: l'aggiunta di acceleranti, la temperatura, una scarsa irrorazione e compattazione e un'inadeguata polimerizzazione. Le specifiche per la resistenza alla compressione sono 20MPa per shotcrete provvisorio e 40Mpa o più alto per shotcrete permanente (Thomas, 2009).

Lo studio del comportamento a compressione e a trazione dei rivestimenti SC è effettuato mediante metodi numerici bidimensionali o a tridimensionali. L'uso di questi metodi di calcolo richiede tempo per definire il modello e per essere in grado di analizzare i risultati in modo conveniente. Infatti, è necessaria una grande porzione di ammasso roccioso intorno al tunnel nel modello numerico ed è necessario procedere correttamente per inserire le fasi di scavo e di supporto realizzate nel tunnel.

Il calcestruzzo proiettato può essere impiegato per i sostegni provvisori e permanenti. Tuttavia, per quanto riguarda la progettazione e la costruzione di gallerie moderne, il calcestruzzo proiettato a rivestimento singolo strato sta diventando la tendenza di sviluppo futuro (Franzen et al., 2001). Con calcestruzzo proiettato come rivestimento finale permanente, i requisiti di prestazione a lungo termine devono aumentare (Melby, 1994).

Come per tutti i materiali, la forza del calcestruzzo è governata tanto dai difetti e dalle imperfezioni all'interno del materiale, quanto dai punti di forza intrinseci dei componenti principali e dalla loro interazione. Nel caso del calcestruzzo i componenti principali sono l'impasto di cemento idratato e l'aggregato.

Le resistenze a compressione tipiche dell'impasto di cemento idratato possono andare da 300 a 500 MPa, mentre la resistenza alla compressione delle rocce comunemente usate per l'aggregato si trova fra 130 e 280 MPa (Neville 1995).

Le imperfezioni sono vuoti o pori, micro-fratture e macro-fratture. La porosità totale del calcestruzzo tipicamente varia fra 15% e 20% del volume. La porosità del calcestruzzo proiettato tende a trovarsi all'estremità più alta del range (Kusterle 1992, Lukas et al. 1998, Blasen 1998, Oberdorfer 1996) con le più alte porosità generalmente nel calcestruzzo proiettato wet-mix. Di conseguenza, i calcestruzzi proiettati con wet-mix possono tendere a raggiungere resistenze inferiori rispetto a miscele dry paragonabili. La rottura del calcestruzzo a compressione è regolata da fratture sotto compressione monoassiale o biassiale e da schiacciamento sotto sollecitazione multiassiale (Neville

1995, Chen 1982). Microfratture esistenti a causa di idratazione e di essiccazione iniziano ad aumentare quando il carico supera circa il 30% della resistenza massima compressiva del calcestruzzo maturo (Feenstra and de Borst 1993). Queste microfratture si trovano principalmente all'interfaccia tra gli aggregati e la pasta cementizia indurita. Mentre la dimensione delle microfratture aumenta, l'area effettiva che resiste al carico applicato diminuisce e così lo sforzo aumenta localmente più velocemente dello sforzo nominale del carico (Neville 1995). Più è alto il livello iniziale di porosità nel calcestruzzo, maggiore sarà la sollecitazione locale iniziale.

Al di sopra di una sollecitazione pari a circa il 70% della massima resistenza a compressione, avvengono le fratture nell'impasto e le microfratture cominciano ad unirsi (Rokahr and Lux, 1987). In seguito al raggiungimento della massima resistenza a compressione, le macrofratture si creano dall'insieme di microfratture localizzate in fasce ristrette e il carico che il calcestruzzo può sostenere diminuisce (Feenstra and de Borst 1993).

Nel caso di un rivestimento di galleria, lo stato di stress è in gran parte biassiale, in quanto le sollecitazioni radiali nel rivestimento sono molto inferiori alle sollecitazioni tangenziali e longitudinali (Meschke 1996). Nel caso di sollecitazione biassiale, si assume spesso che la massima sollecitazione a compressione si riduce linearmente dal valore uniassiale (quando la tensione di trazione è zero) a zero (quando la tensione di trazione è uguale alla massima tensione di trazione uniassiale).

Per riassumere, la resistenza del calcestruzzo dipende da una parte dalla resistenza dei componenti principali, la pasta di cemento indurito e aggregato, e dall'altra parte dalla densità del campione.

Le specifiche moderne richiedono resistenze a compressione di 20 MPa (per calcestruzzo proiettato provvisorio) fino a 40 MPa o più alte (per calcestruzzo proiettato permanente) a 28 giorni (Brooks 1999). Il calcestruzzo proiettato deve anche possedere l'aderenza sufficiente per aderire al terreno e per sostenere il carico subito dopo che è stata spruzzato. Quindi, a differenza del calcestruzzo convenzionale, la miscela di calcestruzzo proiettato deve essere progettata per raggiungere una resistenza alla compressione relativamente alta già dalle prime ore dopo l'installazione, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza a lungo termine. Inoltre, la miscela deve soddisfare criteri di lavorabilità e pompabilità più restrittivi rispetto al calcestruzzo convenzionale.

Di questi criteri, tradizionalmente la resistenza di prima età e le esigenze di pompabilità hanno dominato, a scapito della forza a lungo termine (Kusterle 1992, Darby and Leggett 1997).

1.2.5.1 Resistenza iniziale

Spesso è necessario che il calcestruzzo proiettato per il supporto a terra raggiunga una resistenza iniziale minima nelle prime ore dopo la spruzzatura. La resistenza di prima età è la resistenza del calcestruzzo proiettato richiesta in un momento precedente rispetto ai 28 giorni convenzionali specificati per la normale fornitura di calcestruzzo (Concrete Institute of Australia, 2010). Il calcestruzzo proiettato di età inferiore a 24 ore è generalmente considerato calcestruzzo fresco. Per calcestruzzo proiettato di prima età si intende generalmente quello corrispondente a 1-3 giorni dopo l'applicazione.

La resistenza del calcestruzzo giovane è spesso più importante di quella finale, poiché determina quando il fronte di scavo può procedere, sia in terreni morbidi sia in rocce deboli. Pertanto ha una notevole influenza sulla velocità di avanzamento.

Bernard (2008) ha determinato due principali modalità di rottura per il calcestruzzo di prima età: shear punching e flexural delaminating.

Si è determinato che un valore di UCS di 0,5-1,0 MPa per il calcestruzzo proiettato è idoneo per la protezione da eventuale rock-fall (Iwaki et al, 2001).

1.2.5.2 Resistenza finale

Oltre alla resistenza iniziale, esistono dei requisiti meccanici per il calcestruzzo proiettato indurito, generalmente dopo 28 giorni.

1.2.5.3 Evoluzione con il tempo della resistenza a compressione

Per via del lungo processo di presa del cemento e della crescita dei cristalli, la resistenza meccanica del calcestruzzo aumenta con il tempo, ma è nel periodo iniziale che si ha il picco massimo dell'intensità della sua crescita (Sánchez J, 2015).

Il tasso di indurimento cambia per diversi tipi di calcestruzzo proiettato. Alcuni valori tipici della forza di compressione uniassiale del calcestruzzo proiettato nel tempo sono illustrati nella Tab.1.3 (Oreste, 2003).

Type of shotcrete	Hardening time			
	1–3 h	3–8 h	1 day	28 days
Shotcrete without accelerants	0	0.2	5.2	41.4
Shotcrete with accelerants (3%)	0.69	5.2	10.3	34.5
Shotcrete with regulated hardening	8.27	10.3	13.8	34.5

Tab.1.3 - Valori caratteristici della resistenza a compressione uniassiale per tre tipi di calcestruzzo proiettato (Hoek and Brown, 1980).

La seguente espressione è stata fornita da Sánchez J. (2015) per ottenere la resistenza a compressione media del calcestruzzo proiettato dal valore della resistenza media alla compressione all'età di 28 giorni:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

in cui:

- f_{cm} : resistenza a compressione media ottenuta da 28 giorni di prova;
- $\beta_{cc}(t) = \exp(0,5 \cdot (1 - 28/t) \cdot s)$ è il coefficiente che dipende dall'età del calcestruzzo proiettato;
- s : coefficiente che dipende dalla velocità di indurimento del cemento;
- t : età del calcestruzzo proiettato in giorni.

1.2.6 Modellazione del calcestruzzo proiettato

Il calcestruzzo proiettato viene solitamente modellato utilizzando diversi codici numerici.

Il modello elastico lineare con una rigidità costante è il più comune per via della sua semplicità (Thomas, 2009). Questi modelli prevedono forze assiali e momenti flettenti nei rivestimenti che sono molto alti se confrontati con i dati sul campo (ad esempio

Pöttler, 1990; Rokhar e Zachow, 1997). Il modulo elastico può essere stimato dall'UCS utilizzando l'equazione di Chang and Stille (1993):

$$E = 3.86 \cdot UCS^{0.60}.$$

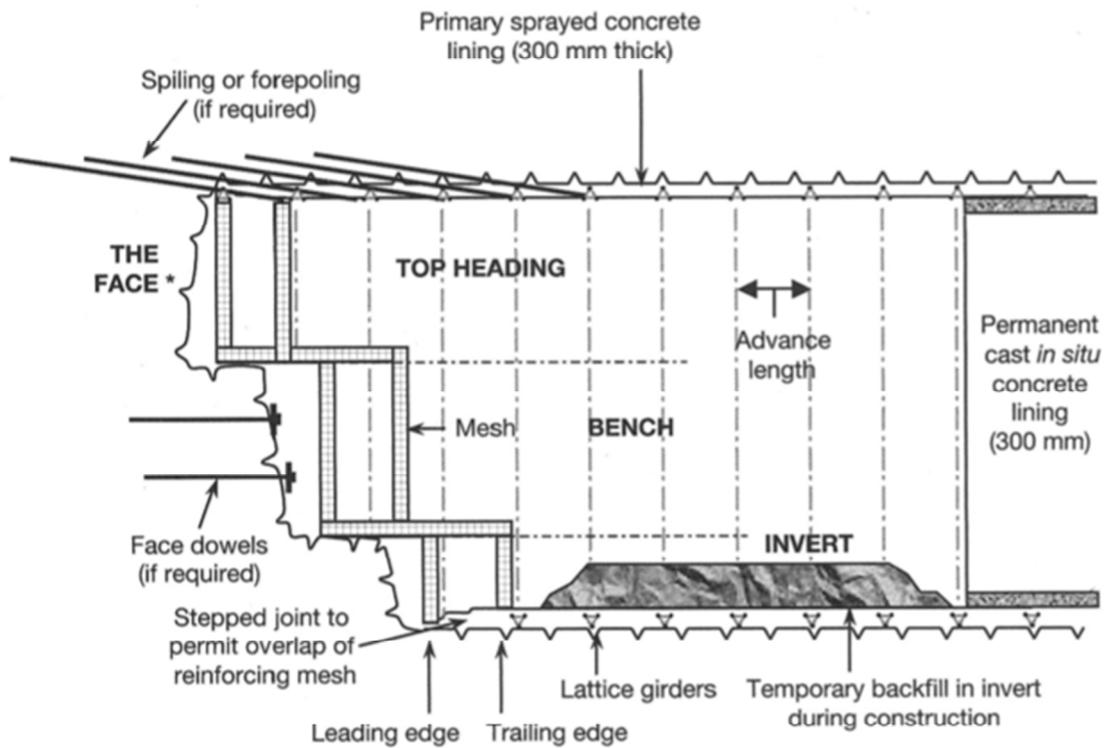
con:

- E=[GPa];
- UCS=[MPa].

In questo lavoro viene preso in esame un modello numerico basato sugli elementi finiti usando il metodo delle reazioni iperstatiche (per esempio Duddeck e Erdmann, 1985, Leca e Clough, 1992) per simulare l'interazione fra terreno e rivestimento durante le fasi di scavo. Il modello è particolarmente adatto per il dimensionamento delle strutture di supporto (Oreste 2007, Do et al., 2014a, 2014b, Hassani e Basirat, 2016). E' in grado di analizzare il comportamento dei rivestimenti circolari, considerando l'interazione tra il rivestimento e la roccia. Il rivestimento viene simulato con degli elementi trapezoidali che descrivono metà profilo attorno al tunnel e l'interazione viene valutata attraverso molle normali e tangenziali presenti sui nodi del modello, con il comportamento elastico-plastico ideale.

1.2.7 SCL tunnel

Un tunnel SCL è un tunnel con rivestimento in calcestruzzo proiettato (shotcrete lining). Le figg.1.5 e 1.6 mostrano una tipica sequenza di scavo e una sezione trasversale per un tunnel di grande diametro in terreni soffici a una profondità piccola. La disposizione della sequenza di scavo è influenzata dalla geometria del tunnel, dalla stabilità del terreno e dall'impianto di costruzione.



* With sprayed concrete sealing layer

Fig.1.5 - Long-section

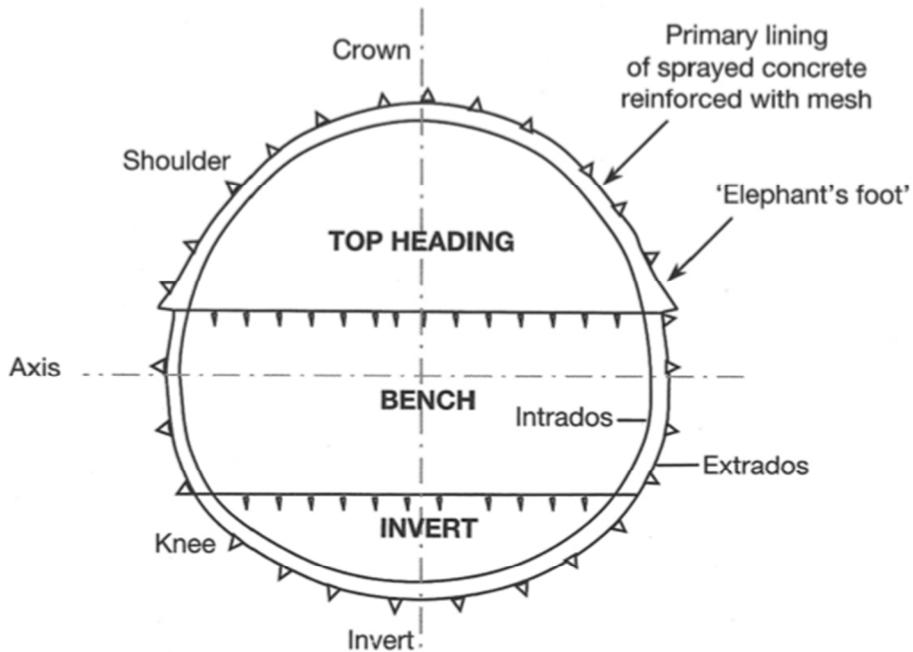


Fig.1.6 - Cross-section

Nei tunnel poco profondi è importante chiudere l'invert il più vicino possibile al fronte, al fine di limitare la deformazione del terreno.

Dopo che ogni fase della sequenza dello scavo è stata terminata ed il materiale di scarto allontanato, il calcestruzzo è spruzzato sulla superficie esposta al suolo. Il rivestimento è spesso costruito in diversi strati con delle reti di rinforzo inserite fra gli strati. Una volta che è stata completata una sezione di rivestimento, il passo successivo è lo scavo e così il processo va avanti e si forma il rivestimento.

Il rivestimento in calcestruzzo proiettato di solito non è definitivo e un altro rivestimento viene installato in un secondo momento.

Quando non si ha a che fare con terreni, ma con roccia, il calcestruzzo proiettato gioca un ruolo minore in quanto viene utilizzato in combinazione con la bullonatura per sostenere la roccia. Tuttavia il calcestruzzo proiettato è una parte importante del sostegno e spesso fa parte del supporto permanente.

Fra i più famosi metodi utilizzati per la realizzazione di tunnel con rivestimento in calcestruzzo proiettato vi sono in Europa il NATM (New Austrian Tunnelling Method) e in Nord America il SEM (Sequential Excavation Method).

Per comprendere l'origine e i pregi dei rivestimenti in calcestruzzo proiettato, si devono prima considerare alcuni fondamentali principi del tunnelling:

1. il tunnelling è un problema tridimensionale dell'interazione terreno-struttura;
2. il carico supportato dalla struttura composita del terreno e del rivestimento deriva dalle tensioni in situ e dalla pressione dell'acqua sotterranea;
3. la deformazione del terreno è inevitabile e deve essere controllata per consentire un nuovo stato di equilibrio da raggiungere in modo sicuro;
4. il terreno non supportato ha un "tempo di autoportanza" ("stand-up time" limitato).
5. spesso la resistenza del terreno dipende da quanto è deformato;
6. il carico sul rivestimento dipenderà da quanta deformazione è consentita e da quanta redistribuzione di sforzo all'interno del terreno è possibile;
7. il tunnelling deve mantenere il più a lungo possibile la resistenza intrinseca del terreno in modo che la quantità di carico supportata dalla struttura sia minimizzata.

Questi principi di base sono stati portati dell'attenzione dal lavoro pionieristico di ingegneri, come Rabcewicz, che hanno sviluppato la filosofia di tunnelling che è ora commercializzato come il nuovo metodo di tunnelling austriaco (NATM).

Nei suoi primi lavori in rock tunnels, Rabcewicz (1969) riconobbe che il calcestruzzo proiettato era un materiale adatto al tunnelling per alcune ragioni:

- il calcestruzzo proiettato è un materiale strutturale che può essere usato come rivestimento permanente;
- il comportamento del calcestruzzo proiettato è compatibile con l'obiettivo di un rivestimento che permetta la deformazione del terreno (e quindi la redistribuzione delle tensioni nel terreno);
- il comportamento è anche compatibile con la necessità di controllare questa deformazione in modo che la deformazione nel terreno non porti a rottura;
- i rivestimenti in calcestruzzo proiettato possono essere montati come e quando richiesto e nella forma richiesta. Quindi la geometria del tunnel ed i tempi di posizionamento del rivestimento possono adattarsi a una vasta gamma di condizioni di terreno. Il calcestruzzo proiettato può anche essere integrato con altre forme di supporto come i rockbolts e gli steel arches.

Il tunnelling SCL offre una libertà di forma che permette di realizzare tunnel di diverse sezioni e dimensioni, tempi e costi ridotti rispetto all'utilizzo dei metodi tradizionali.

2-IL CREEP

2.1 Generalità

Il fenomeno di creep è relativo a un comportamento del materiale, che sarà time-dependent, anziché tenso-deformativo; ciò significa che il materiale avrà una deformazione dipendente dal tempo oltre che dalle sollecitazioni applicate. I motivi dell'instaurarsi di questo meccanismo possono risiedere in diverse condizioni, come lo stato di stress in situ, le proprietà della roccia, condizioni geomeccaniche, spinta dell'acqua e pressione interstiziale (Barla, 2001). Tutto ciò può far sì che si inneschino delle deformazioni che aumentano nel tempo, causando disagi alle operazioni di scavo o comportando, nei casi più estremi e sottoposti ai rischi maggiori, la chiusura dei lavori.

Ci sono materiali che, se sottoposti ad un carico, presentano un comportamento viscoso. Il comportamento viscoso di un solido somiglia a quello plastico, ma mentre quest'ultimo fa sì che lo spostamento avvenga dopo che si raggiunge un certo valore, il comportamento viscoso produce una deformazione dipendente dal tempo e rappresenta, quindi, la capacità di deformarsi nel tempo. Ci sono delle situazioni in cui questo fenomeno ha dei risvolti pratici e bisogna tenerne conto.

Se si prende un provino di roccia generica, lo si mette sotto una pressa e si aumenta il carico, si potrà osservare che a un certo punto si rompe, in corrispondenza di una sollecitazione massima, C_0 .

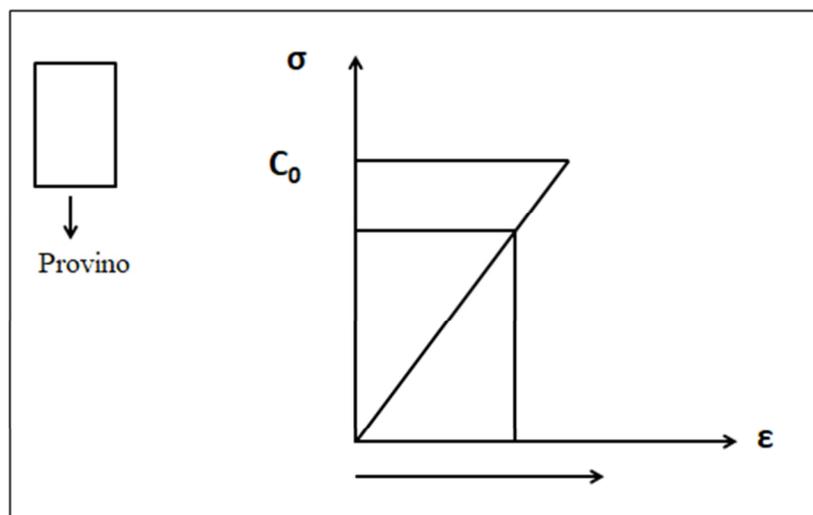


Fig.2.1 - Curva $\sigma - \epsilon$ per un provino di roccia generica sottoposto a carico crescente.

Se ci si ferma a sollecitazioni $\sigma < \sigma_{max}$ si ha una certa deformazione oltre la quale il provino non va, ma se il materiale ha comportamento viscoso si instaura un movimento lento che porterà ugualmente a rottura. Nel fenomeno di creep bisogna tenere conto di questa tendenza ad avere delle mutazioni strutturali che portano a rottura anche se il carico non è quello di rottura C_0 (quindi, quando si stima il fattore di sicurezza, per esempio, bisogna tenerne conto).

Dalla relazione deformazione-tempo il creep può essere messo in relazione con un comportamento di viscosità della roccia.

2.2 I contesti applicativi

Le possibili situazioni interessate dal fenomeno di creep sono varie. Può essere, per esempio, associato al fenomeno dello squeezing, che può avvenire in micascisti, gneiss, rocce con argilla (Barla, 2001).

Un altro caso può essere quello relativo a rocce alterate o deboli, e scavi a profondità elevata (Dusseault and Fordham, 1993).

Un'altra sede possibile di creep sono le rocce saline., che hanno una deformazione time-dependent che viene definita inelastica. Sono rocce caratterizzate da un progressivo spostamento del suolo che può anche portare alla chiusura della galleria. Presentano un creep costituito da due stadi, costante e transitorio. La deformazione alla dilatazione e alla compressione di questo tipo di rocce è irreversibile, contrariamente ad altri tipi di materiali (Moghadam et al., 2013).

