

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

Analisi di stabilità del fronte di scavo negli scavi in sotterraneo ad alta e bassa copertura

Relatore:

Prof. Claudio Scavia

Candidata:

Laura Nicoletti

Tutor aziendale:

Ing. Andrea Bellocchio

Anno Accademico 2020-2021

*A Cosma che ci ha sempre creduto
e Grazia perché continui a crederci ancora.*

Sommario

Lo scopo di questo lavoro di tesi è quello di illustrare l'applicazione di metodi numerici per la risoluzione dei principali problemi di stabilità del fronte di scavo di gallerie naturali.

Il lavoro si inserisce nell'insieme delle analisi volte ad analizzare il comportamento deformativo del cavo alle alte e alle basse coperture. Si tratta infatti di un fenomeno complesso che ha richiesto l'impiego di modelli costitutivi avanzati in grado di simulare una risposta accurata che si avvicinasse il più possibile alla realtà. Vedremo che a tale scopo sono stati realizzati modelli tridimensionali rappresentativi del problema in esame.

Lo studio presentato è stato tratto dal progetto della nuova linea ferroviaria ad alta velocità/alta capacità del Terzo Valico dei Giovi che oggi rappresenta una delle opere di infrastruttura più importanti in costruzione in Italia. Il lavoro è stato sviluppato seguendo l'approccio del metodo ADECO-RS (Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei suoli) [1] basato sulla distinzione tra momento della progettazione e della costruzione.

Il primo capitolo inizia illustrando l'approccio alla progettazione e alla costruzione del metodo ADECO-RS. Verranno poi analizzate le diverse tecniche di scavo e focalizzandoci sul problema cruciale dell'instabilità del fronte, verranno esaminate le varie tipologie di interventi che possono essere utilizzate per garantirne la stabilità.

Nel secondo capitolo verranno presentate le teorie alla base dei metodi (analitici e numerici) che possono essere applicate per la soluzione del problema.

Infine, l'ultimo capitolo sarà dedicato all'applicazione al caso reale dello scavo a piena sezione della galleria di valico tra Milano e Genova nel complesso delle Argille a Palombini (aP) che presenta coperture variabili che raggiungono i 600 m d'altezza. Questo rende lo studio di particolare interesse nell'ambito degli scavi di gallerie in contesti difficili. L'insieme delle opere e delle scelte realizzative verrà approfondito nella prima parte del capitolo, la seconda parte sarà invece dedicata alla modellazione tridimensionale del problema con cui è stato simulato il processo di scavo. Questo ha permesso di definire la reale dinamica del fenomeno di instabilità ed individuare così le parti dell'ammasso soggette a maggior deformazione.

La modellazione verrà illustrata attraverso la realizzazione di due modelli di sezioni di galleria nei due casi "limite" di alta e bassa copertura e stabilizzazione del fronte realizzata con elementi in vetroresina, utilizzando il codice di calcolo alle differenze finite Flac 3D. Verrà simulato il processo di rottura e calcolato il valore del fattore di sicurezza relativo alla stabilità del fronte. Verranno infine messi a confronto i risultati ottenuti dai due modelli e analizzate le differenze di comportamento.

Indice

Sommario	v
Introduzione.....	1
1 La progettazione delle opere in sotterraneo.....	3
1.1 La risposta deformativa del mezzo allo scavo	4
1.1.1 Analisi della risposta deformativa	5
1.1.2 Controllo della risposta deformativa a monte del fronte di scavo	6
1.1.3 Controllo della risposta deformativa a valle del fronte di scavo	7
1.2 Il metodo ADECO-RS	8
1.2.1 Progettazione dell'opera	10
1.2.1.1 La fase conoscitiva.....	10
1.2.1.1.1 Caratterizzazione geologica del sito.....	12
1.2.1.1.2 Caratterizzazione geotecnica del sito	14
1.2.1.1.3 Modello geologico	18
1.2.1.2 La fase di diagnosi	19
1.2.1.2.1 Definizione delle tratte a comportamento tenso-deformativo omogeneo	21
1.2.1.2.2 Previsione dei rischi	22
1.2.1.3 La fase di terapia.....	24
1.2.1.3.1 Interventi di precontenimento	26
1.2.1.3.2 Interventi di contenimento	27
1.2.1.3.3 Interventi di presostegno	27
1.2.1.3.4 Sistemi di scavo.....	28
1.2.2 Costruzione dell'opera	33
1.2.2.1 La fase operativa	33
1.2.2.2 Interventi di precontenimento del cavo	33
1.2.2.2.1 Pretaglio meccanico a piena sezione.....	33
1.2.2.2.2 Rinforzo del nucleo fronte con elementi strutturali in vetroresina	36
1.2.2.2.3 Jet-grouting	37