Quindi, le rocce saline (salgemma, cainite, sali di potassio) ed anche il gesso, sono tipiche rocce che possono presentare questo comportamento. Le strutture in cui si possono trovare questi materiali sono legate ad attività estrattive in sottoterraneo. Sono minerali di interesse industriale che vengono coltivati e di solito sono in forma di ammasso (non dispersi). Questi giacimenti ad ammasso si coltivano con la cosiddetta tecnica "per camere e pilastri" (Fig.2.2): si scavano dei vuoti senza togliere tutto il materiale, ma solamente una parte, lasciandone una certa quota utile che deve sostenere tutto ciò che grava sopra. Si creano le camere e si lasciano in posto i pilastri.

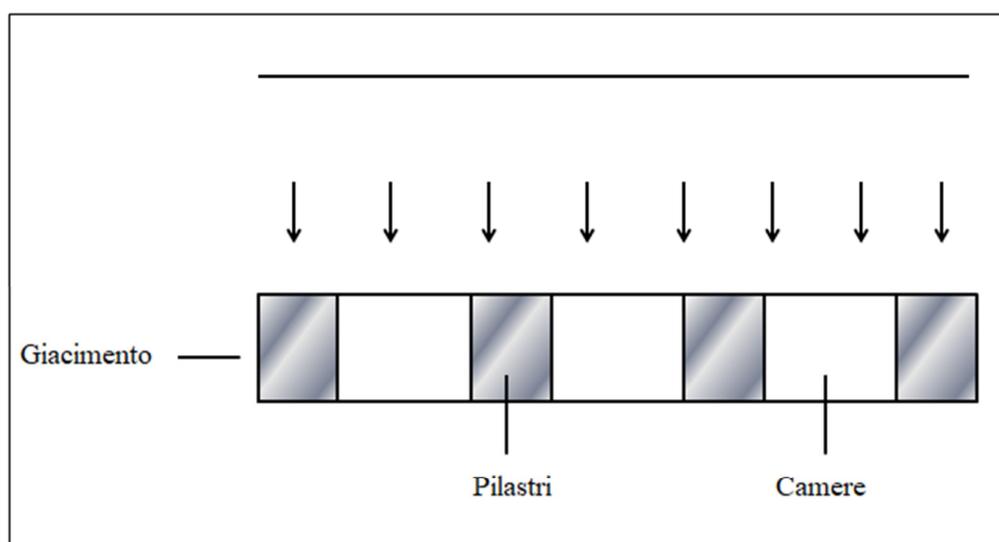


Fig.2.2 - Tecnica di coltivazione "per camere e pilastri"

Il problema è portare via il più possibile conservando la condizione di stabilità della struttura. Quindi, bisogna dimensionare la larghezza dei pilastri, perché tutto ciò che prima gravava sull'intera struttura adesso grava solamente sui pilastri che si lasciano in posto, e più li si assottiglia più si caricano. Ci si deve fermare, nel ridurre la dimensione del pilastro, quando la sollecitazione indotta sul pilastro è tale per cui c'è un margine $C_0 - \Delta\sigma$ che consenta di avere un fattore di sicurezza opportunamente grande. Ma nel caso del salgemma, per esempio, questo livello di rottura considerato di sicurezza potrebbe non esserlo, perché il salgemma a parità di carica continua ugualmente ad indebolirsi e ad un certo punto cede. Per affrontare questo problema bisogna eseguire delle prove particolari per capire fino a che punto il materiale presenta questo comportamento di viscosità: prove di creep.

2.2.1 Prove di creep

Sono concettualmente molto semplici, ma nella pratica molto complesse perché devono durare parecchio tempo. Prima si devono fare delle prove tradizionali per sapere qual è il valore C_0 di rottura classica; poi si deve sottoporre il provino ad un carico costante nel tempo, convenientemente più basso di C_0 per tempi sufficientemente lunghi (anche settimane o mesi) e vedere che cosa succede. Si usano provini cilindrici, identici geometricamente a quelli delle prove di compressione uniassiale. Se ne realizzano un

certo numero, si misura la deformazione longitudinale e si costruisce una curva di deformazione longitudinale nel tempo (Fig.2.3.)

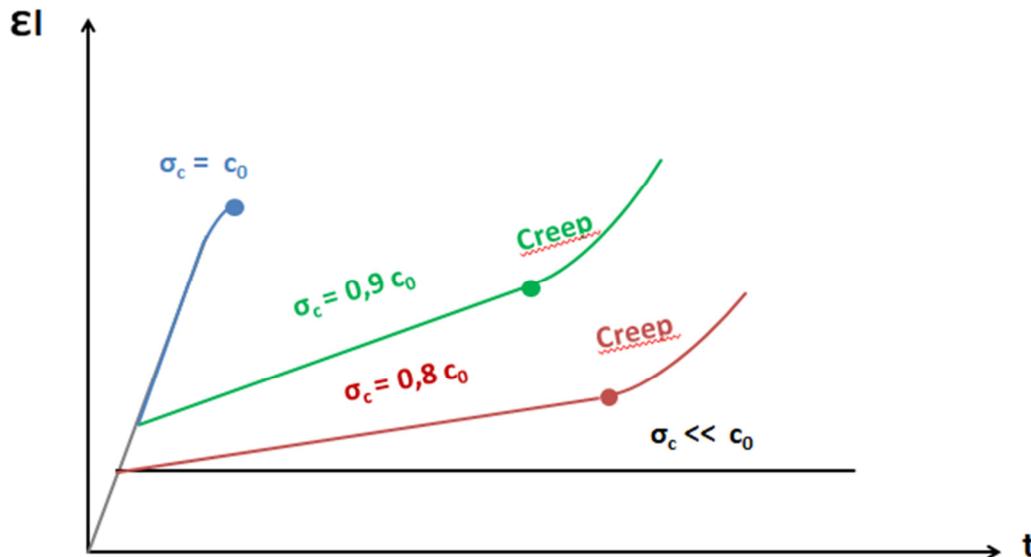


Fig.2.3 - Curva deformazione longitudinale-tempo di un provino sottoposto a carico costante

- Se si applica un carico significativo ($\sigma_c = 0,8 \cdot c_0$), che attiva la deformazione viscosa, oltre alla deformazione iniziale rapidissima c'è una deformazione che cresce nel tempo e non è più orizzontale, e ad un certo punto questo fenomeno degenera verso la rottura;
- se, facendo un'altra prova, si applica un carico maggiore ($\sigma_c = 0,9 \cdot c_0$), si otterrà subito una deformazione più alta e poi la velocità di deformazione aumenta ed il limite di creep si raggiunge prima;
- Se si usa un carico $\sigma_c = c_0$ il provino si rompe ed il creep non comincia.
Se non si verifica il creep vuol dire che la deformazione non varia nel tempo o varia in maniera non significativa;
- Se si applica un $\sigma_c \ll c_0$, circa lo 0,4%, non si attiva il fenomeno di creep e la deformazione nel tempo non cresce più.

Il fenomeno di creep si manifesta quando si raggiunge un livello di sollecitazione per cui l'estensione delle microfratture va avanti da sola.

Un tipico caso di comportamento time-dependent può essere quello della realizzazione di una galleria in roccia debole con alte sollecitazioni in situ o che presenta un elevato

numero di discontinuità (Zhao and Zhu, 2003; Guan et al., 2008). L'orientazione delle discontinuità ricopre un ruolo importante: infatti, se le discontinuità principali sono orientate parallelamente all'asse del tunnel si avranno deformazioni più accentuate e convergenza man mano che lo scavo avanza (Barla, 2001). Un altro comportamento tipico della realizzazione delle gallerie è lo squeezing, un fenomeno di convergenza che aumenta con l'avanzare dello scavo. È dovuto alle tensioni indotte ed alle caratteristiche geomeccaniche del materiale. Raggiunta la resistenza limite a taglio, comincia ad instaurarsi il creep e la deformazione time-dependent. Un altro aspetto che concorre al verificarsi di questo fenomeno è la presenza di vuoti che con il flusso d'acqua possono causare la diminuzione delle caratteristiche di resistenza della roccia (Barla, 2001).

2.3 Regioni di Creep

Questa deformazione dipendente dal tempo viene correlata e spiegata con un comportamento di viscosità del materiale che si deforma.

Per simulare il fenomeno del creep sono stati elaborati diversi modelli reologici, che tengono conto di questa viscosità dinamica riproducendola come un ammortizzatore contenente un liquido con un suo coefficiente di viscosità. La viscosità viene correlata alla sollecitazione a taglio τ e risulta:

$$\dot{\tau} = \eta \cdot \dot{\gamma}$$

in cui $\dot{\gamma}$ è la velocità di deformazione.

Nel Sistema Internazionale la viscosità viene indicata in termini di sollecitazione per unità di tempo, [MPa/s].

Se ad un materiale soggetto a creep, viene applicata una sollecitazione, questo comincerà a deformarsi, e nella fase iniziale si parlerà di viscoelasticità. Anche se nella realtà la viscoelasticità può avere un comportamento non lineare, la prima fase che caratterizza il materiale soggetto a creep sarà assunta come lineare, con un aumento lineare della deformazione nel tempo (così da semplificare i modelli) (Goodman, 1980).

Le diverse fasi in cui si manifesta il creep, dalla deformazione iniziale fino a giungere alla rottura, hanno preso il nome di regioni. Allo scopo di tenere conto di ciascuna di queste regioni, nei modelli reologici vengono inclusi i componenti che meglio le riproducono.

Le curve deformazioni-tempo consentono di osservare queste regioni. Evidenziano l'evolversi della deformazione nel tempo che subisce il materiale al quale viene applicato un incremento istantaneo della sollecitazione, che rimane, poi, costante.

Un'altra modalità di prova è lo stress relaxation test, nel quale si mantiene una deformazione costante e si va a valutare il decremento di sollecitazione.

Le due modalità di prova sono illustrate in Fig.2.4.

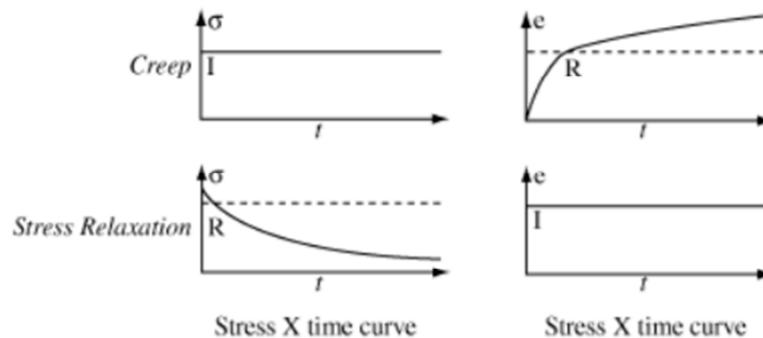


Fig.2.4 - Creep-test e relaxation-test

La curva di creep assume un andamento variabile nel tempo; si possono, infatti, individuare almeno due distinte regioni. Inizialmente, per via dell'applicazione della sollecitazione, si ha una deformazione istantanea, in corrispondenza del tratto in cui la curva intercetta l'asse y. Siamo nella prima regione (o creep primario), quella relativa ad una deformazione viscoelastica. In questo tratto della curva si ha una velocità di deformazione che tende a diminuire nel tempo, per poi stabilizzarsi su un valore costante. Si entra, così, nella seconda regione (o creep secondario), quella relativa ad una deformazione viscoplastica. Questo tratto di curva è lineare e caratterizzato da una velocità di deformazione sostanzialmente costante.

Esiste, però, una terza regione di creep (o creep terziario), caratterizzata da un istantaneo aumento della velocità di deformazione e le deformazioni viscoplastiche possono indurre la formazione di microfratture che possono condurre a rottura il materiale.

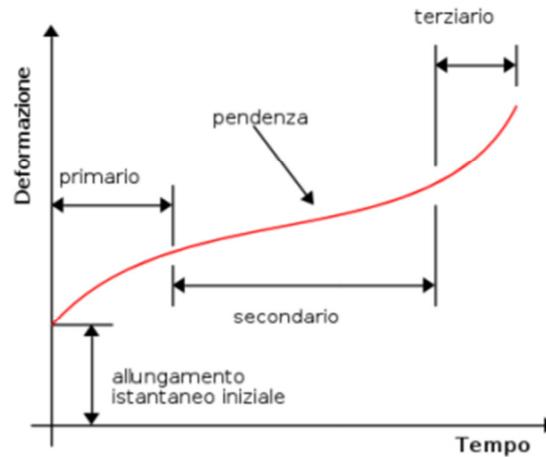


Fig.2.5 - Regioni di creep

Queste rocce interessate dalla realizzazione di una galleria avranno, però, in realtà, un comportamento non lineare, perché le proprietà del materiale variano con gli incrementi di sollecitazione. L'utilizzo di calcoli basati sull'elasticità delle rocce fa sì che si possa considerare valida la viscoelasticità nei modelli (Goodman, 1980). La viscoelasticità ci fornisce una valutazione generica di quanto accade nella fase del creep primario.

Con l'avanzare dello scavo ed il susseguirsi delle diverse fasi si procede con l'estrazione di una parte di materiale, le sollecitazioni si ridistribuiscono ed intorno all'apertura ci saranno delle sollecitazioni con conseguenti deformazioni deviatoriche che inducono il creep. Le deformazioni assumono grande importanza a breve e lungo termine. Nel breve termine il parametro di interesse è la velocità di deformazione e la conoscenza della regione di creep in cui ci si trova, per potere prevenire la convergenze. Per quanto riguarda il lungo termine, l'attenzione si sposta sulle deformazioni che si possono raggiungere dopo un determinato intervallo temporale. Riuscire ad effettuare un corretto controllo delle deformazioni consente di sapere esattamente quale tipo di sostegno è il più adeguato e dove installarlo per contenere le deformazioni, con conseguenti vantaggi in termini vita utile della galleria (Sterpi and Gioda, 2007).

Sono stati proposti negli anni diversi modelli per cercare di simulare il creep, con complessità crescente per i modelli che dovrebbero riprodurre seconda e terza regione.

2.4 Modelli reologici

Per le sollecitazioni che non raggiungono il limite di plasticità del materiale, le conseguenti deformazioni non saranno irreversibili, ma transitorie, e saremo nella prima regione, nella quale la curva σ - ε ad un certo punto decresce nel tempo, stando a significare che si ha una diminuzione della velocità di deformazione, fino alla stabilizzazione su un valore costante, come si osserva nella Fig. 2.6,a.

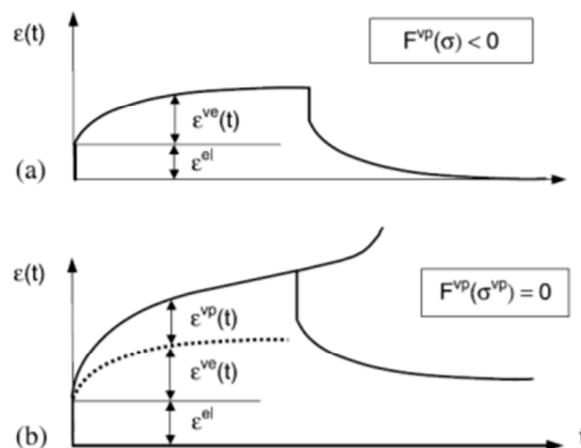


Fig.2.6 - Sollecitazioni deviatoriche costanti; a) Creep primario b) Creep secondario. (Sterpi and Giada, 2007)

In questa fase la funzione di viscoplasticità sarà $F^{vp}(\sigma) < 0$.

Quando si arriva alla deformazione viscoplastica e al creep secondario (Fig.2.6, b) sarà $F^{vp}(\sigma^{vp}) = 0$, si avrà un aumento della velocità e le deformazioni plastiche andranno a cumularsi giungendo alla fase di creep terziario, con aumento di velocità e, poi, rottura.

I modelli si sono sviluppati da concetti meno complessi, basati su pochi componenti in grado di riprodurre fisicamente il comportamento reale.

Modello di Hooke

E' un modello di materiale perfettamente elastico.

E' fisicamente rappresentato da una molla.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

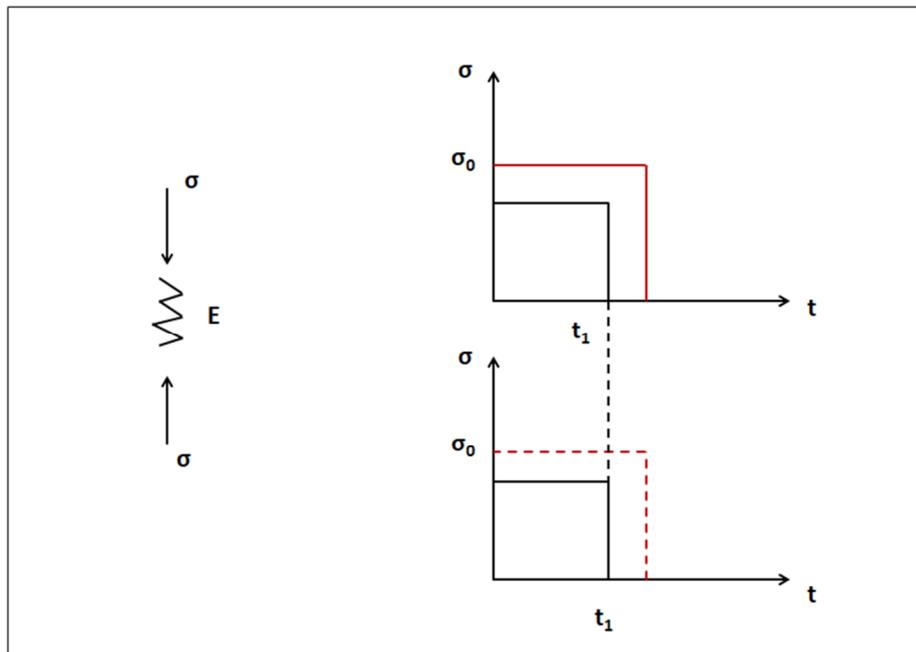


Fig.2.6 - Modello di Hooke

Si applica una sollecitazione istantanea di valore σ_0 e la si mantiene applicata per un tempo che va da 0 a t_1 .

Ad un'applicazione istantanea della sollecitazione corrisponde un instaurarsi istantaneo della deformazione. Quando si toglie σ_0 si produce una deformazione contraria che riporta alla deformazione originaria: si ha un recupero della deformazione.

Se si aumenta σ_0 per un tempo $t > t_1$ si ha la stessa situazione deformativa, ma con valori più alti. Quindi c'è una correlazione fra sforzo e deformazione di tipo lineare.

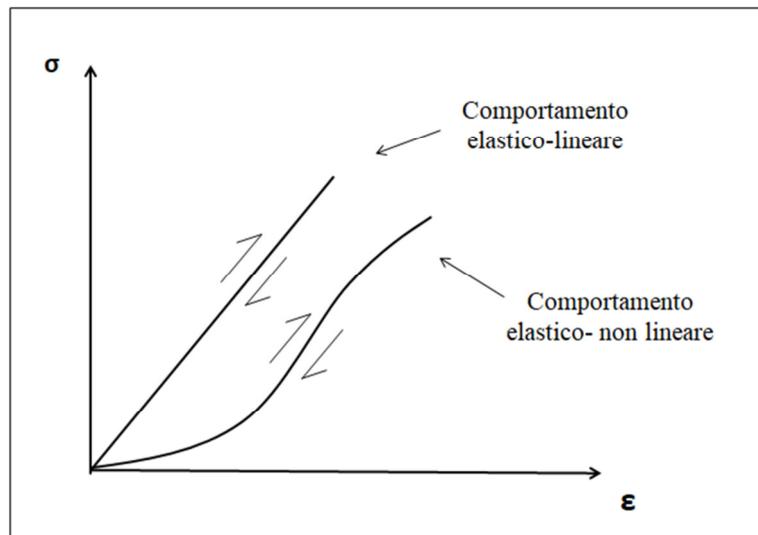


Fig.2.7 – Correlazione sforzo-deformazione

Il comportamento elastico-lineare non è rappresentativo di tutti i materiali geotecnici; è più tipico delle rocce che dei terreni. I legami che costituiscono le particelle delle rocce si mantengono tali per intervalli più grandi.

Nel comportamento elastico-non lineare, tolto il carico la deformazione viene recuperata, ma la relazione non è lineare. Le rocce nel primo tratto hanno un comportamento elastico, ma non lineare.

Modello di Saint-Venant: modello di materiale perfettamente plastico.

Si applica la sollecitazione e la si mantiene costante per un certo tempo; poi si toglie il carico istantaneamente. In questo caso non succede niente, non si ha deformazione.

Aumentando la sollecitazione, solamente quando si raggiunge un determinato valore, σ di plasticizzazione (σ_p), si produce una deformazione, che è funzione del tempo di durata dell'applicazione del carico. Quando si toglie il carico non si ha un recupero della deformazione che, invece, si mantiene costante nel tempo successivo.

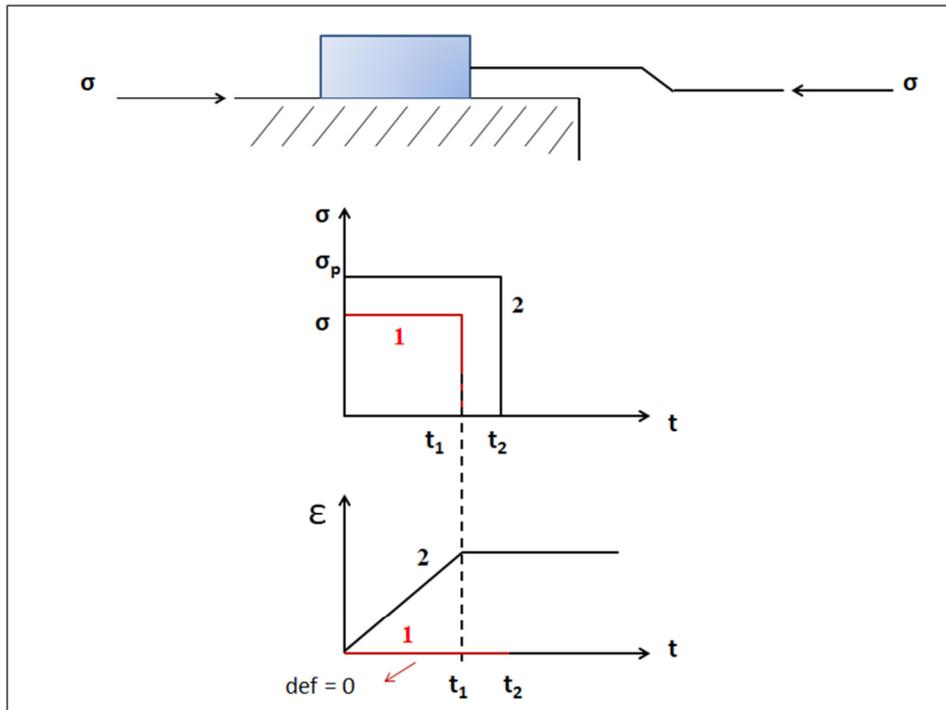


Fig.2.8 - Modello di materiale perfettamente plastico di Saint-Venant.

Modello di Saint-Venant: modello complesso di materiale elasto-plastico.