1.2.2.2.4	Arco cellulare.....	38
1.2.2.2.5	Protesi per gallerie	40
1.2.2.2.6	Ombrelli tronco-conici di terreno consolidato mediante iniezioni tradizionali.....	41
1.2.2.2.7	Ombrelli tronco-conici di drenaggi.....	42
1.2.2.3	Interventi di contenimento del cavo	43
1.2.2.3.1	Bullonatura radiale.....	43
1.2.2.3.2	Guscio di spritz beton di prima fase	44
1.2.2.3.3	Arco rovescio	45
1.2.2.3.4	Scudi aperti	46
1.2.2.3.5	Rivestimento definitivo.....	47
1.2.3	La fase di verifica	47
2	Stabilità del fronte di scavo	49
2.1	Metodi dell'equilibrio limite.....	50
2.1.1	Stabilità in condizioni non drenate	50
2.1.2	Stabilità in condizioni drenate	51
2.1.3	Stabilità in presenza di falda (Metodo di Tamez).....	54
2.2	Metodi numerici.....	57
2.2.1	Flac 3D	58
2.2.2	Metodo alle differenze finite	59
3	Case history	61
3.1	Il Terzo Valico dei Giovi	63
3.1.1	Descrizione del progetto	63
3.1.2	Fasi progettuali	64
3.1.3	Fasi esecutive.....	64
3.2	Lo scavo all'interno delle argilliti a Palombini	66
3.2.1	Caratterizzazione geomeccanica delle argilliti a Palombini.....	66
3.2.2	Inquadramento geomeccanico	67
3.3	Modellazione numerica tridimensionale.....	71
3.4	Analisi dei risultati.....	76
3.4.1	Scavo a bassa copertura.....	76
3.4.2	Scavo ad alta copertura.....	84
3.5	Confronti.....	92

Conclusioni.....	93
Ringraziamenti	95
Bibliografia.....	97
Allegati.....	101

Indice delle figure

Figura 1.1: Mezzo azione e reazione (Lunardi, 2006)	5
Figura 1.2: Componenti della risposta deformativa (Lunardi, 2006).....	6
Figura 1.3: Meccanismo di rottura del nucleo-fronte in relazione alla distanza di getto dell'arco rovescio (Lunardi, 2006)	8
Figura 1.4: Fasi di sviluppo del metodo ADECO-RS (Lunardi, 2006).....	10
Figura 1.5: Fase conoscitiva: indagini e parametri da indagare (Lunardi, 2006).....	11
Figura 1.6: Schema delle indagini in fase conoscitiva (Lunardi, 2006).....	12
Figura 1.7: Abaco per la stima dell'indice GSI sulla base della descrizione geologica dell'ammasso (Marinos e Hoek, 2001).....	15
Figura 1.8: Classificazione delle formazioni Strutturalmente Complesse (Esu, 1977)	17
Figura 1.9: Abaco per la Stima dell'indice GSI sulla base della descrizione geologica dell'ammasso (Marinos e Hoek, 2001).....	17
Figura 1.10: Modello a solidi di carico (in alto) ed anelli plasticizzati (in basso) (Lunardi, 2006).....	20
Figura 1.11 : Categorie di comportamento (Lunardi, 2006)	21
Figura 1.12 : Effetto degli interventi conservativi (a) e migliorativi (b) (Lunardi, 2006) ..	25
Figura 1.13: Interventi di stabilizzazione di precontenimento e contenimento (Lunardi, 2006)	26
Figura 1.14: Esempio degli interventi di stabilizzazione per una sezione di tipo A (Linee guida ITALFERR, 2015)	29
Figura 1.15: Esempio degli interventi di stabilizzazione per una sezione di tipo B (Linee guida ITALFERR, 2015)	29
Figura 1.16: Esempio degli interventi di stabilizzazione per una sezione di tipo C (Linee guida ITALFERR, 2015)	30
Figura 1.17: Classificazione delle macchine da scavo (Linee guida ITALFERR, 2015) ...	31
Figura 1.18: Modelli di TBM (Lunardi, 2006).....	32
Figura 1.19: Macchina per l'esecuzione del pretaglio meccanico a piena sezione realizzata per la linea ferroviaria Sibari-Cosenza (Lunardi, 2006)	34
Figura 1.20: Esempio di sezione tipo con pretaglio meccanico a piena sezione (Lunardi, 2006).....	35
Figura 1.21: Fasi esecutive del pretaglio meccanico a piena sezione (Lunardi, 2006).....	35
Figura 1.22: Tipologie di interventi di consolidamento del nucleo con armature di vetroresina (Lunardi, 2006).....	37
Figura 1.23: Precontenimento del cavo mediante ombrelli tronco-conici (Lunardi, 2006)	38
Figura 1.24: Fasi costruttive dell'arco cellulare (Lunardi, 2006)	39
Figura 1.25: Fasi esecutive delle protesi (Lunardi, 2006).....	41
Figura 1.26: Precontenimento del cavo mediante ombrelli tronco-conici di terreno consolidato con iniezioni tradizionali (Lunardi, 2006)	42

Figura 1.27: Precontenimento del cavo mediante ombrelli tronco-conici di drenaggi in avanzamento (Lunardi, 2006).....	42
Figura 1.28: Contenimento del cavo mediante bullonatura radiale (Lunardi, 2006)	43
Figura 1.29: Contenimento del cavo mediante guscio di spritz-beton di 1a fase: esecuzione del guscio (TGV Méditerranée Lione-Marsiglia, galleria Tartaignille, anno 1997, terreno: argilla, copertura max: ~ 110 m) (Lunardi, 2006)	44
Figura 1.30: Variazione della resistenza dello spritz-beton nel tempo (Lunardi, 2006)	45
Figura 1.31: Armatura dell'arco rovescio (galleria Tartaignille) (Lunardi, 2006).....	46
Figura 2.1: Schematizzazione del fronte di scavo di una galleria circolare (Davis et al., 1980)	50
Figura 2.2: Limite superiore e limite inferiore del fattore di stabilità per condizioni di deformazione piana di una galleria circolare (Davis et al., 1980).....	51
Figura 2.3: Meccanismi di rottura possibili per un mezzo con coesione e attrito (Leca e Dormieux, 1990).....	52
Figura 2.4: Meccanismi di rottura circolari e sferici (Krause, 1987)	52
Figura 2.5: Modello tridimensionale di rottura di Horn (1961)	53
Figura 2.6: Coefficiente di spinta delle terre tridimensionale K_{a3} (Jancsecz & Steiner, 1994)	54
Figura 2.7: Definizione del paraboloide - Direttrice della parabola.....	54
Figura 2.8: Schematizzazione proposta da Tamez - Parabola di Protodyakonov	55
Figura 2.9: Schema di collasso secondo Tamez e Cornejo	56
Figura 2.10: Fasi di computazione del codice FLAC.....	58
Figura 2.11: Andamento della funzione	59
Figura 3.1: Sezione trasversale tipo - singolo binario	62
Figura 3.2: Fronte di scavo	62
Figura 3.3: Terzo Valico dei Giovi: schema generale di progetto.....	63
Figura 3.4: Profilo geologico del tratto in galleria	64
Figura 3.5: a) Particolare dell'ammasso in affioramento b) Campionamento da foro di sondaggio.....	67
Figura 3.6: Gruppo geomeccanico 1	69
Figura 3.7: Gruppo geomeccanico 2	69
Figura 3.8: Gruppo geomeccanico 3	69
Figura 3.9: Criteri di rottura di picco e post-picco del materiale roccioso.....	70
Figura 3.10: Gruppi geomeccanici	70
Figura 3.11: Modello geometrico 2D nell'ambiente Extrusion.....	71
Figura 3.12: Modello numerico tridimensionale alle basse coperture.....	72
Figura 3.13: Estratto del file dati relativo all'impostazione delle condizioni iniziali	72
Figura 3.14: Estratto del file dati con indicazioni delle opzioni di risoluzione.....	73
Figura 3.15: Estratto del file di dati dei pali	73
Figura 3.16: Estratto del file di dati relativo al processo di installazione dei pali.....	73
Figura 3.17: Condizioni al contorno.....	74
Figura 3.18: Estratto del file di dati relativo alla modellazione del rivestimento	74
Figura 3.19: Geometria scavo a piena sezione e interventi tipologici.....	74
Figura 3.20: Sezione di scavo a 20 m.....	75

Figura 3.21: Estratto del file di dati relativo al processo di calcolo del fattore di sicurezza	75
Figura 3.22: Modello numerico a fine scavo.....	75
Figura 3.23: Mesh di calcolo.....	76
Figura 3.24: Spostamento a fine scavo.....	77
Figura 3.25: Vettori di velocità	77
Figura 3.26: Distribuzione delle zone plasticizzate a fine scavo	78
Figura 3.27: Spostamenti in direzione x.....	78
Figura 3.28: Spostamenti in direzione y.....	79
Figura 3.29: Spostamenti in direzione z.....	79
Figura 3.30: Analisi di stabilità - FOS = 2.34	80
Figura 3.31: Forze assili nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo	80
Figura 3.32: Forze assili nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo	81
Figura 3.33: Forze assili nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo	81
Figura 3.34: Forze di taglio nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo	82
Figura 3.35: Forze di taglio nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo	82
Figura 3.36: Forze di taglio nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo	82
Figura 3.37: Deformazioni verticali nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo	83
Figura 3.38: Deformazioni verticali nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo	83
Figura 3.39: Deformazioni verticali nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo	83
Figura 3.40: Mesh di calcolo.....	84
Figura 3.41: Particolare della mesh nell'intorno della galleria	84
Figura 3.42: Spostamento a fine scavo.....	85
Figura 3.43: Vettori di velocità	85
Figura 3.44: Distribuzione delle zone plasticizzate a fine scavo	86
Figura 3.45: Spostamenti in direzione x.....	86
Figura 3.46: Spostamenti in direzione y.....	87
Figura 3.47: Spostamenti in direzione z.....	87
Figura 3.48: Analisi di stabilità - FOS = 2	88
Figura 3.49: Forze assili nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo	88
Figura 3.50: Forze assili nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo	89
Figura 3.51: Forze assili nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo	89
Figura 3.52: Forze di taglio nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo	90
Figura 3.53: Forze di taglio nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo	90
Figura 3.54: Forze di taglio nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo	90
Figura 3.55: Deformazioni verticali nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo	91
Figura 3.56: Deformazioni verticali nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo	91
Figura 3.57: Deformazioni verticali nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo	91