Si applica una sollecitazione, la si mantiene per un certo tempo t e poi la si toglie.

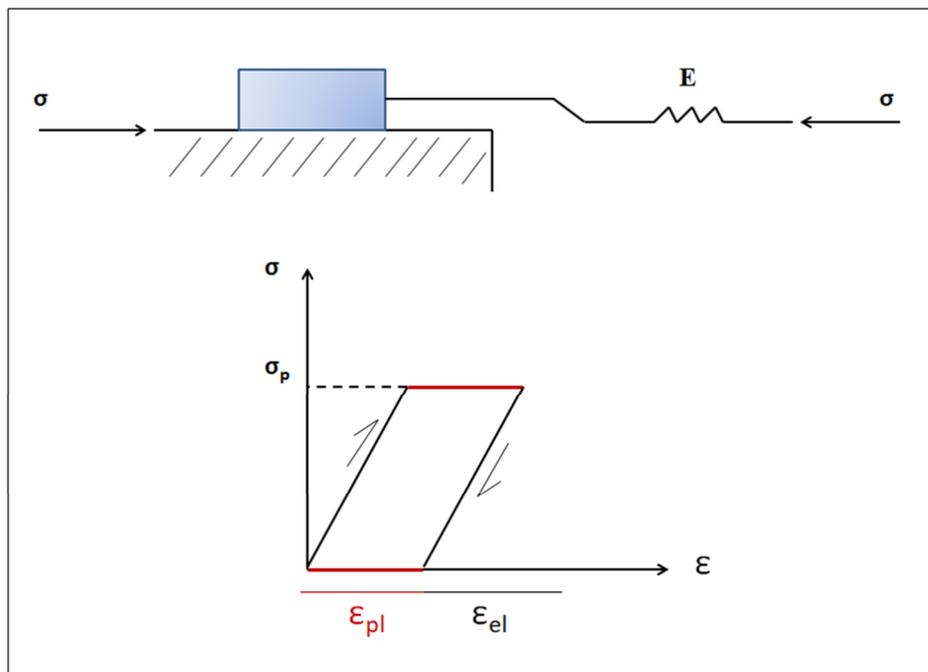


Fig.2.9 – Modello complesso di materiale elasto-plastico

Si ha una componente elastica $\frac{\sigma_p}{E}$.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} = \frac{\sigma_p}{E} + \varepsilon_{pl}$$

Quando si aumenta σ fino a σ_p si raggiunge una deformazione elastica pari a $\frac{\sigma_p}{E}$ e da quel momento in poi si comincia ad avere la deformazione plastica.

Quando si toglie il carico si recupera la deformazione elastica, mentre quella plastica rimane. Questo comportamento corrisponde ad un materiale elastico perfettamente plastico ed è quello dato dalla curva A in Fig. 2.10. Una discontinuità liscia è rappresentata da questo tipo di comportamento.

Se, invece, raggiunto il limite di plasticizzazione si ha ancora un aumento di resistenza del materiale è il caso B: comportamento di un materiale plastico con indurimento. E' il caso di una discontinuità rugosa.

Quando, invece, raggiunto il valore di plasticizzazione si ha una perdita di resistenza, è il caso del comportamento C: materiale plastico con rammollimento. Questa situazione si verifica con molti terreni, ma anche nel caso di prove di compressione triassiale con valori alti di confinamento e σ crescente.

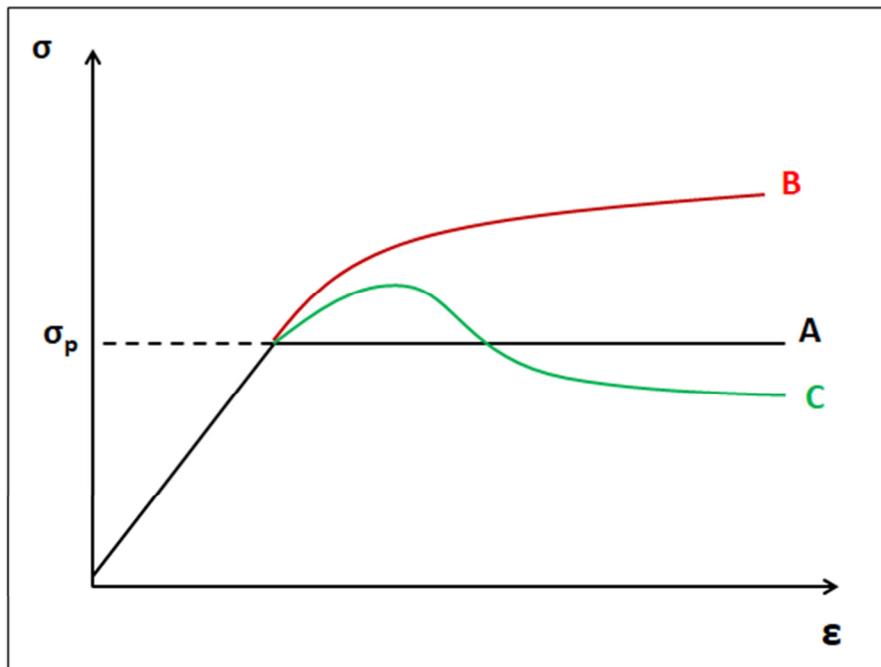


Fig.2.10 – Comportamento plastico dei materiali

Modello di Newton.

E' un modello di materiale viscoso.

E' rappresentato da un ammortizzatore idraulico; un cilindro con un liquido dentro ed un pistone poroso che lo schiaccia.

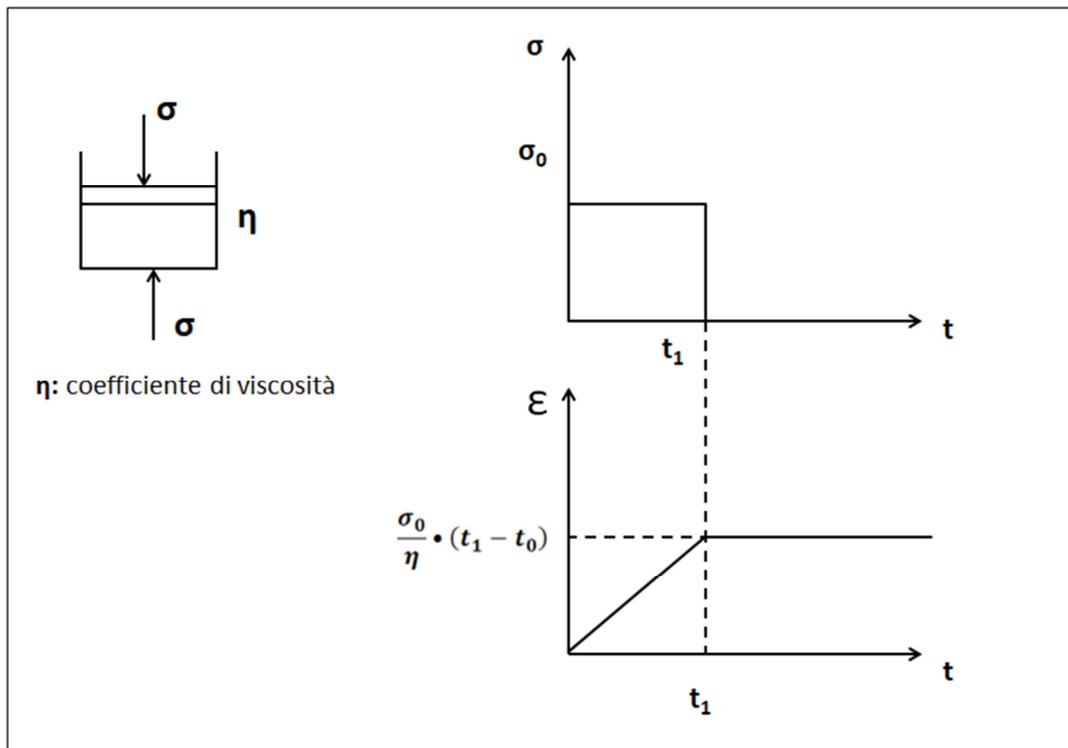


Fig.2.11 - Modello di Newton

Si applica un carico e poi lo si toglie dopo un certo tempo t . Il modello viscoso si deforma piano piano nel tempo anche per valori di σ piccoli. Quando si toglie il carico la deformazione si arresta, non aumenta, ma non viene più recuperata. Si ha una relazione costante fra sforzo e velocità di deformazione

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \dot{\epsilon} = \frac{\sigma}{\eta}$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{\eta} \cdot \Delta t$$

con:

$$\Delta t = t_1 - t_0$$

La deformazione è funzione del tempo e del parametro viscosità.

Modello di Maxwell

E' un modello di materiale visco-elastico. E' rappresentato da un modello di Hooke e di Newton in serie.

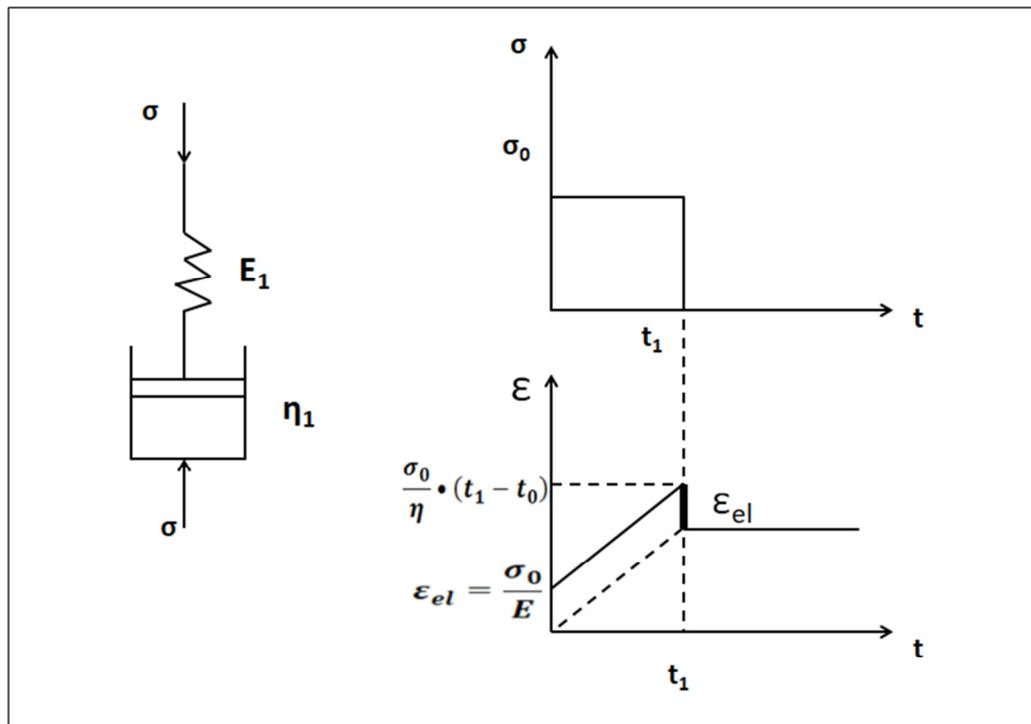


Fig.2.12 - Modello di Maxwell

Si ha una deformazione elastica istantanea. Immediatamente parte anche la deformazione viscosa, in cui la velocità di deformazione dipende da η e da quanto dura l'applicazione del carico.

Quando si toglie il carico si recupera la deformazione elastica, mentre la deformazione viscosa non viene recuperata e si mantiene costante.

La deformazione totale sarà data dalla somma dei due contributi:

$$\varepsilon_{tot} = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \cdot t$$

Modello di Kelvin

E' un modello di materiale visco-elastico. E' costituito da un modello di Hooke e di Newton in parallelo.

Si applica il carico per un tempo t_1 .

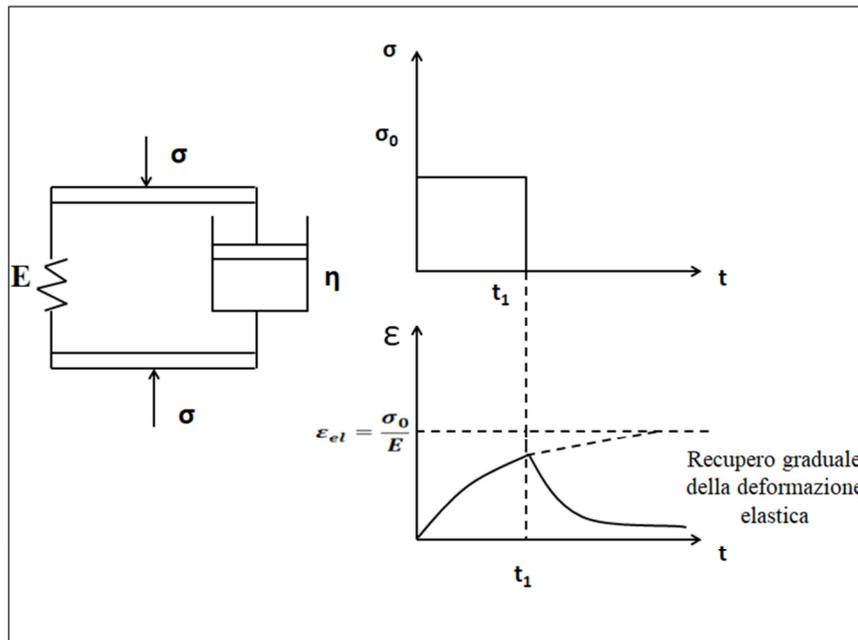


Fig.2.13 - Modello di Kelvin

Si produrrebbe subito la $\epsilon_l = \frac{\sigma_0}{E}$, ma non è istantanea perché il modello viscoso gli impedisce di deformarsi immediatamente; si otterrà una deformazione nel tempo che è quella del valore elastico che condiziona la prova. Le due componenti non sono indipendenti, ma si condizionano a vicenda.

Dopo un generico intervallo t_1 si toglie il carico e non si recupera subito la deformazione elastica, ma viene recuperata gradualmente nel tempo, ancora condizionata dal comportamento viscoso. Quindi, la deformazione che si produce tende al valore elastico.

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right)$$

Se il carico è applicato per un tempo $t \rightarrow \infty$ tende a rimanere solamente la deformazione elastica: $\epsilon \rightarrow \epsilon_{el}$.

Modello di Burger

E' un modello di materiale visco-elastico, costituito da un modello di Maxwell in serie con Kelvin.

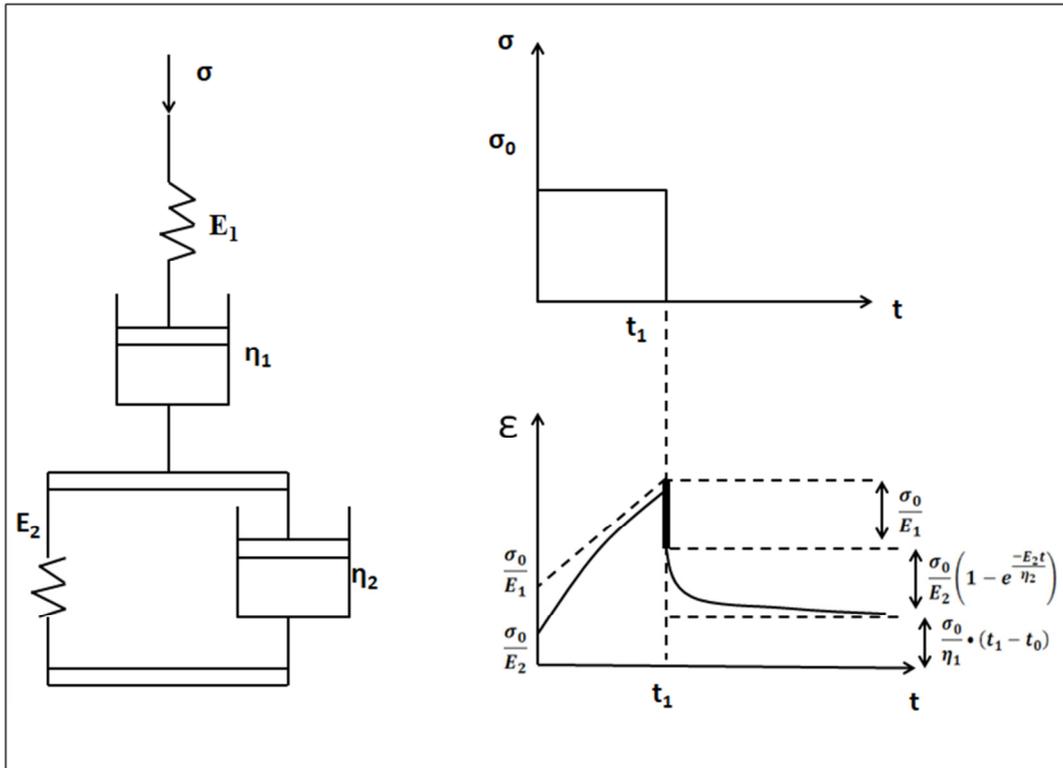


Fig.2.14 - Modello di Burger

La deformazione totale sarà:

$$\epsilon_{tot} = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma}{\eta_1} \cdot t_1 + \frac{\sigma}{E_2} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta_2}}\right)$$

Modello di Voigt-Kelvin

E' un modello di materiale visco-elastico. E' costituito da una molla in serie con un'altra molla ed un ammortizzatore viscoso in parallelo fra di loro.

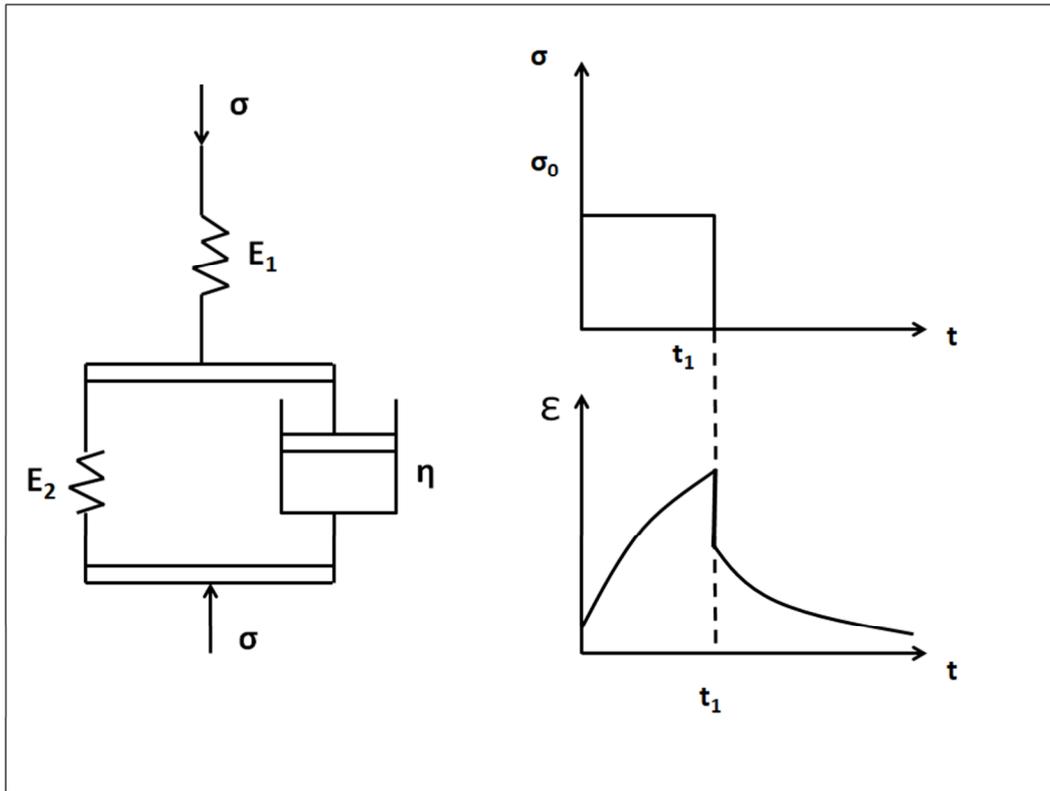


Fig. 2.15 - Modello di Voigt-Kelvin

Si ha un recupero graduale della deformazione elastica.

La deformazione totale sarà:

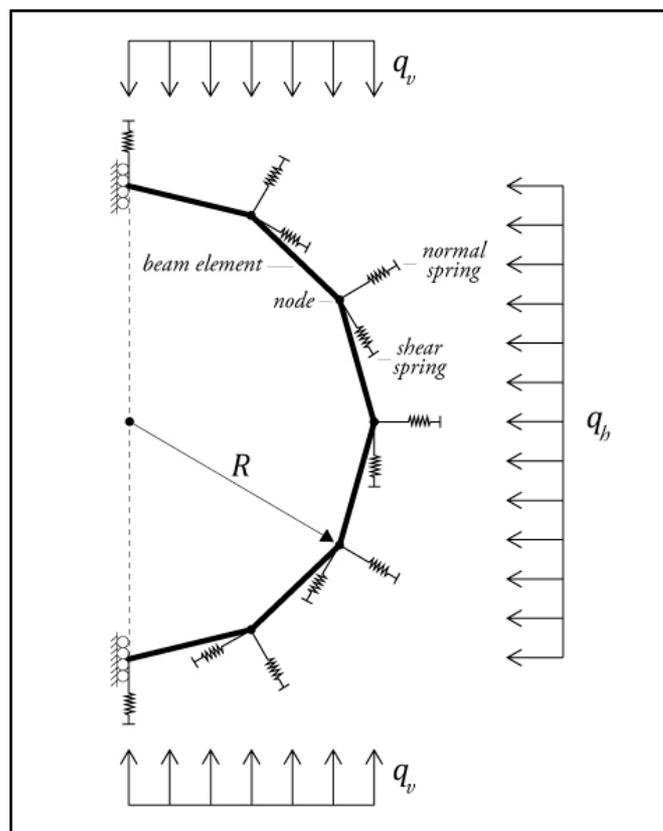
$$\epsilon_t = \frac{\sigma}{E_2} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_2 \cdot t}{\eta}}\right) + \frac{\sigma}{E_1}$$

3- IL RIVESTIMENTO IN CALCESTRUZZO PROIETTATO: ANALISI DEL COMPORTAMENTO CON IL METODO HRM.

3.1 Generalità e caratteristiche del metodo

Il caso in esame riguarda lo studio del comportamento nel tempo del rivestimento di calcestruzzo proiettato a seguito della realizzazione della galleria e soggetto al fenomeno di creep.

Per l'analisi del comportamento del rivestimento in calcestruzzo proiettato sotto i carichi applicati dalla massa rocciosa e considerando l'interazione fra il rivestimento e la massa rocciosa si è utilizzato il metodo HRM, Hyperstatic Reaction Method (Oreste, 2007, Do et al., 2014a). Questo metodo permette di simulare metà sezione della galleria tramite una serie di travi connesse da nodi. Q (Con l'ausilio del metodo HRM si può ottenere la determinazione di forze di taglio, forze assiali e momenti flettenti all'interno di ciascun elemento del rivestimento per potere effettuare una corretta progettazione



(Oreste, 2007).