Indice delle tabelle

Tabella 1.1: Matrice impatto-probabilità per i rischi (R1, R2, R3, R4) individuati in fase di diagnosi (Linee guida ITALFERR, 2015).....	23
Tabella 1.2: Applicazione delle macchine da scavo con riferimento alle categorie di comportamento (Linee guida ITALFERR, 2015)	31
Tabella 3.1: Parametri geomeccanici.....	76
Tabella 3.2: Parametri geomeccanici.....	84

Introduzione

Quando parliamo di gallerie ci riferiamo principalmente a quelle opere in cui la cavità in sotterraneo gioca il ruolo principale. Questo è il motivo per cui la realizzazione di opere sotterranee è uno dei problemi più complessi nel campo dell'ingegneria civile, soprattutto per l'elevato numero di incognite e incertezze dei dati a disposizione. Ma come per tutte le tecnologie, il crescente bisogno di nuove infrastrutture di trasporto va di pari passo con la ricerca e lo sviluppo di nuove tecniche di scavo e stabilizzazione. Questo perché il processo di realizzazione di una galleria superficiale o profonda produce una modifica del campo delle tensioni naturali. L'apertura della cavità costringe di conseguenza il terreno a riadattarsi attraverso l'insorgere di deformazioni che sono tanto più importanti quanto maggiore è la quantità di terreno scavata. Dal controllo di queste deformazioni dipende la stabilità dell'opera. Quindi "osservare" il comportamento del terreno allo scavo è la base per la costruzione di queste opere. Fu proprio questo il punto di partenza che permise di dare un cambiamento radicale delle modalità di progettazione e realizzazione di gallerie. Nacque così l'ADECO-RS (Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli) [1], un nuovo approccio universale alla progettazione e costruzione di opere in sotterraneo che ha finalmente permesso di raggiungere l'industrializzazione anche degli scavi in galleria, indipendentemente dalla tipologia di terreno. Questo metodo è il risultato di un'approfondita ricerca teorica e sperimentale nel campo delle opere in sotterraneo, sviluppata dalla Rocksoil S.p.A. con cui ho avuto la possibilità di collaborare per questo progetto di tesi.

L'obiettivo principale di questo lavoro è quello di andare a analizzare la stabilità del fronte della galleria durante lo scavo. Il problema verrà inquadrato dal punto di vista teorico confrontando i principali metodi in forma chiusa presenti in letteratura con la modellazione numerica. Passando poi all'applicazione attraverso un software di calcolo tridimensionale che permetterà di valutare il processo deformativo e la sua evoluzione nel tempo. La tesi farà riferimento in particolare a due sezioni "tipo" della galleria, una ad alta e l'altra a bassa copertura nell'ambito dello scavo delle gallerie della linea ferroviaria AV/AC Milano-Genova secondo l'approccio ADECO-RS.

L'opera fa parte del tracciato della linea ferroviaria del Terzo Valico dei Giovi che si estende da Genova a Tortona. La linea ha una lunghezza complessiva di 53 km e prevede la realizzazione di 36 km di tunnel da scavare.

Il progetto e la costruzione si sono sviluppati in due momenti distinti: il momento della progettazione con una fase conoscitiva, una fase di diagnosi e una fase di terapia e il momento della costruzione con una fase operativa e una fase di verifica.

Nella tesi si descriverà il progetto dal solo punto di vista della progettazione.

Capitolo 1

1 La progettazione delle opere in sotterraneo

Le esperienze del passato nel campo della costruzione di gallerie hanno dimostrato come la conoscenza dello stato tensionale esistente nel terreno sia fondamentale. Data la complessità della storia geologica, in generale non è possibile determinare a priori lo stato tensionale del terreno. Questo sarebbe possibile solo attraverso di una estesa campagna di misure “in sito”, da realizzare prima della costruzione. La costruzione di una galleria, infatti produce inevitabilmente un cambiamento dello stato tensionale a cui è sottoposto il terreno. Questo stato tensionale aumenta all’aumentare della profondità e allo stesso tempo, in maniera proporzionale all’aumento dello stato tensionale corrisponde una variazione della consistenza del materiale. La conoscenza dello stato tensionale al contorno della galleria andrà quindi ad influenzare anche la stabilità del fronte di scavo. La stabilità di una cavità sotterranea inoltre è strettamente legata alla formazione di un *effetto arco* al contorno del cavo. L’effetto arco fa sì che le tensioni che si generano nel materiale in seguito allo scavo, vengano deviate all’esterno della cavità in avanzamento [1]. Si creano così delle zone di sovrasollecitazione in corrispondenza alle pareti di scavo. La formazione dell’effetto arco e la sua posizione più o meno vicina rispetto alla cavità sono visibili attraverso la risposta deformativa del materiale. Dal controllo di questa risposta dipende la stabilità a breve e a lungo termine dell’opera. La stabilità del fronte di scavo, come vedremo, ha un ruolo prevalente ai fini del controllo di questi fenomeni deformativi.