Fig.3.1 - Metodo HRM - Schema di metà sezione della galleria:springs and beam.

Il modello proposto suddivide metà sezione della galleria in 36 elementi, di lunghezza costante e dipendente dal raggio della galleria, con numerazione crescente a partire dall'elemento posizionato più in basso.

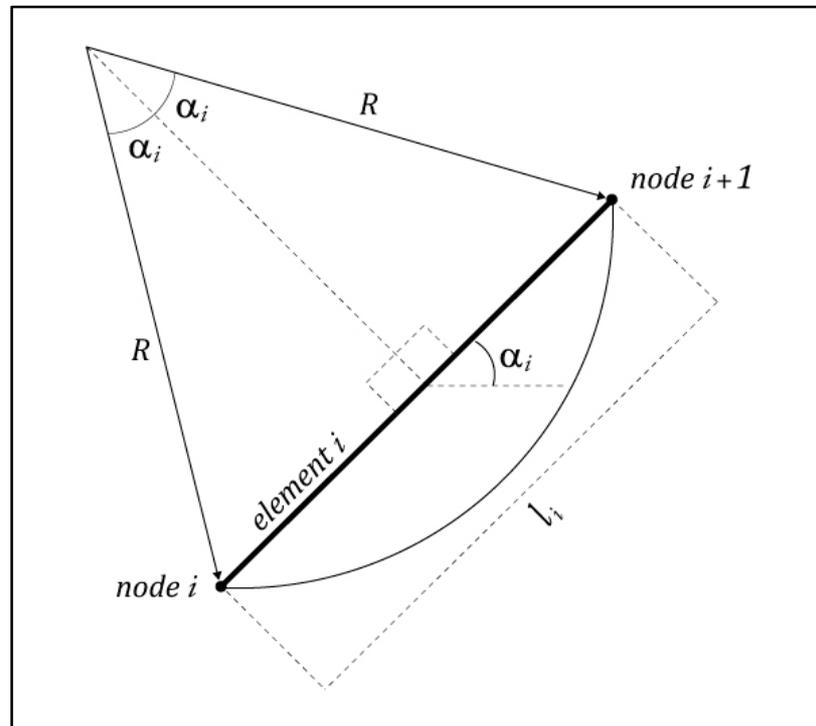


Fig.3.2 - Schema per il calcolo di l

L'angolo di inclinazione del primo elemento è pari ad $\alpha_i=2,5^\circ$, mentre gli altri elementi hanno un'inclinazione che aumenta di 5° per volta. Risulterà per questo elemento:

$$l = 2 \cdot R \cdot \cos(87.5^\circ)$$

3.2 La procedura di calcolo

La matrice globale delle rigidezze è necessaria per ricavare l'incognita del problema, ovvero gli spostamenti nodali, considerando le interazioni con l'ammasso roccioso circostante.

In questo metodo, il sistema dei sostegni è costituito da un numero finito di elementi monodimensionali (per i quali è possibile descrivere la legge sforzo-deformazione in

modo semplice), connessi tramite dei nodi.
 Il generico elemento è caratterizzato da:

- E: modulo elastico del materiale;
- J_z : inerzia;
- A: area della sezione trasversale del rivestimento;
- l: distanza fra 2 nodi.

Generalmente viene considerata una lunghezza unitaria nella direzione dell'asse del tunnel (Oreste, 2007).

Dagli spostamenti nodali si può, poi, ricavare lo stato di sollecitazione all'interno di ogni elemento e quindi forze di taglio, forze normali e momenti flettenti della struttura di rivestimento in calcestruzzo proiettato.

La matrice di rigidezza globale si ricava a partire dalle matrici di rigidezza locale di ogni elemento, che hanno dimensione $[6 \times 6]$. Ciascuna matrice di rigidezza locale $[k_x]_i$ dell'i-esimo elemento, nel sistema di riferimento locale (s.r.l.), si ottiene come:

$$[k_x]_i \cdot \{s\}_i = \{f\}_i$$

Con:

$$[k_x]_i = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ_z}{l^3} & \frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & -\frac{12EJ_z}{l^3} & \frac{6EJ_z}{l^2} \\ 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EJ_z}{l^3} & -\frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & \frac{12EJ_z}{l^3} & -\frac{6EJ_z}{l^2} \\ 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} \end{bmatrix}$$

$\{s\}_i = [d_i \ x_i \ \varphi_i \ d_{i+1} \ x_{i+1} \ \varphi_{i+1}]$ è il vettore degli spostamenti nodali dell'elemento i-esimo nel s.r.l., in cui:

- d,x: spostamenti assiali e trasversali nel s.r.l.;

- φ : rotazione dell'elemento al nodo.

$\{f\}_i = [fd_i \quad fx_i \quad m_{zi} \quad fd_{i+1} \quad fx_{i+1} \quad m_{zi+1}]$ è il vettore delle forze nodali esterne e di quelle applicate dagli elementi contigui, che sono valutati secondo il s.r.l., in cui:

- fd, fx : forze nodali, assiali e trasversali, nel s.r.l.;
- m : momenti flettenti ai nodi dell'elemento i -esimo.

$[k_x]_i \cdot \{s\}_i = \{f\}_i$ in forma esplicita sarà:

$$\begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ_z}{l^3} & \frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & -\frac{12EJ_z}{l^3} & \frac{6EJ_z}{l^2} \\ 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EJ_z}{l^3} & -\frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & \frac{12EJ_z}{l^3} & -\frac{6EJ_z}{l^2} \\ 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} & \frac{4EJ_z}{l} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d_i \\ x_i \\ \phi_i \\ d_{i+1} \\ x_{i+1} \\ \phi_{i+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} fd_i \\ fx_i \\ m_i \\ fd_{i+1} \\ fx_{i+1} \\ m_{i+1} \end{Bmatrix}$$

Sarà necessario effettuare per ciascun elemento il passaggio dal sistema di riferimento locale a sistema di riferimento globale (s.r.g.), moltiplicando per una matrice di rotazione $[\lambda]_i$ sia il vettore degli spostamenti che il vettore delle forze

$$[\lambda]_i = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Nel s.r.g., gli spostamenti nodali $\{s\}_i$ sono correlati a $\{S\}_i$ tramite l'espressione matriciale:

$$\{s\}_i = [\lambda]_i \cdot \{S\}_i$$

per cui risulterà:

$$\begin{Bmatrix} d_i \\ x_i \\ \phi_i \\ d_{i+1} \\ x_{i+1} \\ \phi_{i+1} \end{Bmatrix}_x = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \phi_i \\ u_{i+1} \\ v_{i+1} \\ \phi \end{Bmatrix}_X$$

in cui:

- $\{S\}_i$: vettore degli spostamenti nodali dell'elemento i-esimo;
- u_i, v_i : spostamenti lungo X ed Y sistema di riferimento cartesiano globale;
- ϕ : rotazione dell'elemento;
- λ_i : matrice di rotazione;
- α_i : è l'angolo formato dal s.r.l rispetto al sistema di riferimento cartesiano globale.

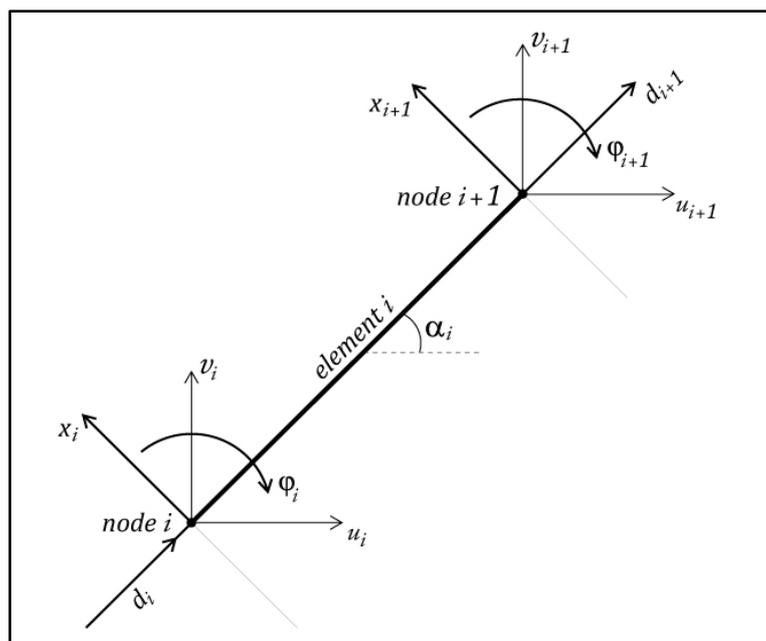


Fig. 3.3 - Sistema beam-type: coordinate cartesiane locali e globali

Analogamente, le forze nodali sono date dall'espressione matriciale:

$$\{f\}_i = [\lambda]_i \cdot \{F\}_i$$

dove $\{F\}_i$ è il vettore delle forze nodali esterne (s.r.g.).

$$\begin{Bmatrix} fd_i \\ fx_i \\ m_{zi} \\ fd_{i+1} \\ fx_{i+1} \\ m_{zi+1} \end{Bmatrix}_X = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Fx_i \\ Fy_i \\ M_i \\ Fx_{i+1} \\ Fy_{i+1} \\ M_{i+1} \end{Bmatrix}_X$$

in cui:

- M: momento flettente al nodo;
- F_x, F_y : forze nodali, assiali e trasversali;

Con le opportune sostituzioni si può scrivere un sistema di equazioni nel s.r.g.:

$$[k_x]_i \cdot \{s\}_i = \{f\}_i$$

$$[k_x]_i \cdot [\lambda]_i \cdot \{S\}_i = [\lambda]_i \cdot \{F\}_i$$

$$([\lambda]_i^T \cdot [k_x]_i \cdot [\lambda]_i) \cdot \{S\}_i = \{F\}_i$$

$$[k_X]_i \cdot \{S\}_i = \{F\}_i$$

in cui:

$[k_X]_i = ([\lambda]_i^T \cdot [k_x]_i \cdot [\lambda]_i)_i$ è la matrice locale delle rigidezze dell'elemento i-esimo nel s.r.g..

$$[k_X]_i = \begin{bmatrix} \frac{EA}{I}c^2 + \frac{12EJ_z}{I^3}s^2 & \frac{EA}{I}c^2 - \frac{12EJ_z}{I^3}s^2 & -\frac{6EJ_z}{I^2}s & -\frac{EA}{I}c^2 - \frac{12EJ_z}{I^3}s^2 & -\frac{EA}{I}c^2 + \frac{12EJ_z}{I^3}s^2 & -\frac{6EJ_z}{I^2}s \\ \frac{EA}{I}cs - \frac{12EJ_z}{I^3}cs & \frac{EA}{I}s^2 + \frac{12EJ_z}{I^3}c^2 & \frac{6EJ_z}{I^2}c & -\frac{EA}{I}cs + \frac{12EJ_z}{I^3}cs & -\frac{EA}{I}s^2 - \frac{12EJ_z}{I^3}c^2 & \frac{6EJ_z}{I^2}c \\ -\frac{6EJ_z}{I^2}s & \frac{6EJ_z}{I^2}c & \frac{4EJ_z}{I} & \frac{6EJ_z}{I^2}s & -\frac{6EJ_z}{I^2}c & \frac{2EJ_z}{I} \\ -\frac{EA}{I}c^2 - \frac{12EJ_z}{I^3}s^2 & -\frac{EA}{I}cs + \frac{12EJ_z}{I^3}cs & \frac{6EJ_z}{I^2}s & \frac{EA}{I}c^2 + \frac{12EJ_z}{I^3}s^2 & \frac{EA}{I}cs - \frac{12EJ_z}{I^3}cs & \frac{6EJ_z}{I^2}s \\ -\frac{EA}{I}cs + \frac{12EJ_z}{I^3}cs & -\frac{EA}{I}s^2 - \frac{12EJ_z}{I^3}c^2 & -\frac{6EJ_z}{I^2}c & \frac{EA}{I}cs - \frac{12EJ_z}{I^3}cs & \frac{EA}{I}s^2 + \frac{12EJ_z}{I^3}c^2 & -\frac{6EJ_z}{I^2}c \\ -\frac{6EJ_z}{I^2}s & \frac{6EJ_z}{I^2}c & \frac{2EJ_z}{I} & \frac{6EJ_z}{I^2}s & -\frac{6EJ_z}{I^2}c & \frac{4EJ_z}{I} \end{bmatrix}$$

dove $c=\cos(\alpha_i)$ ed $s=\sin(\alpha_i)$.

Aggiungendo la matrice locale delle rigidezze sulla diagonale della matrice globale si ottiene la matrice globale delle rigidezze, $[K]$, utilizzando il criterio illustrato in Huebner et al. (2001):

$$\begin{bmatrix} k_{1,a} & k_{1,b} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ k_{1,c} & k_{1,d} + k_{2,a} & k_{2,b} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & k_{2,c} & k_{2,d} + k_{3,a} & k_{3,b} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & k_{3,c} & k_{3,d} + k_{4,a} & \ddots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \ddots & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & k_{i,b} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{i,c} & k_{i,d} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} S_1 \\ S_2 \\ S_3 \\ S_4 \\ \vdots \\ \vdots \\ S_{i+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ \vdots \\ \vdots \\ F_{i+1} \end{Bmatrix}$$

che deve essere conosciuta in quanto si considera l'intera sezione trasversale del rivestimento (Oreste, 2007).

La dimensione della matrice globale delle rigidezze è $(3i + 3) \times (3i + 3)$, con $i=n^\circ$ degli elementi. I vettori $\{F\}$ ed $\{S\}$ sono costituiti da $(3i+3)$ elementi (Oreste, 2007).

$[k_{i,a}], [k_{i,b}], [k_{i,c}], [k_{i,d}]$ sono le sottomatrici di $[k_X]_i$:

$$[k]_i = \begin{bmatrix} k_{i,a} & k_{i,b} \\ k_{i,c} & k_{i,d} \end{bmatrix}$$

$F_1, F_2, F_3, \dots, F_{i+1}$ sono i sottovettori composti dalle 3 forze esterne applicate su ogni nodo:

$$\{F_i\} = \begin{Bmatrix} Fx_i \\ Fy_i \\ M_i \end{Bmatrix}$$

$S_1, S_2, S_3, \dots, S_{i+1}$ sono i sottovettori composti dai 3 spostamenti in ogni nodo:

$$\{S_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \varphi_i \end{Bmatrix}$$

Il sistema matriciale va risolto in funzione dello spostamento, che è l'incognita dell'equazione finale.

Il primo passo del codice è calcolare la matrice di rigidezza relativa all'elemento 1, poi scrive la matrice di rigidezza locale relativa al s.r.g.. La procedura viene eseguita analogamente per i restanti elementi. Per ottenere la matrice globale si aggiunge quella locale lungo la diagonale. La matrice di rigidezza locale avrà dimensione (111x111). Essendo ogni nodo connesso a 2 elementi (tranne il primo nodo), i componenti della matrice di rigidezza del primo elemento correlato al secondo nodo vengono aggiunti ai componenti del secondo elemento associato al secondo nodo, e così via.

3.2.1 Interazioni dell'ammasso roccioso con il sistema di sostegno

Il metodo HRM assume come ipotesi la presenza di molle normali e di taglio intorno alla struttura di supporto per simulare le interazioni con l'ammasso roccioso. Per tale scopo si è utilizzato l'approccio di Winkler, in cui si assume che le forze di reazione della fondazione siano proporzionali alla deflessione della trave in ogni punto. Queste sviluppano forze che dipendono dagli spostamenti relativi fra il sostegno e la roccia (Hassani et al., 2016).

Molle normali

Le molle normali sono nella direzione radiale della galleria, ovvero quella perpendicolare all'asse formato dall'angolo medio α_{medi} fra due elementi adiacenti.

$$\alpha_{medi} = \frac{\alpha_i + \alpha_{i+1}}{2}$$

In cui α_i, α_{i+1} sono le inclinazioni di due elementi adiacenti rispetto al s.r.g..

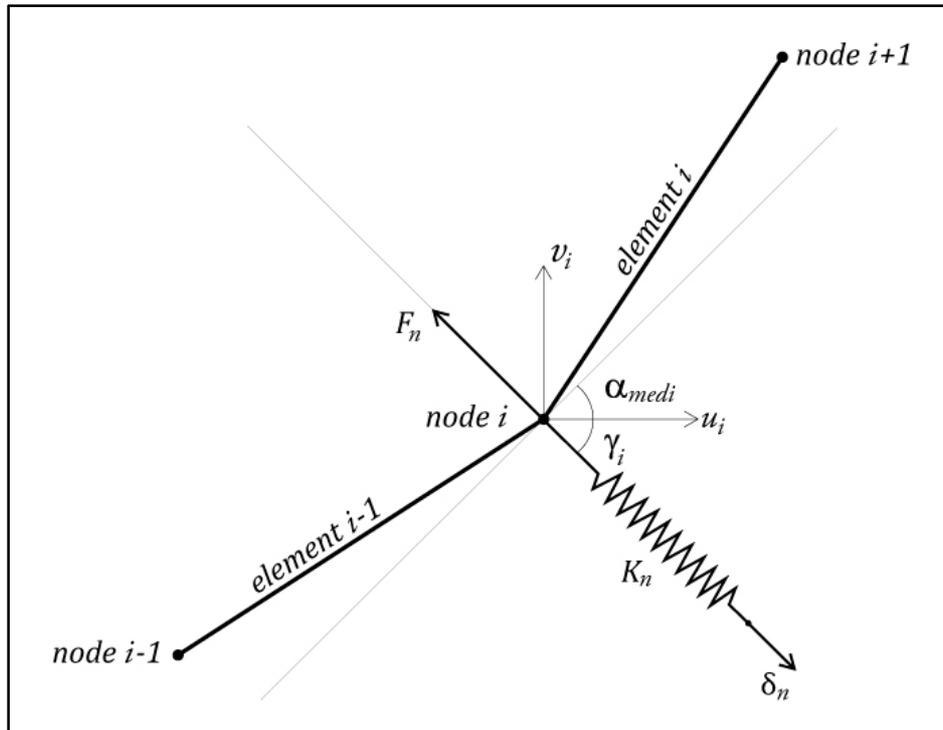


Fig.3.4 - Interazione roccia-supporto: molle normali di Winkler.

La molla radiale genera in ogni nodo una forza normale F_{n_i} lungo la direzione dell'asse della molla. Si tratta di una forza elastica direttamente proporzionale allo spostamento normale nodale tra la struttura e la massa rocciosa, δ_{n_i} , ed alla rigidezza normale della molla di interazione, K_n .

$$F_{n_i} = K_n \cdot \delta_{n_i}$$

Lo spostamento δ_{n_i} è espresso in funzione dell'angolo γ_i e degli spostamenti orizzontali e verticali del nodo nel s.r.g., u_i, v_i , secondo la relazione:

$$\delta_{n_i} = u_i \cdot \cos(\gamma_i) - v_i \cdot \sin(\gamma_i)$$

In cui:

$$\gamma_i = \frac{\pi}{2} - \alpha_{medi}$$

Scomponendo la forza normale Fn_i si può risalire al contributo dato alla matrice globale delle rigidezze $[K]$ da queste molle normali, con le seguenti relazioni:

$$Fx_i = -Fn_i \cdot \cos(\gamma_i)$$

$$Fx_i = -K_n \cdot [u_i \cdot \cos(\gamma_i) - v_i \cdot \sin(\gamma_i)] \cdot \cos(\gamma_i)$$

$$Fx_i = -u_i \cdot K_n \cdot \cos^2(\gamma_i) + v_i \cdot K_n \cdot \sin(\gamma_i) \cdot \cos(\gamma_i)$$

$$Fy_i = Fn_i \cdot \sin(\gamma_i)$$

$$Fy_i = K_n \cdot [u_i \cdot \cos(\gamma_i) - v_i \cdot \sin(\gamma_i)] \cdot \sin(\gamma_i)$$

$$Fy_i = u_i \cdot K_n \cdot \sin(\gamma_i) \cdot \cos(\gamma_i) - v_i \cdot K_n \cdot \sin^2(\gamma_i)$$

Si otterrà, così, la matrice $[K_{N.S}]_i$, che contiene i contributi dovuti all'interazione supporto-molla normale nel nodo i -esimo, e che devono essere aggiunti lungo la diagonale della matrice globale delle rigidezze $[K]$, in corrispondenza di ogni nodo.

$$[K_{N.S}]_i = \begin{bmatrix} K_n \cdot \cos^2(\gamma_i) & -K_n \cdot \sin(\gamma_i) \cdot \cos(\gamma_i) & 0 \\ -K_n \cdot \sin(\gamma_i) \cdot \cos(\gamma_i) & K_n \cdot \sin^2(\gamma_i) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Molle di taglio

Le molle di taglio sono nella direzione tangenziale della galleria, ovvero sono situate parallelamente all'asse formato dall'angolo medio α_{medi} fra due elementi adiacenti.

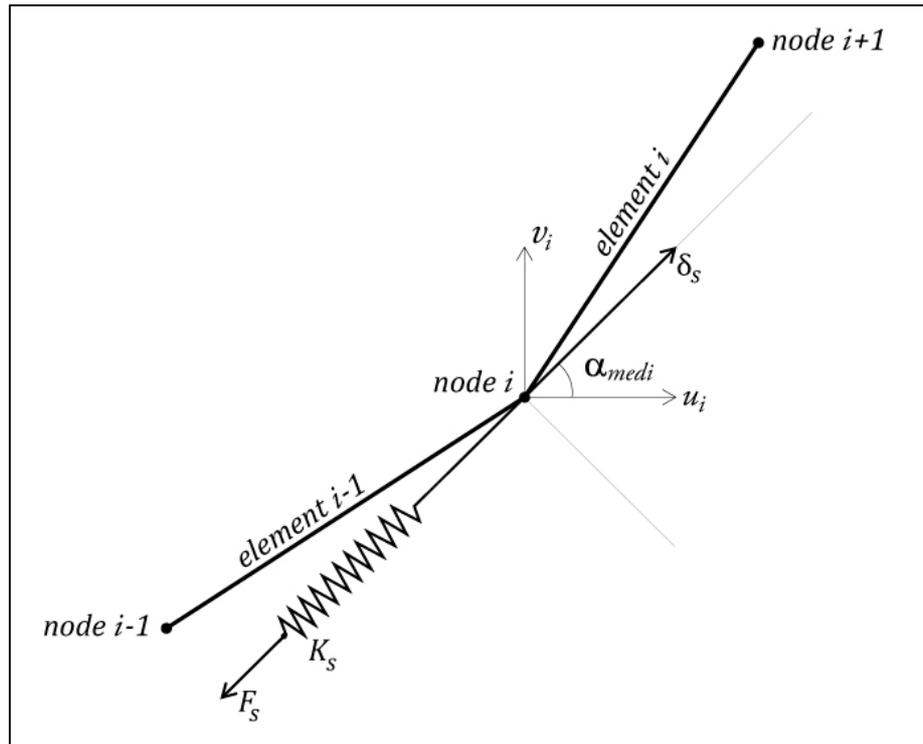


Fig.3.5 - Interazione roccia-supporto: molle di taglio di Winkler.