Purtroppo, fino a pochi anni fa metodi come il NATM o il metodo “Convergenza-Confinamento” identificavano come sola risposta deformativa la convergenza della cavità. Tant’è che, a causa di ciò, la maggior parte dei progettisti fino ad oggi, hanno sviluppato procedure progettuali e costruttive che trattavano le gallerie come problema piano e non come problema tridimensionale. Queste limitazioni hanno reso i metodi di progettazione e costruzione che si basano su di essi, inevitabilmente incompleti e non sempre applicabili. Ciò ha dato la spinta per studiare il problema ‘cambiando mentalità’. Questo ha permesso così di dimostrare che il problema di una galleria in fase di avanzamento è tridimensionale e che la convergenza del cavo è solo l’ultimo stadio del processo tenso-deformativo. La conclusione di questa ricerca ha portato alla concretizzazione dell’approccio progettuale dell’Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS) [1], che per la prima volta permette di progettare e programmare un’opera in termini di tempi e costi di costruzione.

1.1 La risposta deformativa del mezzo allo scavo

La conoscenza insufficiente delle effettive condizioni del terreno portava con sé anche un elevato grado di imprevedibilità durante la costruzione. Questo ha fatto sì che negli anni le gallerie non venissero considerate come vere e proprie opere di ingegneria, data l'impossibilità di prevedere in maniera attendibile rischi, costi e tempi di realizzazione. A differenza delle altre opere di ingegneria era quindi impossibile prevedere le reazioni prodotte a seguito dello scavo. Da qui, la forte necessità di elaborare teorie e procedure adeguate a controllare la risposta deformativa nei più svariati tipi di terreno e in tutte le possibili condizioni tenso-deformative. Ed è proprio da qui che nel 1975 si iniziò una ricerca sperimentale e teorica necessario a rivedere il problema della progettazione e della costruzione di gallerie. L'obiettivo era quello di chiarire i legami esistenti tra (Figura 1.1):

- il mezzo;
- l'azione;
- la reazione.

Il mezzo è il terreno, cioè il 'materiale da costruzione' della galleria. È importante osservare che in profondità, il mezzo è soggetto a stati di sollecitazione di tipo triassiale, dipendenti dai carichi litostatici legati alle coperture in gioco e dalla presenza di agenti naturali. La sua consistenza naturale (sabbiosa, argillosa o lapidea) varia all'aumentare della profondità in funzione dello stato tensionale che lo sollecita.

L'azione è data dall'avanzamento del fronte all'interno del mezzo che procede con una certa velocità V e produce una perturbazione tensionale nel terreno sia in senso longitudinale sia in senso trasversale che ne altera gli stati tensionali preesistenti. Questo porta alla formazione dell'effetto arco ossia alla canalizzazione delle tensioni preesistenti sul contorno dello scavo. Questo effetto può prodursi vicino o lontano dal fronte di scavo. Il primo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo sopporta il flusso delle tensioni deviate, rispondendo in maniera elastica. Il secondo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo, non è in grado di sopportare il flusso di tensioni deviate e quindi risponde anelasticamente, plasticizzandosi e deformandosi in maniera proporzionale al volume di terreno coinvolto dal fenomeno. Potrebbe anche capitare però che l'effetto arco non si formi. In questo caso si va incontro ad un crollo della cavità. È quindi la formazione dell'effetto arco che permette di realizzare un'opera in sotterraneo [1].

Dal punto di vista del comportamento della galleria all'avanzamento del fronte, è importante considerare il nucleo d'avanzamento, identificato come il volume di terreno che sta a monte del fronte di scavo, di forma pressoché cilindrica e dimensioni trasversale e longitudinale dell'ordine del diametro della galleria. Durante l'azione di scavo il nucleo d'avanzamento passa da uno stato tensionale triassiale ad uno di tipo piano e a seguito di questa perturbazione tensionale potrà manifestare un comportamento stabile, stabile a breve termine o instabile a seconda del mezzo e dello stato tensionali in gioco, ma anche della velocità d'avanzamento V , strettamente legata al sistema di scavo utilizzato (meccanizzato o tradizionale): velocità d'avanzamento elevate riducono la propagazione della perturbazione, vanno quindi ad influire in maniera significativa sul comportamento del nucleo d'avanzamento, ovvero sulla Risposta Deformativa.

La Risposta Deformativa del terreno all'azione dello scavo costituisce infine la reazione [1].