La molla tangenziale genera in ogni nodo una forza di taglio F_{S_i} lungo la direzione dell'asse della molla. Si tratta di una forza elastica direttamente proporzionale allo spostamento tangenziale nodale tra la struttura e la massa rocciosa, δ_{S_i} , e alla rigidezza di taglio della molla di interazione, K_S .

$$F_{S_i} = K_S \cdot \delta_{S_i}$$

Lo spostamento δ_{S_i} è espresso in funzione dell'angolo α_{medi} e degli spostamenti orizzontali e verticali del nodo nel s.r.g., u_i , v_i , secondo la relazione:

$$\delta_{S_i} = u_i \cdot \cos(\alpha_{medi}) + v_i \cdot \sin(\alpha_{medi})$$

Analogamente a prima, scomponendo la forza di taglio F_{S_i} si può risalire al contributo dato alla matrice globale delle rigidezze $[K]$ da queste molle di taglio, con le seguenti relazioni:

$$Fx_i = -Fs_i \cdot \cos(\alpha_{medi})$$

$$Fx_i = -K_s \cdot [u_i \cdot \cos(\alpha_{medi}) + v_i \cdot \sin(\alpha_{medi})] \cdot \cos(\alpha_{medi})$$

$$Fx_i = -u_i \cdot K_s \cdot \cos^2(\alpha_{medi}) - v_i \cdot K_s \cdot \sin(\alpha_{medi}) \cdot \cos(\alpha_{medi})$$

$$Fy_i = -Fs_i \cdot \sin(\alpha_{medi})$$

$$Fy_i = -K_s \cdot [u_i \cdot \cos(\alpha_{medi}) + v_i \cdot \sin(\alpha_{medi})] \cdot \sin(\alpha_{medi})$$

$$Fy_i = -u_i \cdot K_s \cdot \sin(\alpha_{medi}) \cdot \cos(\alpha_{medi}) - v_i \cdot K_s \cdot \sin^2(\alpha_{medi})$$

Si otterrà, così, la matrice $[K_{S,S}]_i$, che contiene i contributi dovuti all'interazione supporto-molla di taglio nel nodo i -esimo, e che devono essere aggiunti, in corrispondenza di ogni nodo, lungo la diagonale della matrice globale delle rigidezze $[K]$, che risulterà, così, completa.

$$[K_{S,S}]_i = \begin{bmatrix} K_s \cdot \cos^2(\alpha_{medi}) & K_s \cdot \sin(\alpha_{medi}) \cdot \cos(\alpha_{medi}) & 0 \\ K_s \cdot \sin(\alpha_{medi}) \cdot \cos(\alpha_{medi}) & K_s \cdot \sin^2(\alpha_{medi}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Con la condizione al contorno c'è la possibilità di ridurre nel programma di calcolo la matrice globale di rigidezza, perché nel nodo 1 e nel nodo 37 per via della simmetria della galleria non vi sono spostamento orizzontale e rotazione. La dimensione diventerà (107x107).

Per descrivere l'interazione fra ammasso roccioso e rivestimento si può utilizzare una relazione $(p - \delta)$, pressione-spostamento, con un comportamento perfettamente elastoplastico.

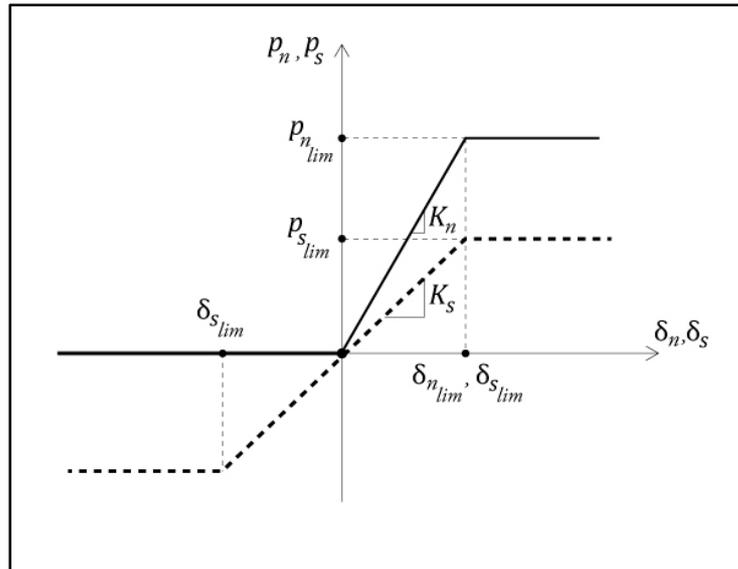


Fig.3.6 - Comportamento perfettamente elasto-plastico: relazione fra la pressione di reazione dell'ammasso roccioso, p , e lo spostamento del rivestimento, δ , in direzione normale, n , e tangenziale, t .

- δ_{lim} è il massimo spostamento della zona elastica prima che cominci la zona di spostamento irreversibile (la roccia giunge a rottura);
- p_{lim} è la massima pressione di reazione che l'ammasso roccioso può esplicare.

La massima pressione tangenziale di reazione, $p_{s_{lim}}$, con il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, sarà:

$$p_{s_{lim}} = [Fn - Fx_i \cdot \sin(\alpha_{medi}) + Fy_i \cdot \cos(\alpha_{medi})] \cdot \frac{\tan(\varphi_{rm})}{[l \cdot \cos(\alpha_i - \alpha_{medi})]} + c_{rm}$$

In cui:

- Fn : forza normale data dall'interazione roccia-sostegno;
- Fx_i, Fy_i : carichi esterni applicati al nodo nelle direzioni X ed Y (sistema di riferimento globale);
- φ_{rm} : angolo d'attrito dell'ammasso roccioso;
- c_{rm} : coesione dell'ammasso roccioso;
- l : lunghezza dell'elemento.

Poiché ci possono essere solamente carichi di compressione nella direzione normale, in cui il sostegno si muove verso l'ammasso roccioso (Do, N.A. et al., 2014), il valore di F_n può cambiare:

$$p_{s\lim} = \text{If } \delta n_i < 0, F_n = 0$$

$$\text{If } \delta n_i > \delta n_{\lim}, F_n = F_{n\lim} = p_{n\lim} \cdot l \cdot \cos(\alpha_i - \alpha_{med_i})$$

La massima pressione normale di reazione, $p_{n\lim}$, ipotizzando che non ci sia pressione di confinamento, sarà:

$$p_{n\lim} = \frac{2 \cdot c_{rm} \cdot \cos(\varphi_{rm})}{1 - \sin(\varphi_{rm})}$$

in cui:

- φ_{rm} : angolo d'attrito dell'ammasso roccioso;
- c_{rm} : coesione dell'ammasso roccioso.

Bisogna determinare K_n e K_s , le rigidezze iniziali delle molle di normali e di taglio.

K_n viene di solito considerata utilizzando semplici relazioni, come quelle derivate dalla teoria di Winkler, sfruttando i dati dell'ammasso roccioso. Per esempio:

$$K_n = \frac{2 \cdot E_{rm}}{R}$$

In cui:

- E_{rm} : modulo elastico dell'ammasso roccioso;
- R : raggio della galleria.

Mentre K_s viene valutata a partire da K_n per mezzo di un fattore moltiplicativo < 1 . Sarà:

$$K_s = 0.5 \cdot K_n$$

Nelle zone in cui i sostegni si muovono verso la galleria le molle normali scompaiono: di solito questa è tipicamente la situazione del tetto, ma quando i carichi orizzontali attivi sono maggiori di quelli verticali, ciò si verifica ai lati. Pertanto, si potranno avere solamente carichi di compressione nella direzione normale: le molle normali lavorano solamente a compressione (Hassani et al., 2016).

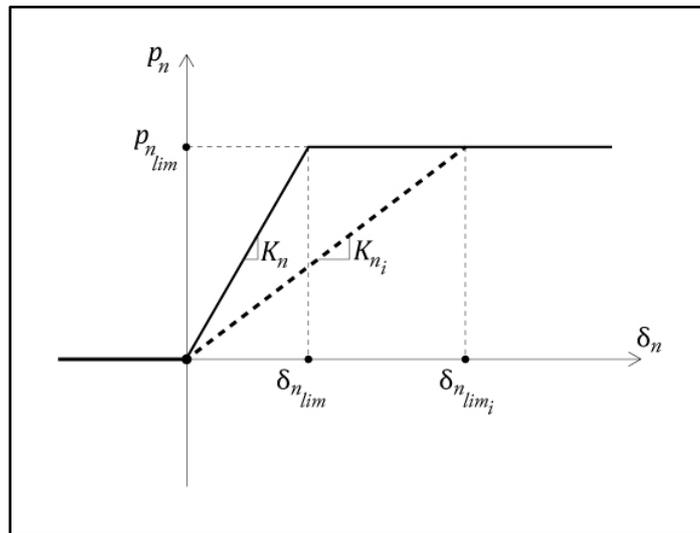


Fig.3.7 - La rigidezza delle molle normali, K_n , si modifica quando si raggiunge la condizione limite di sollecitazione.

Contrariamente a quelle normali, le molle di taglio consentono di considerare gli sforzi positivi e negativi nella direzione tangenziale (Do, N.A. et al., 2014).

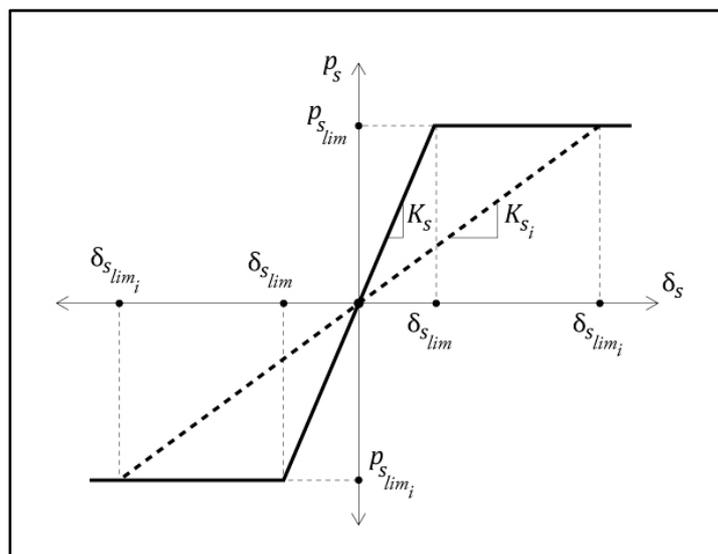


Fig.3.8 - La rigidezza delle molle di taglio, K_s , si modifica quando si raggiunge la condizione limite di sollecitazione.

Inoltre, quando lo spostamento ad ogni nodo è più grande dello spostamento limite si giunge a plasticità e K_n e K_s diventano inferiori ai loro valori iniziali: la determinazione della rigidità viene valutata come il rapporto tra p_{lim} e lo spostamento nodale raggiunto (nella direzione normale o tangenziale).

3.2.2 Carichi applicati al rivestimento

Fattori come la spinta dell'acqua, la spinta del terreno, il peso stesso del rivestimento sono fondamentali ed agiscono con continuità sul rivestimento e senza subire grosse variazioni, motivo per cui devono essere sempre tenuti in considerazione in fase di progettazione del rivestimento (Hassani et al., 2016).

Nonostante la difficoltà nel valutare i carichi verticali esterni, alcuni autori (e.g. Barton et al., 1974; Unal, 1983; Bieniawski, 1989; Singh et al., 1992; Goel et al., 1995; Barton, 2002), hanno fornito delle correlazioni empiriche per la stima di q_v . Mentre per quanto riguarda i carichi orizzontali q_h sono solitamente considerati come una percentuale di quelli verticali (Oreste, 2007).

A partire da q_v e q_h si possono calcolare le forze esterne verticali ed orizzontali applicate ad ogni nodo, secondo le seguenti relazioni:

$$Fy_i = q_v \cdot \left(\frac{l \cdot \cos(\alpha_i) + l \cdot \cos(\alpha_{i-1})}{2} \right)$$

$$Fx_i = -q_h \cdot \left(\frac{l \cdot \sin(\alpha_i) + l \cdot \sin(\alpha_{i-1})}{2} \right)$$

Le relazioni saranno diverse per il primo e per l'ultimo nodo e si avrà:

$$Fy_i = q_v \cdot \left(\frac{l \cdot \cos(\alpha_i)}{2} \right)$$

$$Fx_i = -q_h \cdot \left(\frac{l \cdot \sin(\alpha_i)}{2} \right)$$

3.2.3 Spostamenti e forze interne nelle travi.

Una volta costruiti $\{F\}$, il vettore delle forze esterne applicate al nodo, e $[K]$, la matrice globale delle rigidezze, si può calcolare $\{S\}$, il vettore degli spostamenti nei nodi, nel sistema di riferimento globale:

$$\{S\} = [K]^{-1} \cdot \{F\}$$

Dall' $\{S\}_i$ così calcolato si potrà ottenere, per ogni elemento, $\{s\}_i$, il vettore degli spostamenti relativo al sistema di riferimento locale, come:

$$\{s\}_i = [\lambda]_i \cdot \{S\}_i$$

Successivamente, il codice esegue il calcolo del vettore totale delle forze nel sistema di riferimento locale in ciascun elemento:

$$[k_x]_i \cdot [\lambda]_i \cdot \{S\}_i = \{f\}_i$$

Dalla sottrazione del vettore delle forze esterne, $\{f_{ext}\}_i$ da $\{f\}_i$, si otterrà, poi, il vettore delle forze interne, $\{f_{int}\}_i$;

$$\{f\}_i = \{f_{ext}\}_i + \{f_{int}\}_i$$

$$\{f_{int}\} = \{f\}_i - \{f_{ext}\}_i = [k_x]_i \cdot \{s\}_i - \{f_{ext}\}_i$$

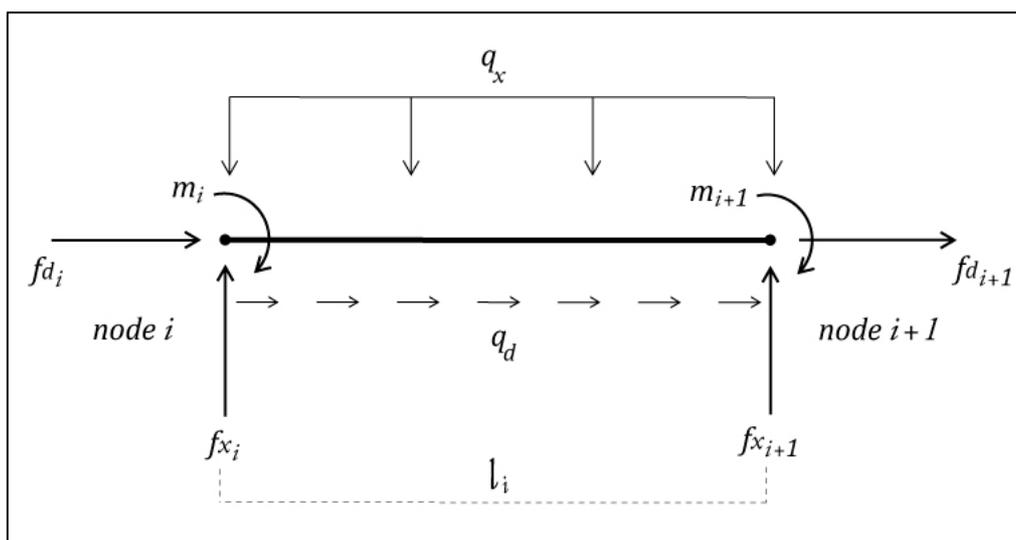


Fig.3.9 - Schema di carichi distribuiti q_x e q_d nella trave.

In una situazione di carichi distribuiti q_x e q_d nella trave Le forze nodali esterne equivalenti fd_i, fx_i (Gugliota, 2002) possono essere ottenute come segue (con $m_i=0$, in questo caso):

$$\{f_{ext}\}_i = \begin{Bmatrix} fd_i \\ fx_i \\ m_i \\ fd_{i+1} \\ fx_{i+1} \\ m_{i+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} q_d \cdot \frac{l}{2} \\ q_x \cdot \frac{l}{2} \\ 0 \\ q_d \cdot \frac{l}{2} \\ q_x \cdot \frac{l}{2} \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Poi, a partire dal vettore delle forze interne, si può ricavare la forza di taglio, la forza assiale ed il momento flettente su ciascun nodo e lungo il perimetro del rivestimento.

4- IL METODO CCM: CURVE CONFINEMENT METHOD

Al fine di sviluppare una procedura per eseguire un'analisi di dettaglio dello stato delle tensioni e deformazioni di una galleria con rivestimento in calcestruzzo proiettato è stata necessaria un'analisi combinate con CCM e HRM.

I dati di input necessari per lo sviluppo della procedura sono:

- Raggio della galleria;
- Stato tensionale alle corrispondenti profondità;
- Caratteristiche geomeccaniche della roccia;
- Rigidezza nel tempo del calcestruzzo proiettato;
- Spessore del rivestimento in calcestruzzo proiettato.

Il metodo CCM, Curve Confinement Method, è fondato sullo studio dello stato tensionale che si sviluppa nell'intorno della galleria. Le ipotesi alla base del metodo gli conferiscono un carattere di semplicità: (e.g. Oreste, 2009; 2014; Spagnoli et al., 2017):

- Mezzo omogeneo, continuo ed isotropo;
- Cavità circolare e profonda (condizione al contorno);
- Condizioni idrostatiche e costanti nel mezzo intorno alla galleria (si può trascurare la variazione con la profondità)
- Problema bidimensionale

Il metodo ha lo scopo di costruire la CCC, convergence confinement curve: relazione $(p - |u|)$ al bordo della cavità circolare che rappresenta la galleria, in cui:

- p : pressione interna della galleria;
- u : spostamento radiale della galleria.

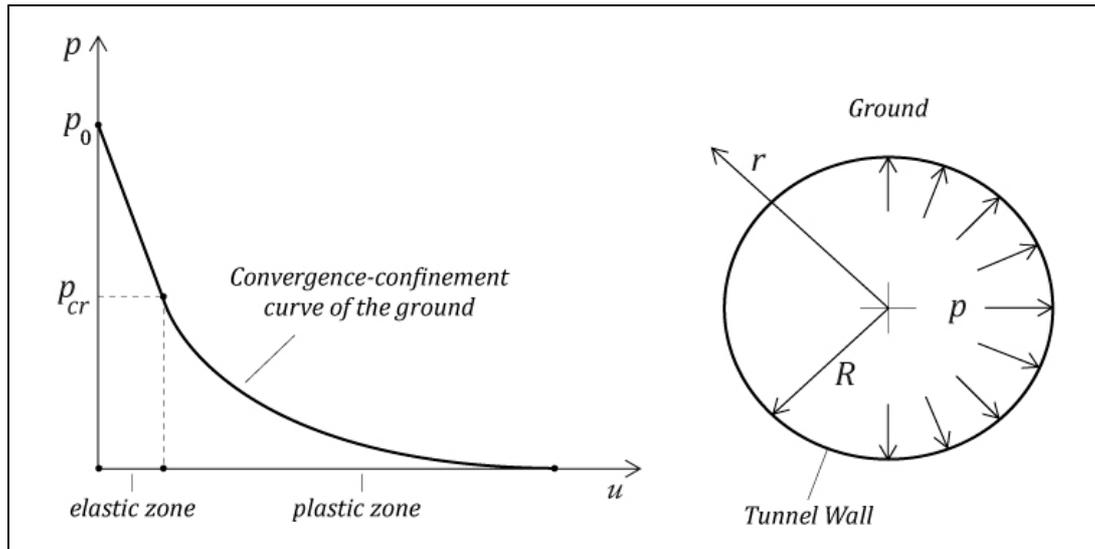


Fig.4.1 - CCC: Convergence Confinement Curve. p_0 :: pressione litostatica; p_{cr} : pressione critica; R : raggio della galleria; r : coordinate radiali.

4.1 Costruzione della curva caratteristica con il criterio di Mohr-Coulomb

Per un valore della pressione interna pari a quella litostatica p_0 non ci sono variazioni nello stato iniziale di sollecitazione e deformazione e pertanto lo spostamento radiale (della parete) è zero.

Quando la pressione inizia a diminuire comincia a verificarsi lo spostamento radiale e si avrà un incremento lineare sulla curva. In corrispondenza di $p < p_{cr}$, la curva potrebbe assumere un andamento diverso; ad eccezione dei casi più semplici relativi a rocce con comportamento elastico, in cui mantiene un andamento lineare, la CCC diventa curvilinea.

Nelle rocce con comportamento elasto-plastico, quando lo stato di tensione raggiunge la condizione limite indicata dal criterio di resistenza, si giunge al limite elastico dell'ammasso roccioso. Ciò avviene in corrispondenza di determinati valori di p e quando il raggio diminuisce fino a raggiungere il valore denominato raggio plastico R_{pl} . La pressione radiale in corrispondenza di R_{pl} è detta p_{cr} , pressione critica, ed è una funzione dei parametri di resistenza di picco, indipendente da R_{pl} (Oreste, 2009). La p_{cr} viene ricavata con il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, come:

$$p_{cr} = p_0 \cdot (1 - \sin \varphi_p) - c_p \cdot \cos \varphi_p$$

in cui:

- φ_p : angolo d'attrito;
- c_p : coesione di picco.

Ci saranno due possibili situazioni:

- se $p_{cr} \leq 0$ la curva continuerà ad avere un andamento lineare: nonostante il comportamento elasto-plastico, il materiale non raggiunge in nessun punto il limite elastico;
- se $p_{cr} > 0$ si formerà una fascia a comportamento plastico di spessore $(R_{pl} - R)$ nell'intorno del foro (per $p < p_{cr}$).

R_{pl} delimita la fascia plastica e per distanze superiori ad R_{pl} il comportamento è elastico.

Se $p = p_{cr}$ il raggio del foro circolare ed R_{pl} coincidono e lo spessore della fascia plastica sarà nullo.

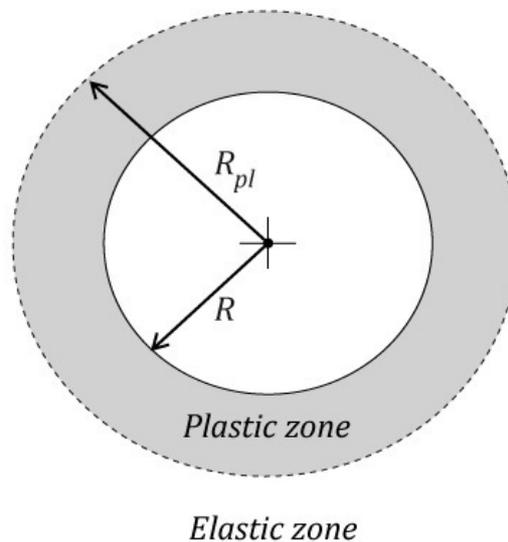


Fig.4.2 - Fascia plastica delimitata da R_{pl} e zona elastica per distanze superiori ad R_{pl} .

Il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb fornisce l'espressione per la determinazione di R_{pl} , come:

$$R_{pl} = R \cdot \left[\frac{\left(p_0 + \frac{c_r}{tg \varphi_r} \right) - \left(p_0 + \frac{c_p}{tg \varphi_p} \right) \cdot \sin \varphi_p}{p + \frac{c_r}{tg \varphi_r}} \right]^{\frac{1}{N_\varphi - 1}}$$

in cui:

- c_p, c_r : coesione di picco e coesione residua;
- φ_p, φ_r : angolo d'attrito di picco ed angolo d'attrito residuo.
- $N_\varphi = \frac{1 + \sin(\varphi_r)}{1 - \sin(\varphi_r)}$.

Se la roccia segue un comportamento elastico (per $r > R_{pl}$):

$$u = \frac{1 + \nu}{E_{rm}} \cdot (p_0 - p) \cdot R$$

Dall'analisi della deformazione nella fascia plastica si può risalire allo spostamento radiale, u . Ciò è valido per $p < p_{cr}$, cioè per $R_{pl} > R$. (Oreste, 2009):

$$u = \frac{1 + \nu}{E_{rm}} \cdot [A + B - C]$$

in cui A, B e C sono dati rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$A = \frac{R_{pl}^{N_\psi + 1}}{R^{N_\psi}} \cdot \left(p_0 + \frac{c_p}{tg \varphi_p} \right) \cdot \sin \varphi_p$$

$$B = (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \left(p_0 + \frac{c_r}{tg \varphi_r} \right) \cdot \left(\frac{R_{pl}^{N_\psi + 1}}{R^{N_\psi}} - R \right)$$

$$C = \left(\frac{1 + N_\varphi \cdot N_\psi - \nu \cdot (N_\psi + 1) \cdot (N_\varphi + 1)}{(N_\varphi + N_\psi) \cdot R^{N_\varphi - 1}} \right) \cdot \left(p + \frac{c_r}{tg \varphi_r} \right) \cdot \left(\frac{R_{pl}^{(N_\varphi + N_\psi)}}{R^{N_\psi}} - R^{N_\varphi} \right)$$

e:

$$N_{\psi} = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)}$$

con ψ : dilatanza.

4.2 Definizione della linea di reazione del sostegno

E' possibile diagrammare in un unico grafico la convergence confinement curve e la linea di reazione del sostegno, che parte da un punto di coordinate ($p = 0; u^*$), corrispondente all'installazione del rivestimento, in cui si ha già uno spostamento radiale della parete, u^* .

Dal punto iniziale e conoscendo il valore del modulo elastico del cls proiettato si può ricavare k , la pendenza iniziale (Oreste, 2009), sulla base del coefficiente di Poisson e delle caratteristiche geometriche del sostegno (spessore e raggio esterno).

Si è assunto un modulo elastico iniziale del calcestruzzo proiettato pari ad $E_1 = 8000 \text{ MPa}$, mentre, per il calcolo della linea di reazione finale del sostegno, a tempo infinito, si sono ipotizzate due diverse possibilità:

- $E_{\infty} = 75\%E_1$
- $E_{\infty} = 50\%E_1$

Ottenute le due linee di reazione del sostegno, iniziale e finale, si è suddiviso il gap fra le due in 10 intervalli, corrispondenti a 10 gradini di scarico, in cui si è andato a verificare come varia il modulo elastico del calcestruzzo proiettato in corrispondenza del punto medio di ogni gradino e dopo quanto tempo si verifica ogni variazione del modulo elastico.

Si otterranno così 11 punti e 10 steps.

5- ANALISI DEL MODELLO

5.1 Procedura utilizzata

Si è assunto un modulo elastico iniziale del cls proiettato pari ad $E_1 = 8000 \text{ MPa}$, mentre, per il calcolo della linea di reazione finale del sostegno, a tempo infinito, si sono ipotizzate due diverse possibilità:

- $E_\infty = 75\%E_1$
- $E_\infty = 50\%E_1$

Ottenute le due linee di reazione del sostegno, iniziale e finale, si è suddiviso il gap fra le due in 10 intervalli, corrispondenti a 10 gradini di scarico, in cui si è andato a verificare come varia il modulo elastico del calcestruzzo proiettato in corrispondenza del punto medio di ogni gradino e dopo quanto tempo si verifica ogni variazione. Si è anche valutato come variano le rotazioni, le forze normali e di taglio e i momenti flettenti dalla condizione iniziale a quella finale.

Si otterranno così 11 punti e 10 steps.

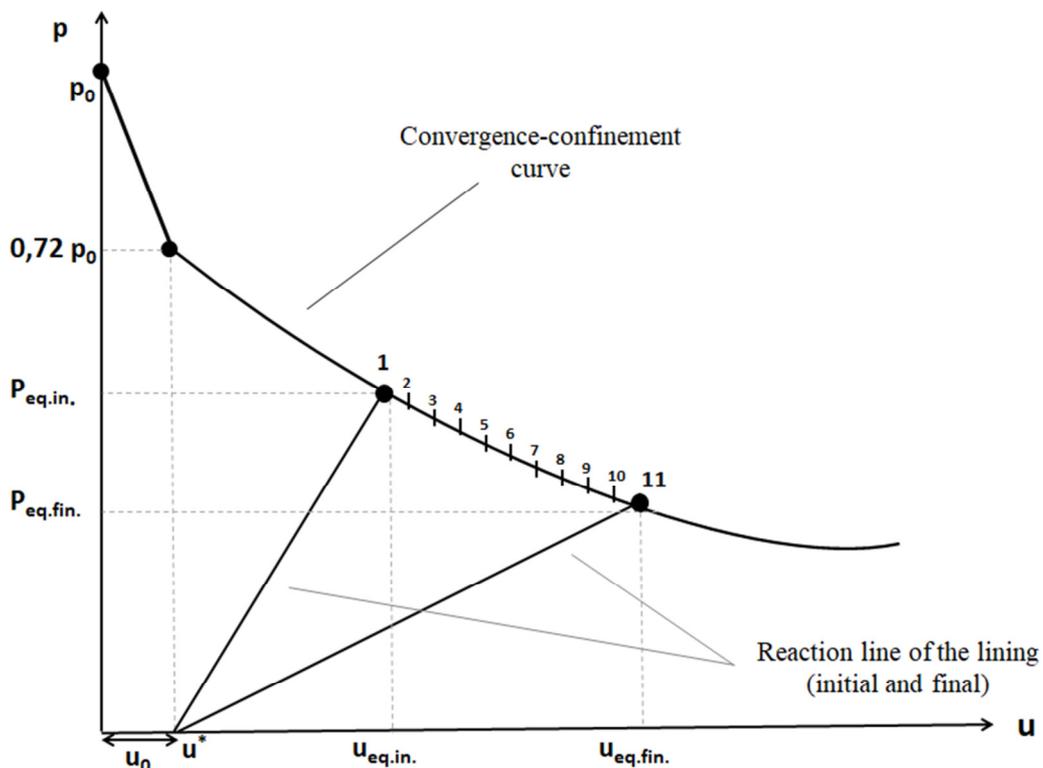


Fig.5.1 - Curva caratteristica e linee di reazione del rivestimento con i 10 steps intermedi

Trovate le pressioni del rivestimento corrispondenti alle due linee di reazione (pressione di equilibrio della retta iniziale e finale, quando la retta del sostegno interseca la CCC) se ne calcola la differenza e la si divide per i 10 steps, in modo da ottenere il Δp :

$$\Delta p = \frac{p_{eq.in.} - p_{eq.fin.}}{10}$$

La $p_{eq.in.}$ e la $p_{eq.fin.}$ saranno le pressioni corrispondenti al punto 1 ed al punto 11. Per ricavare le pressioni intermedie:

$$p_i = p_{i-1} - \Delta p$$

Per gli spostamenti intermedi si usa la formula .

$$u = \frac{1 + \nu}{E_{rm}} \cdot [A + B - C]$$

Per ottenere il valore delle pressioni nei punti medi dei 10 intervalli:

$$p_{med,i} = \frac{p_i + p_{i+1}}{2}$$

Analogamente, per ricavare gli spostamenti relativi ai punti medi dei 10 intervalli:

$$u_{med,i} = \frac{u_i + u_{i+1}}{2}$$

Le rigidezze k corrispondono alle pendenze di ciascuna linea di reazione del sostegno:

$$k_i = \frac{p_{med,i}}{u_{med,i} - u_0}$$

in cui:

$$u_0 = \frac{1 + \nu}{E_{rm}} \cdot (p_0 - p) \cdot R$$

In corrispondenza del punto medio di ciascun intervallo è stato, poi, ottenuto, il corrispondente valore di E_i , dalla formula:

$$k_i = \frac{R^2 - (R - s_{sc})^2}{(1 + \nu_{sc}) \cdot [(1 - 2 \cdot \nu_{sc}) \cdot R^2 + (R - s_{sc})^2]} \cdot \frac{1}{R} \cdot E_i$$

in cui:

- R è il raggio della galleria;
- s_{sc} è lo spessore del rivestimento;
- ν_{sc} è il coefficiente di Poisson del calcestruzzo proiettato.

Risulterà, per l'espressione di E_i :

$$E_i = \frac{k_i \cdot (1 + \nu_{sc}) \cdot [(1 - 2 \cdot \nu_{sc}) \cdot R^2 + (R - s_{sc})^2] \cdot R}{R^2 - (R - s_{sc})^2}$$

Per la determinazione dei tempi associati alla diminuzione del modulo elastico del calcestruzzo proiettato corrispondente ad ogni gradino entra in gioco la viscosità η .

Per tenere conto dell'effetto della viscosità caratteristico del fenomeno di creep si è scelto di utilizzare il modello di Voigt-Kelvin, costituito da due molle ed un ammortizzatore viscoso.

Anche in questo caso sono state adottate due diverse configurazioni riguardo alla deformazione secondaria, che è la deformazione che si sviluppa nel tempo dopo la fine della costruzione dell'opera.

- $\varepsilon_2 = \frac{1}{2} \frac{\sigma}{E_2}$ dopo $t=3$ anni (la ε_2 , deformazione secondaria dovuta al parallelo, dopo 3 anni vale metà della deformazione totale);
- $\varepsilon_2 = \frac{1}{3} \frac{\sigma}{E_2}$ dopo $t=3$ anni (la ε_2 , deformazione secondaria dovuta al parallelo, dopo 3 anni vale un terzo della deformazione totale).

La legge del modello di Voigt-Kelvin è la seguente:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_2} \cdot (1 - e^{-\frac{E_2 \cdot t}{\eta}}) + \frac{\sigma}{E_1}$$

Il primo passaggio da eseguire è il calcolo di E_2 , dalla seguente relazione:

$$\frac{1}{E_\infty} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}$$

Risulterà:

$$E_2 = \frac{E_1 \cdot E_\infty}{E_1 - E_\infty}$$

Considerando

che

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma}{E_2} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_2 \cdot t}{\eta}}\right)$$

dalle due diverse configurazioni ipotizzate in precedenza, si potrà ricavare il valore della viscosità, η . Per esempio, considerando il caso in cui si assume che la ε_2 raggiunge la metà del valore totale (all'infinito) dopo un tempo $t=3$ anni, sarà:

$$\varepsilon_{2(t=3)} = \frac{1}{2} \frac{\sigma}{E_2} = \frac{\sigma}{E_2} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_2 \cdot t}{\eta}}\right)$$

da cui:

$$e^{-\frac{E_2 \cdot 3}{\eta}} = \frac{1}{2}$$

e la viscosità η sarà:

$$\eta = \frac{-3 \cdot E_2}{\ln\left(\frac{1}{2}\right)}$$

La viscosità è espressa nel Sistema Internazionale in [MPa/s]; avendo espresso il tempo in anni, bisogna trasformarlo in secondi e risulterà:

$$\eta = \frac{-3 \cdot 365 \cdot 86400 \cdot E_2}{\ln\left(\frac{1}{2}\right)} = \frac{-(E_2 \cdot 94,61 \cdot 10^6)}{\ln\left(\frac{1}{2}\right)}$$

Per il modello utilizzato sarà:

$$E_t = \frac{1}{\frac{1}{E_1} + \frac{(1 - e^{-\frac{E_2 \cdot t}{\eta}})}{E_2}}$$

da cui:

$$t = \frac{-\eta \cdot \ln\left[\left(\frac{E_2}{E_1}\right) + 1 - \left(\frac{E_2}{E_t}\right)\right]}{E_2}$$

Il tempo così ottenuto sarà in secondi, per convertirlo in anni, bisogna dividere per:

$$3600 \cdot 24 \cdot 365$$

Si otterrà così il tempo associato alla diminuzione del modulo elastico corrispondente al punto medio di ciascuno dei 10 steps.

Con il metodo proposto si potranno condurre studi in termini di variazioni di forze interne normali e di taglio, rotazioni e momenti flettenti, e valutare le diminuzioni del modulo elastico del calcestruzzo in ognuno dei 10 steps di calcolo ed i tempi associati a ciascuno step.

5.2 Esempi applicativi e commenti

Le ipotesi adottate negli esempi proposti sono concordi con quelle su cui si basano i metodi utilizzati:

- Mezzo omogeneo, continuo ed isotropo;
- Cavità circolare e profonda;
- Sollecitazione bidimensionale;
- Condizioni idrostatiche nel mezzo intorno al foro.

I parametri adottati per il calcestruzzo sono di seguito elencati in Tab.5.1:

Parametri del rivestimento in calcestruzzo proiettato	Unità di misura	Valori
Diametro (D)	[m]	4,00
Spessore (s)	[m]	0,20
Modulo elastico (E_1)	[MPa]	8000,00
Coefficiente di Poisson (ν)	[-]	0,15

Tab.5.1 – Parametri del calcestruzzo proiettato

La rigidità normale e tangenziale delle molle di interazione del sostegno con il terreno, utilizzando il metodo HRM, sono date da:

$$b = 2 \cdot R \cdot \cos(2,5^\circ) \cdot \sin(2,5^\circ)$$

$$K_n = 2 \cdot \frac{E_{rm}}{R} \cdot b$$

$$Fn_{lim} = \frac{2 \cdot c_p \cdot \cos(\varphi_p)}{1 - \sin(\varphi_p)} \cdot b$$

$$K_s = \frac{K_n}{2}$$

5.2.1 Caso 1

Si è considerata una roccia con $RMR = 30$. I parametri geomeccanici dell' ammasso roccioso sono indicati in tab.5.2. La pressione litostatica p_0 è di 7 Mpa e la pressione interna in corrispondenza della quale viene installato il rivestimento è pari a $0,72 \cdot p_0$. Il coefficiente di spinta laterale è $k_0 = 0,5$.

Parametri della roccia	Unità di misura	Valori
Modulo elastico (E_{rm})	[Mpa]	3160,00
Coefficiente di Poisson (ν)	[-]	0,30
Coesione di picco (c_{rm} peak)	[MPa]	0,15
Coesione residua (c_{rm} res)	[MPa]	0,12
Angolo di attrito di picco (φ_{rm} peak)	[°]	20,00
Angolo di attrito residuo (φ_{rm} res)	[°]	16,00
Dilatanza (ψ)	[°]	16,00
Pressione litostatica (p_0)	[MPa]	7,00

Tab.5.2 – Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso con $RMR=30$

Per la costruzione della curva caratteristica e delle linee di reazione del sostegno iniziale e finale (Fig.5.2) sono stati utilizzati:

- il modulo elastico del calcestruzzo $E_1 = 8000 \text{ Mpa}$;
- il modulo elastico del calcestruzzo all'infinito, E_∞ , per il quale in questo primo caso si è adottato un valore pari ad $E_\infty = 75\%E_1$.

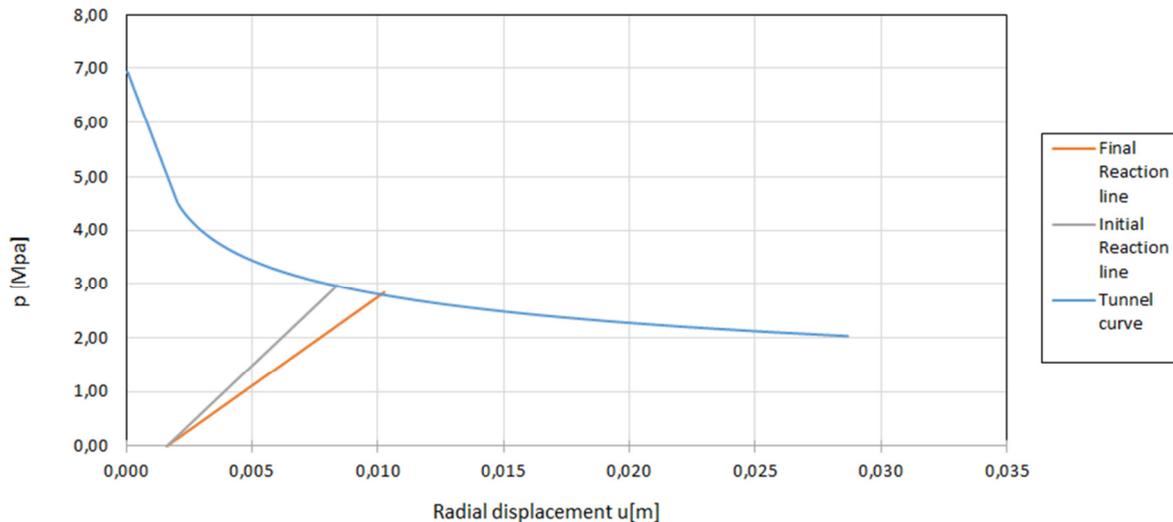


Fig.5.2 – Caso 1: Curva caratteristica e linea di reazione del sostegno iniziale e finale

In accordo con quanto precedentemente detto , si è scelto di utilizzare il modello di Voigt-Kelvin per tenere conto dell'effetto della viscosità η . Tale modello utilizza due molle ed un ammortizzatore viscoso per riprodurre il comportamento di creep. Sarà costituito da una molla in serie con l'altra molla e l'ammortizzatore visco in parallelo fra di loro.

La legge costitutiva del modello è:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_2} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_2 \cdot t}{\eta}}\right) + \frac{\sigma}{E_1}$$

Per la determinazione di E_2 si è utilizzata la relazione:

$$\frac{1}{E_\infty} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}$$

Da cui:

$$E_2 = \frac{E_1 \cdot E_\infty}{E_1 - E_\infty}$$

Sapendo che:

$$E_{\infty} = \frac{3}{4} \cdot E_1$$

Sostituendo si otterrà:

$$E_2 = 3 \cdot E_1 = 24000 \text{ MPa}$$

Per tenere conto della viscosità si è assunto che dopo 3 anni la deformazione secondaria sia pari ad un terzo della deformazione totale, e si otterrà:

$$\eta = \frac{-3 \cdot E_2}{\ln\left(\frac{1}{2}\right)}$$

Si otterranno dei risultati in termini di variazioni dalla condizione iniziale (quando la galleria è conclusa), in rosso, alla condizione finale (step 10), in nero, dei seguenti parametri:

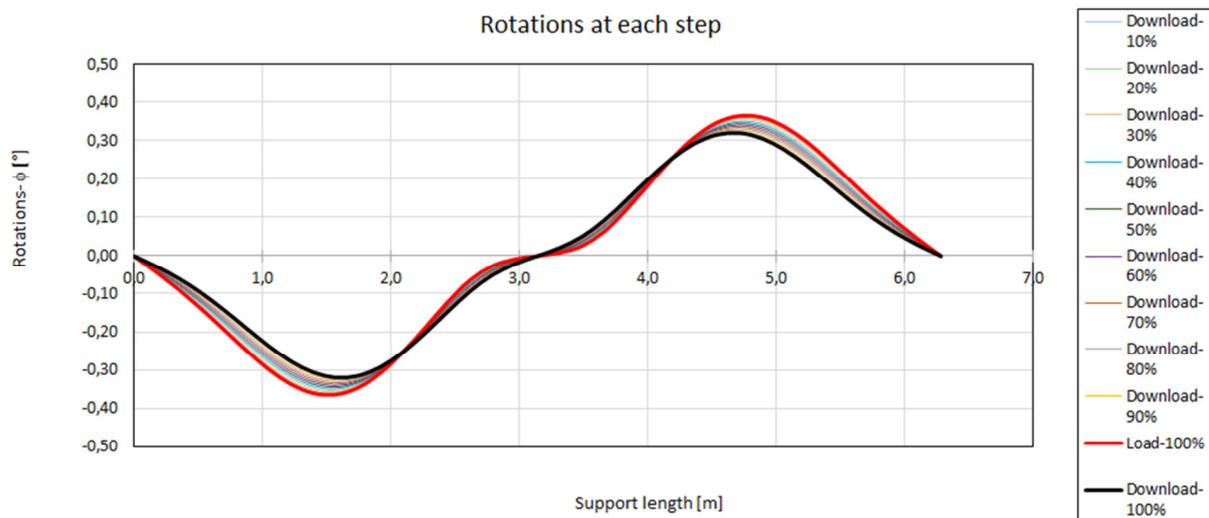


Fig.5.3 – Caso 1, Rotazioni: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

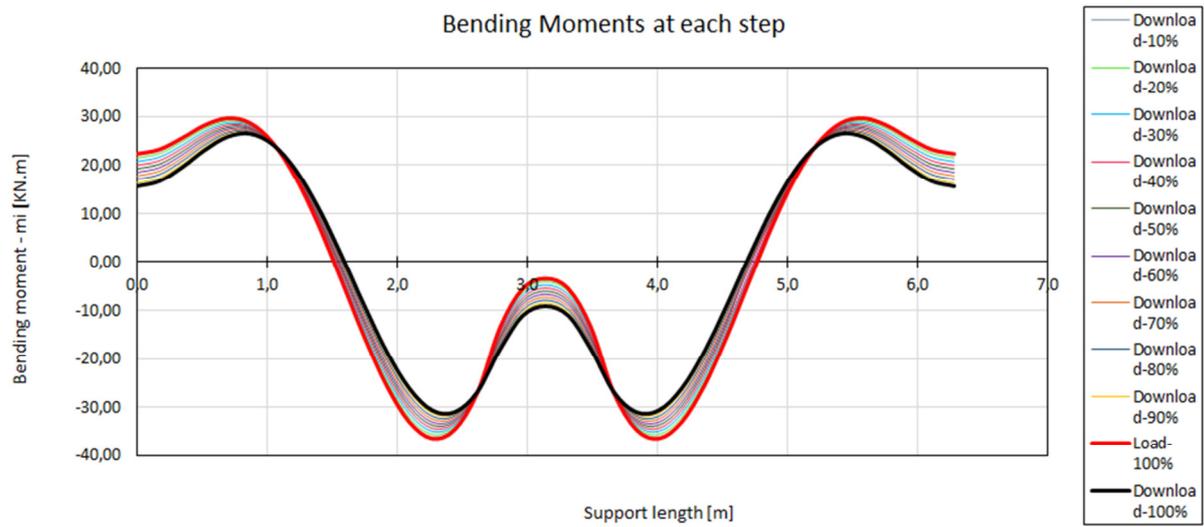


Fig.5.4 – Caso 1, Momenti flettenti: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