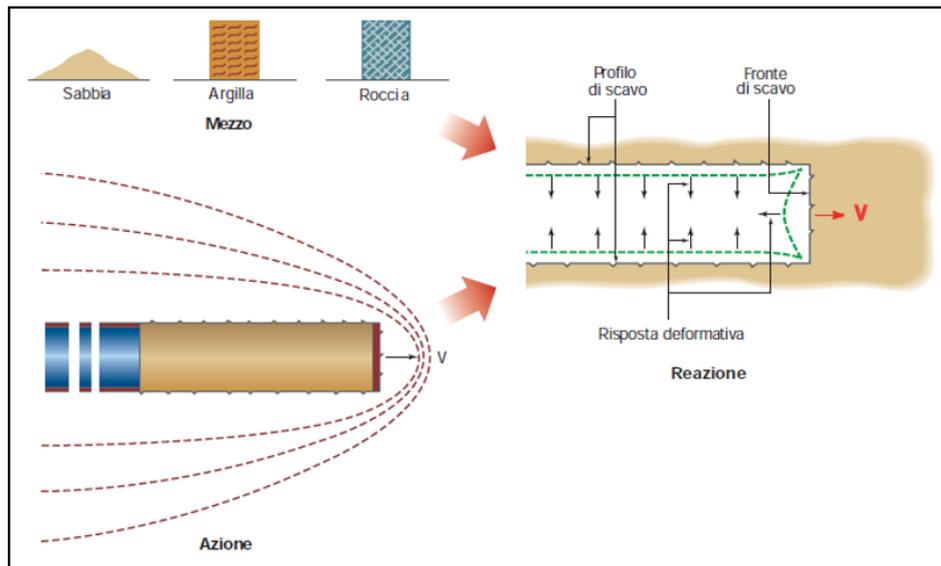


Figura 1.1: Mezzo azione e reazione (Lunardi, 2006)

1.1.1 Analisi della risposta deformativa

La ricerca così iniziata si è sviluppata in tre fasi. La prima fase di ricerca è stata condotta utilizzando strumenti e osservazioni visive per monitorare la stabilità e il comportamento deformativo del nucleo di avanzamento e delle pareti delle gallerie. La seconda fase di ricerca è stata quindi avviata per cercare possibili connessioni tra la risposta deformativa del sistema nucleo-fronte (estrusione e preconvergenza) e quello della cavità (convergenza) e ha confermato che la rigidità del nucleo di terreno al fronte ha giocato un ruolo determinante nella stabilità di una galleria. La terza fase di ricerca è stata condotta su come sia stato possibile utilizzare il nucleo di terreno al fronte come strumento di stabilizzazione agendo sulla rigidità del nucleo stesso per controllare la risposta deformativa della cavità.

Oltre al nucleo d'avanzamento sono stati così individuati tre diverse componenti della risposta deformativa da tenere sotto controllo durante lo scavo di ogni galleria (Figura 1.2):

1. estrusione del fronte, identificata come componente primaria della risposta, che si sviluppa in gran parte all'interno del nucleo d'avanzamento e si manifesta in corrispondenza della superficie delimitata dal fronte di scavo, in senso longitudinale all'asse della galleria con geometrie assialsimmetriche (spanciamento del fronte) o di ribaltamento gravitativo (rotazione del fronte);
2. preconvergenza della cavità, identificata come convergenza del profilo teorico di scavo a monte del fronte, strettamente dipendente dalle caratteristiche di resistenza e deformabilità del nucleo di avanzamento;
3. convergenza della cavità, stadio finale del fenomeno deformativo che termina a valle del fronte sotto forma di riduzione del profilo teorico di scavo [1].

I risultati di questa ricerca hanno portato quindi alla conclusione che è proprio andando ad operare sull'irrigidimento del nucleo, con opportuni interventi protettivi e di rinforzo che è possibile controllare la deformabilità e di conseguenza la risposta deformativa della cavità.

Questi interventi sono detti di *precontenimento del cavo* per distinguerli da quelli di *contenimento* che agiscono al contorno del cavo, a valle del fronte di scavo.

Questi risultati hanno quindi confermato la deformabilità del nucleo di avanzamento, come vera causa della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo. Questo ha permesso di poter utilizzare il nucleo d'avanzamento come strumento di stabilizzazione dello scavo e utilizzarlo come nuovo parametro di classificazione, valido per tutti i tipi di terreno. Si individuano così tre categorie di comportamento fondamentali:

- comportamento a nucleo-fronte stabile (categoria di comportamento A);
- comportamento a nucleo-fronte stabile a breve termine (categoria di comportamento B);
- comportamento a nucleo-fronte instabile (categoria di comportamento C).

Appare quindi evidente che per stabilizzare una galleria in fase di scavo occorre riportare i comportamenti tipo B e C ad una condizione di nucleo-fronte stabile (A), intervenendo, innanzitutto, sulla rigidità del nucleo d'avanzamento [1].

Il controllo di questa risposta deformativa, come vedremo deve avvenire sia a monte che a valle del fronte di scavo.

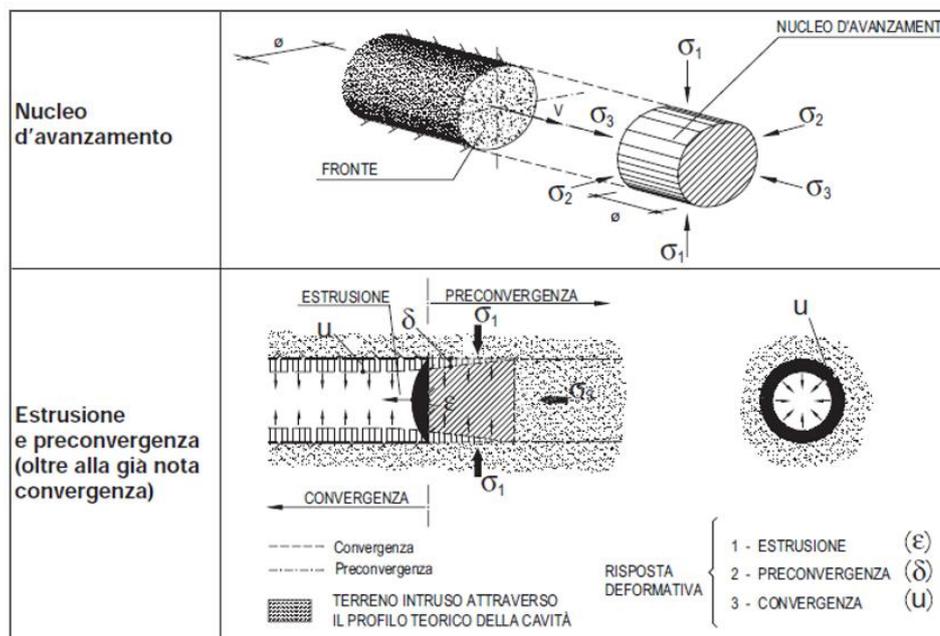


Figura 1.2: Componenti della risposta deformativa (Lunardi, 2006)

1.1.2 Controllo della risposta deformativa a monte del fronte di scavo

Abbiamo precedentemente stabilito come gli interventi a monte del fronte possono essere:

- protettivi, quando producono la canalizzazione delle tensioni all'esterno del nucleo d'avanzamento, svolgendo appunto un'azione protettiva, che garantisce la conservazione delle sue caratteristiche naturali di resistenza e deformabilità;
- di rinforzo, quando agiscono direttamente sulla consistenza del nucleo d'avanzamento, migliorandone le caratteristiche naturali di resistenza al taglio e deformabilità attraverso opportune tecniche di consolidamento [1].

Tra le tecnologie di protezione a monte del fronte di scavo, abbiamo:

- il pretaglio meccanico a piena sezione;

- jet-grouting sub-orizzontale a piena sezione;
- arco cellulare.
- Tra le tecnologie di rinforzo a monte del fronte di scavo, abbiamo:
- il rinforzo del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina.

In condizioni tenso-deformative estreme, è possibile utilizzare contemporaneamente più tipi d'interventi per ottenere contemporaneamente un'azione mista di protezione e rinforzo. È importante tener conto che questi interventi sono e devono essere considerati complementari agli interventi tradizionali di semplice contenimento del fronte e del cavo. In particolare, essi vengono sempre accompagnati dal getto dell'arco rovescio al fronte di scavo e dalla sagomatura concava del fronte stesso. Per ciascuna di queste tecnologie, nei paragrafi successivi, verranno descritte le caratteristiche e le fasi per la messa in opera.

1.1.3 Controllo della risposta deformativa a valle del fronte di scavo

Per quanto riguarda il controllo della risposta deformativa a valle del fronte di scavo, l'ADECO-RS richiede imprescindibilmente di curare con la massima attenzione il passaggio tra l'azione di precontenimento del cavo condotta a monte del fronte di scavo e quella di contenimento condotta a valle che deve avvenire in maniera continua e graduale.

Questo significa che, contrariamente alle tecniche che utilizzano i criteri d'avanzamento tradizionali, che ignorando la causa della risposta deformativa in galleria, lasciano che questa si sviluppi a monte del fronte di scavo obbligando poi a mettere in opera rivestimenti flessibili per incassare i fenomeni deformativi già innescati (pratica che in condizioni tenso-deformative difficili, si rivela inadeguata), l'ADECO-RS richiede imprescindibilmente, applicando l'avamento in presenza di nucleo irrigidito, la messa in opera di rivestimenti proporzionalmente rigidi.

In particolare, si è visto, anche attraverso analisi numeriche, che il fenomeno estrusivo, quando si produce, avviene attraverso una superficie ideale, definita superficie di estrusione, che si estende dal punto di contatto tra il terreno e l'estremità anteriore superiore del prerivestimento, al punto di contatto tra lo stesso terreno e l'estremità anteriore dell'arco rovescio. L'avvicinamento del getto dell'arco rovescio al fronte di scavo, riducendo progressivamente la superficie di estrusione, produce una riduzione altrettanto progressiva del fenomeno estrusivo (che tende a svilupparsi più simmetricamente sull'altezza del fronte) e quindi anche della preconvergenza e convergenza [1].