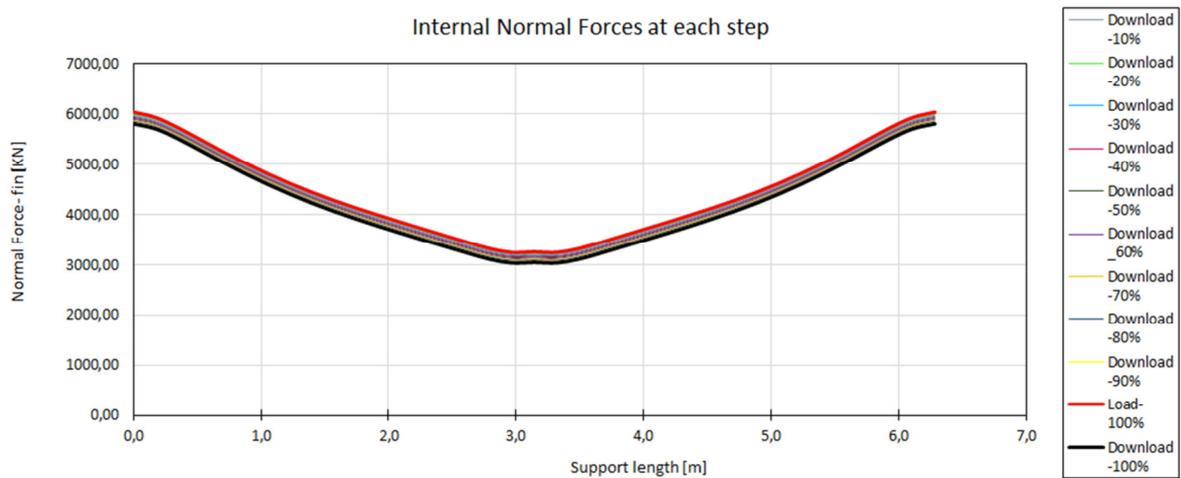


Fig.5.5 – Caso 1, Forze normali: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

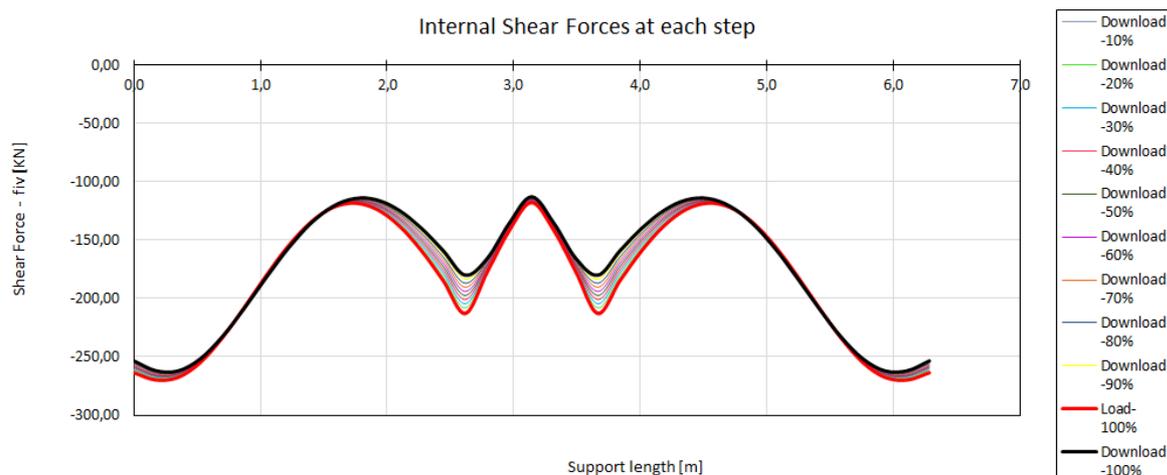


Fig.5.6 – Caso 1, Forze di taglio: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

Le rotazioni tendono ad attenuarsi con il tempo a causa del creep così come i momenti flettenti che si riducono maggiormente rispetto alle forze normali. Le riduzioni risultanti, in termini di massimo in valore assoluto, sono le seguenti:

- rotazioni: 12,33 %;
- momenti flettenti: 14,82%;
- forze normali: 3,83%;
- forze di taglio: 2,88%.

Tende, invece, ad aumentare il momento sui piedritti. L'incremento è pari al 164,16%.

Per quanto riguarda le variazioni del modulo elastico corrispondenti ad ogni step ed i rispettivi tempi associati si sono ottenuti i risultati riportati in Tab.5.3:

Step	Eshot ,t [Mpa]	t [year]
1	7638,99	0,66
2	7227,13	1,67
3	7068,87	2,18
4	6913,90	2,76
5	6762,14	3,45
6	6613,52	4,29
7	6467,98	5,37
8	6325,45	6,84
9	6185,87	9,17
10	6049,17	14,83

Tab.5.3 – Caso 1: variazione del modulo elastico del calcestruzzo proiettato nel tempo

5.2.2 Caso 2

Nel caso 2 si è fatta un'ipotesi diversa riguardo al valore di E_{∞} . Si è assunto $E_{\infty} = 50\%E_1$.

La curva caratteristica e le linee di reazione del rivestimento saranno diverse:

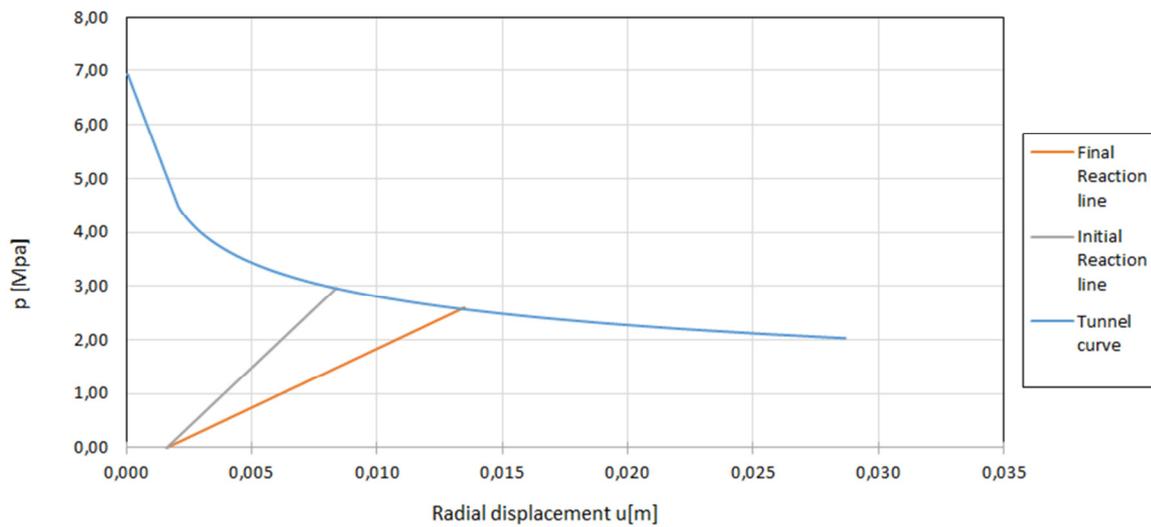


Fig.5.7 – Caso 2: Curva caratteristica e linea di reazione del sostegno iniziale e finale

Cambiando il valore di E_{∞} , cambierà anche il valore di E_2 , che come visto precedentemente, dipende da E_1 e da E_{∞} .

Risulterà:

$$E_2 = E_1 = 8000 \text{ MPa}$$

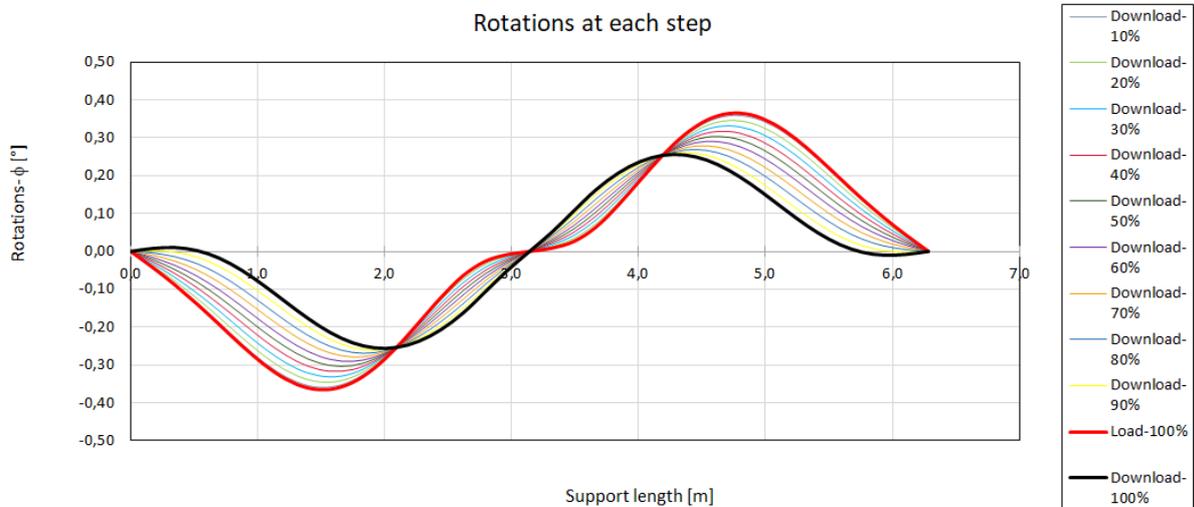


Fig.5.8 – Caso 2, Rotazioni: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

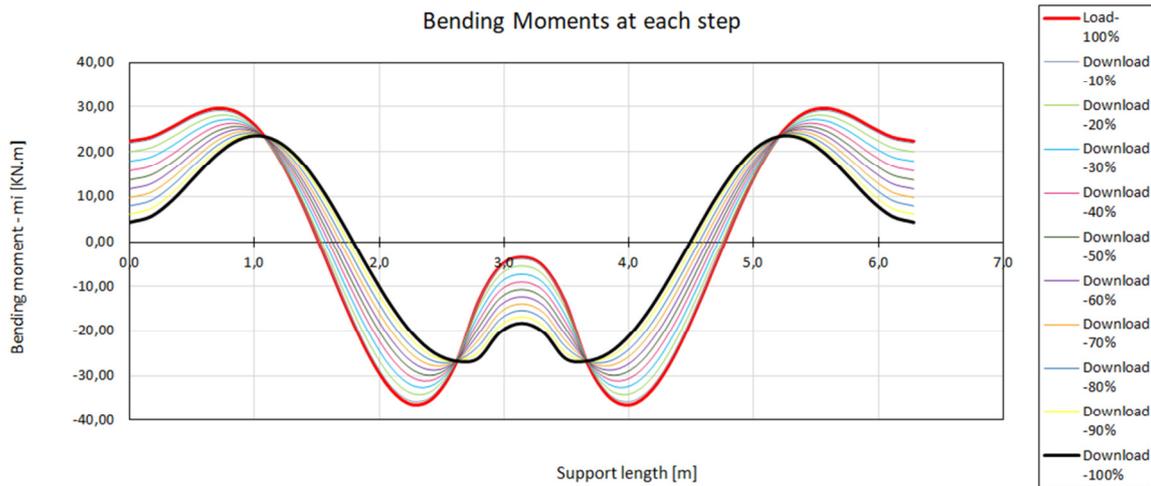


Fig.5.9 – Caso 2, Momenti flettenti: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

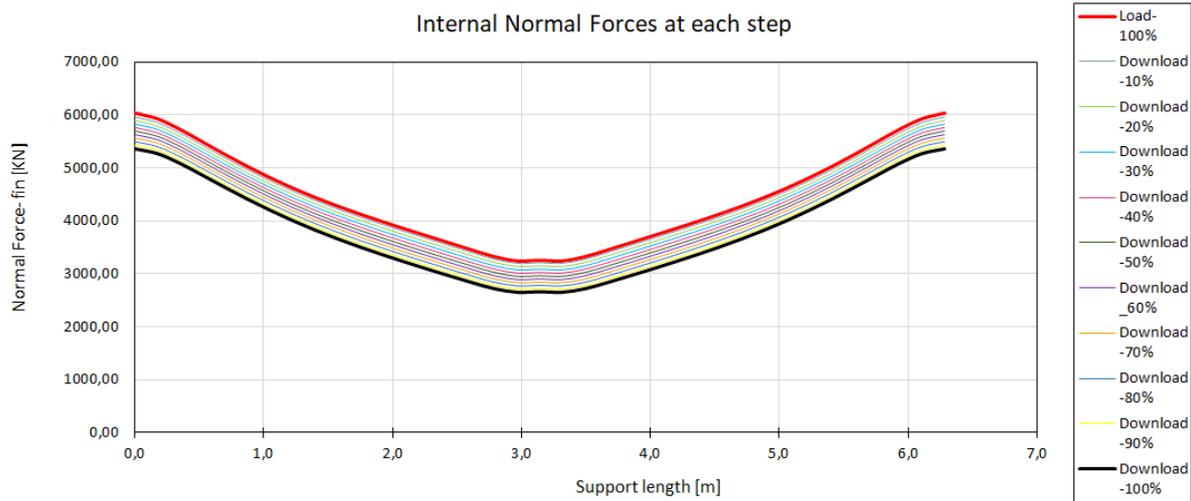


Fig.5.10 – Caso 2, Forze normali: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

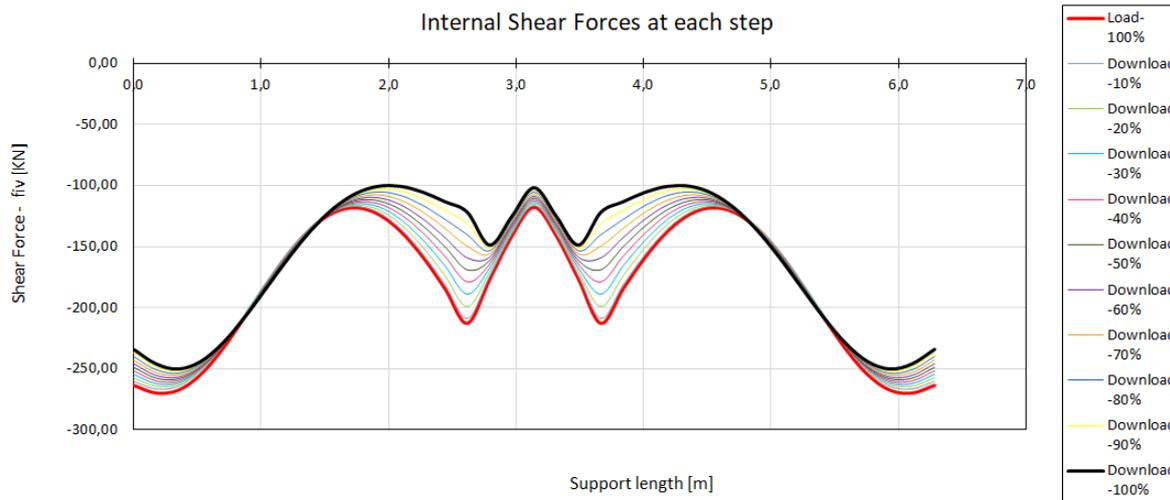


Fig.5.11 – Caso 2, Forze di taglio: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

L'andamento delle rotazioni cambia rispetto al caso precedente, ma tendono anche in questo caso ad attenuarsi con il tempo a causa del creep. I momenti flettenti si attenuano anche essi e si riducono maggiormente rispetto alle forze normali. Le riduzioni risultanti, in termini di massimo in valore assoluto, aumentano, e sono le seguenti:

- rotazioni: 30,13 %;
- momenti flettenti: 26,68%;
- forze normali: 11,20%;
- forze di taglio: 7,2%.

Tende, invece, ad aumentare il momento sui piedritti.

Per quanto riguarda le variazioni del modulo elastico corrispondenti ad ogni step e i rispettivi tempi associati si sono ottenuti i risultati riportati in Tab.5.4:

Step	Eshot ,t [Mpa]	t [year]
1	7474,58	0,32
2	6785,17	0,85
3	6362,81	1,29
4	5965,19	1,81
5	5590,82	2,44
6	5238,32	3,24
7	4906,40	4,31
8	4593,85	5,85
9	4299,54	8,53
10	4022,44	19,46

Tab.5.4 - Caso 2: variazione del modulo elastico del calcestruzzo proiettato nel tempo

5.2.3 Caso 3

Nel caso 3 si assume un'ipotesi differente riguardo alla viscosità, mentre per E_∞ si assume nuovamente che sia pari al 75% E_1 .

Si ipotizza che dopo 3 anni la deformazione secondaria sia pari ad un terzo di quella totale. Si avrà:

$$\eta = \frac{-3 \cdot E_2}{\ln\left(\frac{1}{3}\right)}$$

Con questa modifica si avranno variazioni nei tempi associati alle diminuzioni dei moduli elastici relativi ad ogni step (Tab.5.5), mentre la curva caratteristica ed i grafici relativi alle variazioni di rotazione, spostamenti nodali normali e di taglio, momenti flettenti, forze interne normali e di taglio risultano uguali al caso 1.

Step	Eshot ,t [Mpa]	t [year]
	-	-
1	7638,99	0,42
2	7227,13	1,06
3	7068,87	1,37
4	6913,90	1,74
5	6762,14	2,18
6	6613,52	2,71
7	6467,98	3,39
8	6325,45	4,32
9	6185,87	5,79
10	6049,17	9,36

Tab.5.5 - Caso 3: variazione del modulo elastico del calcestruzzo proiettato nel tempo

5.2.4 Caso 4

Nel caso 4 si è ipotizzato un modulo elastico $E_{\infty} = 50\%E_1$ ed una deformazione secondaria pari ad un terzo di quella totale dopo tre anni, combinando le due modifiche fatte nei casi 2 e 3.

I risultati ottenuti coincideranno con il caso 2 per quanto riguarda la curva caratteristica ed i grafici relativi alle variazioni di rotazione, spostamenti nodali normali e di taglio, momenti flettenti, forze interne normali e di taglio, mentre cambieranno nuovamente i tempi associati alle diminuzioni dei moduli elastici relativi ad ogni step, riportati in Tab.5.6.

Step	Eshot ,t [Mpa]	t [year]
	-	-
1	7474,58	0,20
2	6785,17	0,54
3	6362,81	0,81
4	5965,19	1,14
5	5590,82	1,54
6	5238,32	2,05
7	4906,40	2,72
8	4593,85	3,69
9	4299,54	5,38
10	4022,44	12,28

Tab.5.6 - Caso 4: variazione del modulo elastico del calcestruzzo proiettato nel tempo

5.2.5 Caso 5

Nel caso 5 si utilizzano gli stessi dati utilizzati nel caso 1, ma si assume un tipo di ammasso roccioso differente, con caratteristiche migliori, avente un $RMR = 60$. I nuovi parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso sono illustrati in Tab.5.6:

Parametri della roccia	Unità di misura	Valori
Modulo elastico (E_{rm})	[MPa]	17780,00
Coefficiente di Poisson (ν)	[-]	0,30
Coesione di picco (c_{rm} peak)	[MPa]	2,00
Coesione residua (c_{rm} res)	[MPa]	2,00
Angolo di attrito di picco (φ_{rm} peak)	[°]	37,00
Angolo di attrito residuo (φ_{rm} res)	[°]	37,00
Dilatanza (ψ)	[°]	16,00
Pressione litostatica (p_0)	[MPa]	5,00

Tab.5.6 - Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso con $RMR=60$

Si otterrà una nuova curva caratteristica:

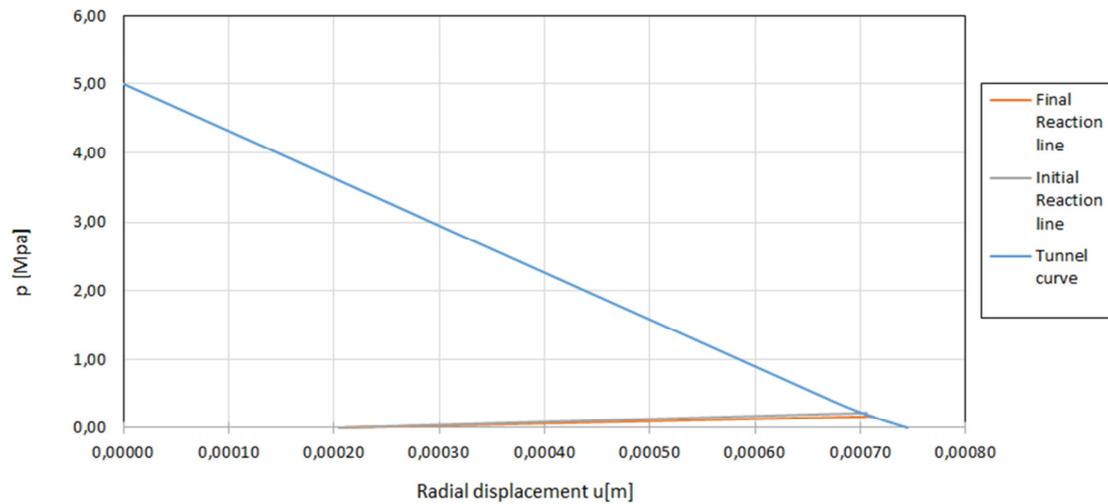


Fig.5.12 – Caso 5: Curva caratteristica e linea di reazione del sostegno iniziale e finale

Le variazioni dalla condizione iniziale alla condizione finale sono rappresentate nei grafici seguenti:

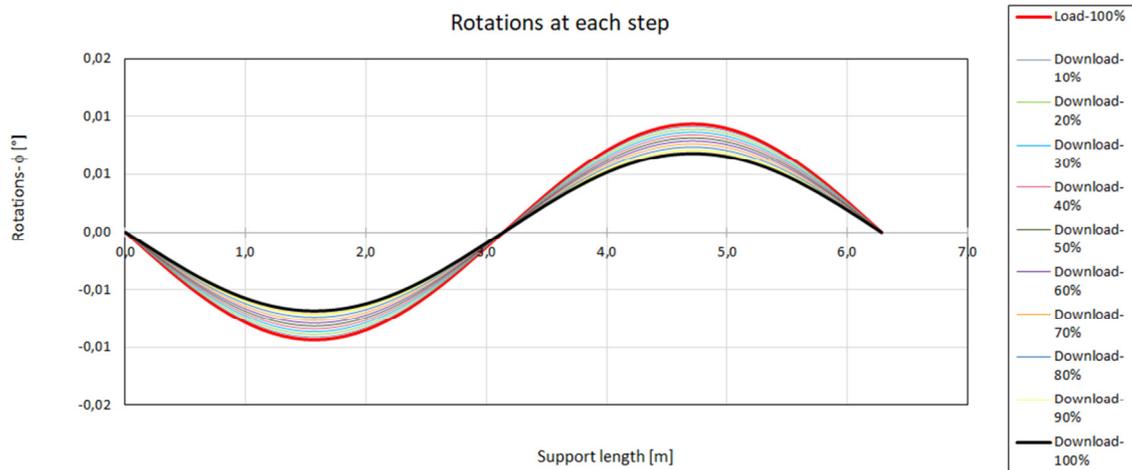


Fig.5.13 – Caso 5, Rotazioni: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

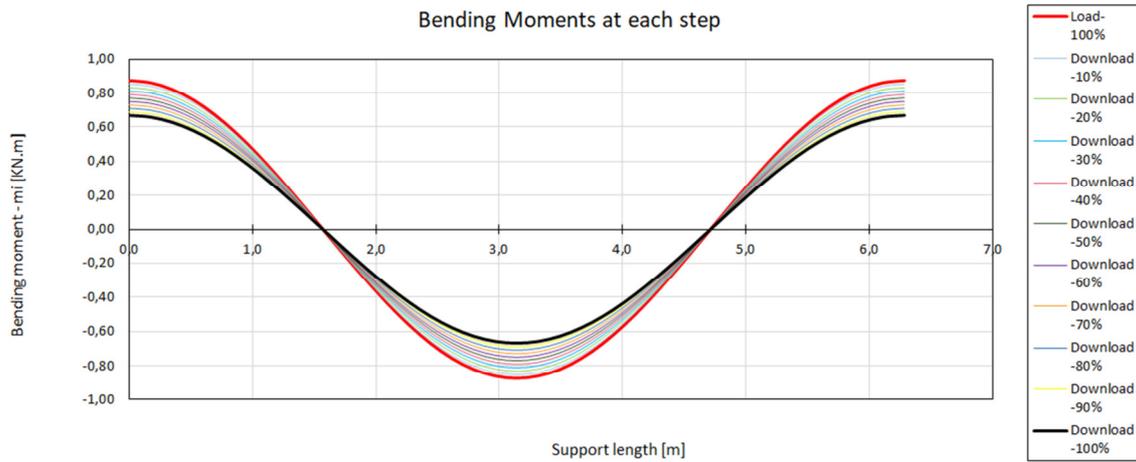


Fig.5.14 – Caso 5, Momenti flettenti: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

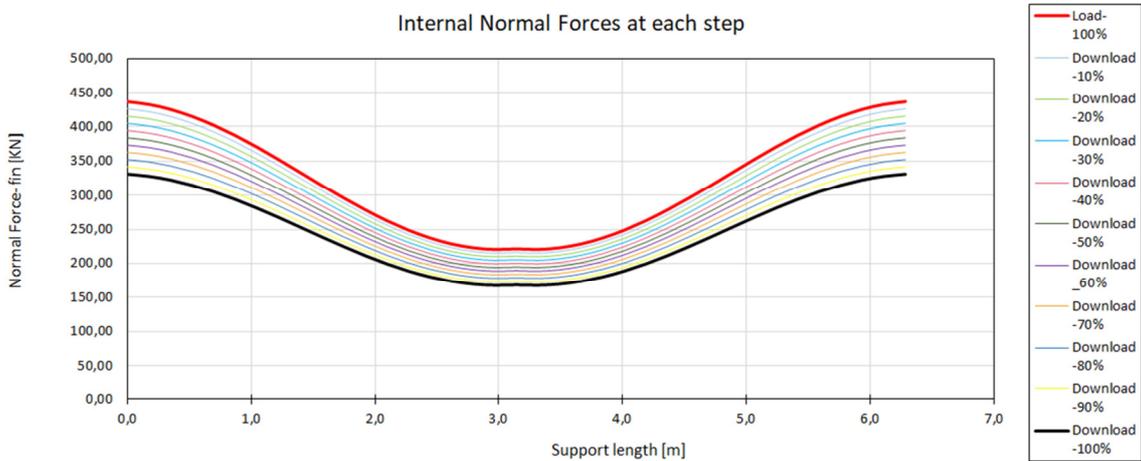


Fig.5.15 – Caso 5, Forze normali: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

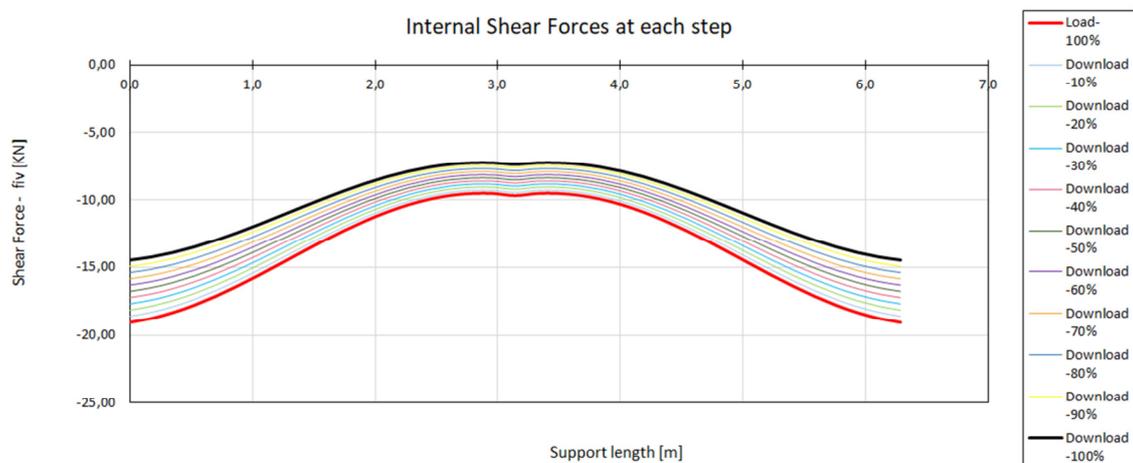


Fig.5.16 – Caso 5, Forze di taglio: variazione dalla condizione iniziale alla condizione finale.

Le rotazioni cambiano andamento; tendono comunque attenuarsi con il tempo a causa del creep. I momenti flettenti si attenuano anche essi e si riscontra in questo caso una maggiore attenuazione delle forze normali. Le riduzioni risultanti, in termini di massimo in valore assoluto, sono le seguenti:

- rotazioni: 27,66 %;
- momenti flettenti: 23,34%;
- forze normali: 24,08%;
- forze di taglio: 24,08%.

Per quanto riguarda le variazioni del modulo elastico corrispondenti ad ogni step ed i rispettivi tempi associati si sono ottenuti i risultati riportati in Tab.5.7:

Step	Eshot ,t [Mpa]	t [year]
	-	-
1	7934,03	0,11
2	7763,18	0,42
3	7555,00	0,84
4	7347,53	1,34
5	7140,76	1,94
6	6934,70	2,67
7	6729,35	3,62
8	6524,72	4,91
9	6320,80	6,90
10	6117,59	11,10

Tab.5.7 - Caso 5: variazione del modulo elastico del calcestruzzo proiettato nel tempo

Nelle seguenti tabelle sono indicate le variazioni in termini di valori massimi e minimi delle diverse grandezze dalla condizione iniziale a quella finale.

Rotation [°]	Max		Min	
	Valore iniziale	Valore finale	Valore iniziale	Valore finale
Caso 1	0,365	0,320	-0,365	-0,320
Caso 2	0,365	0,255	-0,365	-0,255
Caso 3	0,365	0,320	-0,365	-0,320
Caso 4	0,365	0,255	-0,365	-0,255
Caso 5	0,0094	0,0068	-0,0094	-0,0068

Tab.5.8 - Rotazione: variazione dei valori massimi e minimi dalla condizione iniziale a quella finale

Internal bending moments [KN·m]	Max		Min	
	Valore iniziale	Valore finale	Valore iniziale	Valore finale
Caso 1	29,68	26,49	-36,43	-31,03
Caso 2	29,68	23,55	-36,43	-26,71
Caso 3	29,68	26,49	-36,43	-31,03
Caso 4	29,68	23,55	-36,43	-26,71
Caso 5	0,874	0,67	-0,874	-0,67

Tab.5.9 - Momenti flettenti: variazione dei valori massimi e minimi dalla condizione iniziale a quella finale

Internal normal forces [KN/m]	Max		Min	
	Valore iniziale	Valore finale	Valore iniziale	Valore finale
Caso 1	6037,40	5805,82	3243,93	3034,33
Caso 2	6037,40	5360,80	3243,93	2651,96
Caso 3	6037,40	5805,82	3243,93	3034,33
Caso 4	6037,40	5360,80	3243,93	2651,96
Caso 5	436,46	331,35	220,64	167,51

Tab.5.9 – Forze normali: variazione dei valori massimi e minimi dalla condizione iniziale a quella finale

Internal shear forces [KN/m]	Max		Min	
	Valore iniziale	Valore finale	Valore iniziale	Valore finale
Caso 1	-117,67	-112,80	-269,88	-262,10
Caso 2	-117,67	-100,60	-269,88	-250,21
Caso 3	-117,67	-112,80	-269,88	-262,10
Caso 4	-117,67	-100,60	-269,88	-250,21
Caso 5	-9,51	-7,22	-19,06	-14,47

Tab.5.9 – Forze normali: variazione dei valori massimi e minimi dalla condizione iniziale a quella finale

In Fig.5.17 sono riportati i trend della variazione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo per i 5 casi proposti:

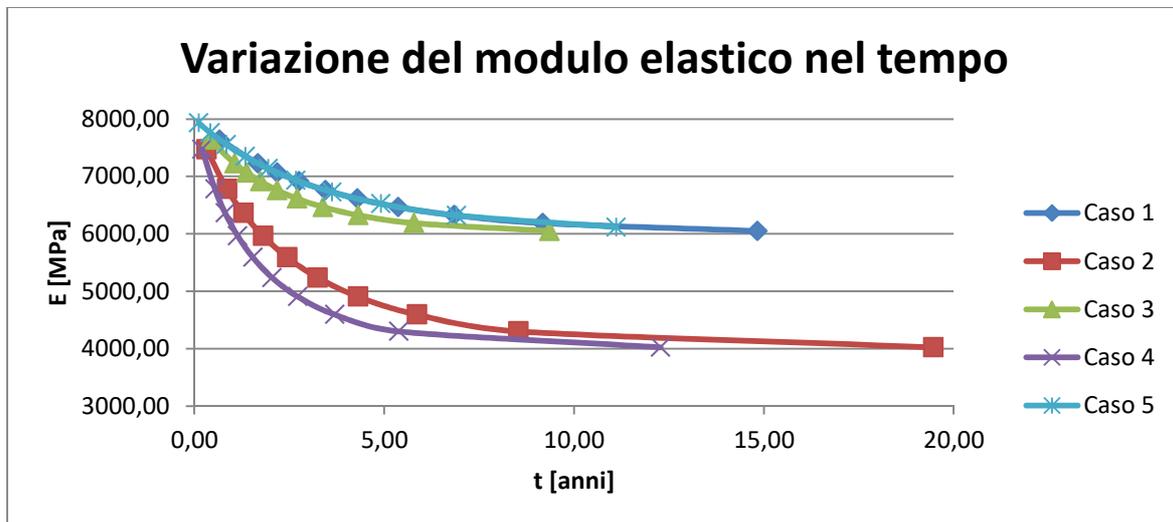


Fig.5.17 – Variazione del modulo elastico nel tempo per i 5 casi proposti

Nel caso 2 e nel caso 4, caratterizzati da viscosità minore, il creep si evolve più velocemente e si ha una diminuzione più rapida del modulo elastico complessivo del sistema.

CONCLUSIONI

Il rivestimento in calcestruzzo proiettato è una delle tipologia di sostegno più diffuse nell'ambito del tunnelling. Per la progettazione di questa modalità di supporto ci si può avvalere di modelli numerici, bidimensionali o tridimensionali.

Fra questi, un metodo particolarmente efficace è l'HRM: Hyperstatic Reaction Method. Si tratta di un metodo alle differenze finite che utilizza delle molle di Winkler per tenere conto dell'interazione roccia-rivestimento. Le molle saranno di due tipi: normali e di taglio. Le prime sono nella direzione radiale della galleria, ovvero quella perpendicolare all'asse formato dall'angolo medio α_{medi} fra due elementi adiacenti; le seconde sono nella direzione tangenziale della galleria, ovvero sono situate parallelamente all'asse formato dall'angolo medio α_{medi} fra due elementi adiacenti. Il rivestimento, invece, è simulato attraverso una serie di travi connesse da nodi. Questo metodo consente di realizzare numerosi calcoli in tempi contenuti.

In questo lavoro è stata utilizzata una nuova procedura, basata sulla combinazione del metodo HRM con il metodo CCM, Curve Confinement Method. Con la definizione della linea di reazione del sostegno e l'intersezione con la curva caratteristica si è potuto definire il carico finale sul rivestimento. Il secondo consente di determinare il comportamento del rivestimento e l'interazione con la parete della galleria.

A partire dalla condizione finale, corrispondente alla situazione di completamento dell'opera, si è determinato che cosa accade nel rivestimento nel tempo, considerando anche l'effetto del fenomeno del creep.

Si è ottenuta la linea di reazione del sostegno relativa ad un valore ipotizzato del modulo elastico del calcestruzzo proiettato, E_{∞} , e si è suddiviso il gap fra le due linee di reazione, in termini di Δ_p , in 10 intervalli, corrispondenti a 10 gradini scarico, in cui si è andato a verificare come varia il modulo elastico del calcestruzzo proiettato in corrispondenza del punto medio di ogni gradino e dopo quanto tempo si verifica ogni variazione. Si sono determinate anche le variazioni, per ogni step, dei momenti flettenti, delle forze nel rivestimento (normali e di taglio) e delle rotazioni.

Per tenere conto del creep è stato utilizzato il modello di Voigt-Kelvin, costituito da una molla in serie con un'altra molla e un ammortizzatore viscoso in parallelo fra loro.

Sono stati proposti cinque casi, con diverse ipotesi riguardo al valore di E_{∞} , ai parametri dell'ammasso roccioso e alla deformazione secondaria (quella che si sviluppa nel tempo, dopo il completamento dell'opera e che è dovuta al parallelo del modello di creep utilizzato).

Per gli ammassi rocciosi studiati (RMR=30 e RMR=60), risulta che il creep nel calcestruzzo proiettato consente di avere una riduzione delle rotazioni, dei momenti e delle forze nel rivestimento. Ciò è dovuto all'importante riduzione dei carichi agenti e della rigidità complessiva del sistema. Bisogna verificare che l'aumento medio degli spostamenti, derivante dal metodo delle curve caratteristiche, risulti ancora compatibile con l'utilizzo dell'opera realizzata.

In questi casi, quindi, un effetto del creep sembra avere dei vantaggi e un aspetto benefico.

BIBLIOGRAFIA

ACI 506R-90 (1990) 'Guide to Shotcrete', American Concrete Institute.

Aydan O, Sezaki M, Kawamoto T. 1992. Mechanical and numerical modelling of shotcrete. In Pande, G., Pietruszczack, S. (Eds.) Numerical Models in Geomechanics, Taylor and Francis, London, pp. 707-716.

Barla, Giovanni. "Tunnelling under squeezing rock conditions."Eurosummer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck" (2001): 169-268.

Benitez Torres Miguel Francisco, L'analisi degli effetti delle deformazioni di creep nella costruzione di gallerie in roccia, 2016

Blasen, A. (1998) 'Bestimmung von Porositatskennwerten am Spritzbeton und deren Einfluss auf betontechnologische Parameter', Diplomarbeit, University of Innsbruck.

Brite Euram (1998) 'New materials, Design and Construction Techniques for Underground Structures in Soft Rock and Clay Media', BRE-CT92-0231 Final Technical Report, Mott MacDonald Ltd

Brooks, J. (1999) 'Shotcrete for ground support as used in the Asia Pacific region', RETC Proceedings

Chen, W.F. (1982) Plasticity in reinforced concrete, McGraw-Hill, Inc., New York

Concrete Institute of Australia, 2010. Shotcrete in Australia. Concrete Institute of Australia, Rhodes, Australia

DIN 18551 1992. Spritzbeton- Nationale Anwendungsregeln zur Reihe

Davik, K. and Markey, I. (1997) 'Durability of sprayed concrete in Norwegian road tunnels', Tunnelling '97, IMM 251-61.

Debernardi, Daniele, and G. Barla. "New viscoplastic model for design analysis of tunnels in squeezing conditions." *Rock mechanics and rock engineering* (2009).

DiNoia, T. P., and P. J. Sandberg. "Alkali-free shotcrete accelerator interactions with cement and admixtures." *Shotcrete: More Engineering Developments: Proceedings of the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, October 2004, Cairns, Queensland, Australia.. Taylor & Francis, 2004.*

Do, N.A., Dias, D., Oreste, P., Djeran-Maigre, I., 2014a. The behavior of the segmental tunnel lining studied by the hyperstatic reaction method. *Eur. J. Environmental Civil Eng.* 18(4), pp. 489–510.

Dusseault, M. B., and C. J. Fordham. "Time-dependent behavior of rocks. *Comprehensive Rock Engineering Principles, Practice and Project: Rock Testing and Site Characterization* (1993).

EFNARC, 1996. European Specification for Sprayed Concrete. United Kingdom

Feenstra PH, de Borst B, 1993. Aspects of robust computational models for plain and reinforced concrete. *Heron* 48(4), pp. 5-73.

Golser, J., Schubert, P. and Rabensteiner, K. (1989) 'A new concept for evaluation of loading in shotcrete linings', Proceedings International Congress on Progress and Innovation in Tunnelling, pp. 79-85.

Hassani R., Basirat, R., 2016. Application of Hyperstatic Reaction Method for Designing of Tunnel Permanent Lining, Part I: 2D Numerical Modelling. Civil Engineering Journal 2(6), pp. 244-253.

ITA (1993) 'Shotcrete for Rock Support: a Summary Report on the State-of-the-Art in 15 Countries.' Malmberg B., Tunnelling and Underground Space Technology, 8(4), 441-70.

Iwaki, K., Hiramata, A., Mitani, K., Kaise, S., Nakagawa, K., 2001. A quality control method for shotcrete strength by pneumatic pin penetration test. NDT and E International, 34(6), pp. 395-402.

Kovari, K. (1994) 'On the existence of the NATM: erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method', Tunnels and Tunnelling, November, 38-42

Kusterle, W. (1992) 'Qualitätsverbesserungen beim Spritzbeton durch technologische Massnahmen, durch den Einsatz neuer Materialien und auf Grund der Erfassung von Spritzbetoneigenschaften', Habilitationsschrift, Vol. 1 and 2, University of Innsbruck

Lukas, W., Huber, H., Kusterle, W., Pichler, W., Testor, M. and Saxer, A. (1998) Bewertung von neuentwickelten Spritzbetonverfahrenstechniken, Strassenforschung Heft 474, Vienna

Mair, R.J. (1998) 'Geotechnical aspects of design criteria for bored tunnelling in soft ground', in *Tunnels and Metropolises*, Negro Jr and Ferreira (eds), Taylor & Francis, London, pp. 183-99.

Melbye T, 1994. *Sprayed Concrete for Rock Support*. MBT International Underground Construction Group, Zürich.

Meschke, G. (1996) *Elasto-viskoplastische Stoffmodelle für numerische Simulationen mittels der Methode der Finiten Elemente*, Habilitationsschrift, TU Wien.

Mohajerani, A., Rodrigues, D, Ricciuti, C., Wilson, C., 2015. Early-Age Strength Measurement of Shotcrete. *Journal of Materials*, 2015 (ID 470160), <http://dx.doi.org/10.1155/2015/470160>

Neville, A.M. (1995) *Properties of concrete*, Addison Wesley Longman Ltd, Harlow

Oberdorfer, W. (1996) 'Auswirkung von unterschiedlichen Betonnachbehandlungsmassnahmen auf die Qualität des Nassspritzbetons', Diplomarbeit, University of Innsbruck.

Oggeri C. , *Cantieri di scavo e cave*, Politecnico di Torino

Oreste P, 2003. *Analysis of Structural Interaction in Tunnels using the Convergence-Confinement Approach*.

Oreste P. 2003., Procedure for Determining the Reaction Curve of Shotcrete Lining Considering Transient Conditions.

Oreste P, 2007. A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports. *Tunn. Undergr. Sp. Tech* (22), pp. 185–205.

Oreste P. 2009, The Convergence-Confinement Method: Roles and limits in modern geomechanical tunnel design. *American Journal of Applied Sciences* 6(4), pp. 757-771.

Oreste P, 2009. The Determination of the Tunnel Structure Loads Through the Analysis of the Interaction between the Void and the Support Using the Convergence-Confinement Method. *Am. J. Appl. Sci* (11), pp. 1945-1954.

Oreste P, 2015. Analysis of the Interaction between the Lining of a TBM Tunnel and the Ground Using the Convergence-Confinement Method. *Am. J. Appl. Sci.*, 12(4):276-283. DOI: 10.3844/ajassp.2015.276.283.

Oreste, P., Spagnoli, G., Ramos, C. A. L., & Sebillé, L. The Hyperstatic Reaction Method for the Analysis of the Sprayed Concrete Linings Behavior in Tunneling. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-27.

Pottler, R. (1990) 'Green shotcrete in tunnelling: stiffness - strength - deformation', *Shotcrete for Underground Support*, VI, 83-91.

Progetto concrete, (ATECAP, AITEC, SISMIC, CONPAVIPER, ASSIAD).

Ramos Cesar Alejandro Luna, Modelling of the shotcrete lining-rock interaction with the hyperstatic reaction method, 2017

Rokhar RB, Zachow R, 1997. Ein neues Verfahren zur taglichen Kontrolle der Auslastung einer Spritzbetonschale. Felsbau 15(

Spirig, C. (2004) 'Sprayed concrete systems in the Gotthard base tunnel', in Shotcrete: More Engineering Developments, Bernard (ed.), A.A. Balkema, Leiden, pp. 245-9.

Testor, M. (1997) 'Alkaliarme Spritzbetontechnologie - Verfahrenstechnik; Druckfestigkeits-, Ruckprall- und Staubuntersuchungen', PhD Thesis, University of Innsbruck

Thomas A, 2009. Sprayed Concrete Lined Tunnels. Taylor & Francis, Oxon.

US Army Corps of Engineers, 1993. Engineering Manual: Engineering and Design - Standard Practice for Shotcrete. Washington, DC