La Figura 1.3, illustra in maniera grafica quanto appena detto, inoltre dalle stesse analisi risulta evidente che gettare l'arco rovescio lontano dal fronte di scavo significa estendere l'ampiezza della superficie di estrusione ed avere un nucleo d'avanzamento di maggiori dimensioni, con conseguenze simili all'avanzamento a mezza sezione. Ma avanzare a mezza sezione significa anche produrre deformazioni maggiori di quelle che produrrebbe uno scavo a piena sezione. Tutte condizioni che portano all'instabilità della galleria.

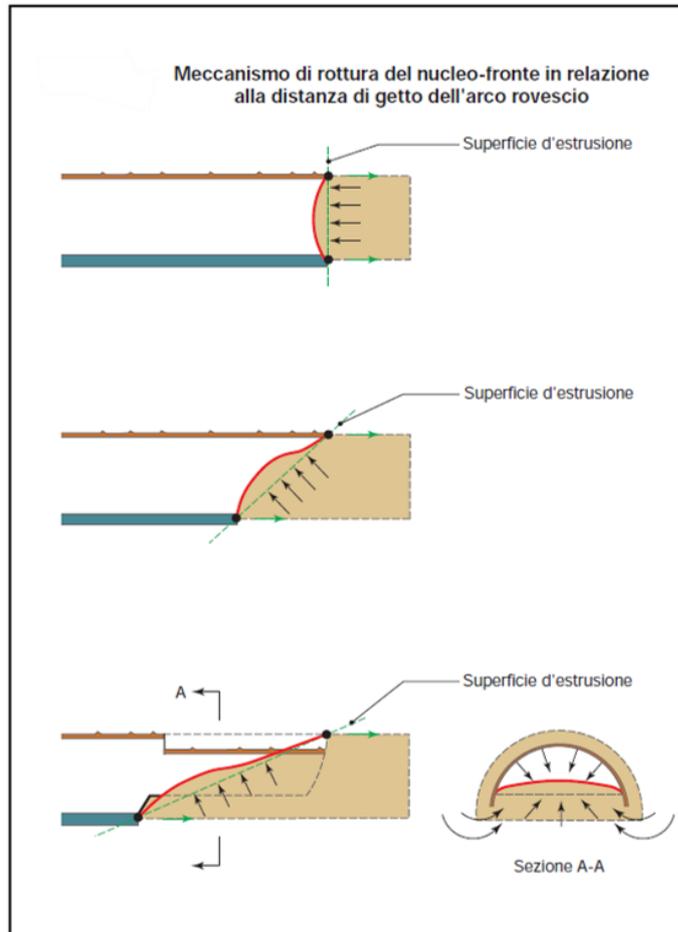


Figura 1.3: Meccanismo di rottura del nucleo-fronte in relazione alla distanza di getto dell'arco rovescio (Lunardi, 2006)

1.2 Il metodo ADECO-RS

Abbiamo quindi visto che l'analisi e il controllo della risposta deformativa, giocano un ruolo fondamentale per progettare e costruire correttamente una galleria [1]:

- l'analisi avviene al momento della progettazione, dove sulla base delle previsioni fatte, il progettista compie anche le scelte operative necessarie, in termini di sistemi, fasi, cadenze di scavo, strumenti di consolidamento e di stabilizzazione;
- il controllo della risposta deformativa, invece, avviene al momento della costruzione, quando, le scelte progettuali vengono operate e verificate attraverso la valutazione della risposta deformativa del mezzo alle azioni intraprese.

Tra le caratteristiche distintive dell'ADECO-RS [1] ci sono quindi:

- una distinzione netta e ben definita tra il momento della progettazione e quello della costruzione; in particolare, il momento della progettazione comprende:
 1. fase conoscitiva, durante la quale il progettista procede allo studio del contesto geologico, geotecnico e idrogeologico del terreno in cui deve essere realizzata l'opera;
 2. fase di diagnosi, dedicata all'analisi e alla previsione della risposta deformativa dell'ammasso all'azione di scavo, in assenza di operazioni di stabilizzazione;

3. fase di terapia, riferita, alla definizione dei metodi di scavo e stabilizzazione della galleria in fase di scavo e nelle condizioni di esercizio; l'efficacia delle soluzioni progettuali viene esaminata alla luce dei possibili scenari di rischio evidenziati nella fase conoscitiva e nella fase di diagnosi;
mentre quello della costruzione comprende:
 4. fase operativa, nella quale si realizza lo scavo della galleria e vengono applicate le soluzioni progettuali definite nella fase di progettazione;
 5. fase di verifica, in cui si misura e si interpreta la risposta alle deformazioni al procedere dello scavo e si confronta con le previsioni progettuali.
- il riferimento ad un nuovo tipo di inquadramento delle opere in sottterraneo, che prende il comportamento tenso-deformativo del sistema nucleo-fronte come unico parametro comune a cui riferirsi prima per via teorica come oggetto di previsione e regimazione, poi per via sperimentale, come oggetto di lettura e interpretazione per la messa a punto del progetto in corso d'opera;
 - l'introduzione del concetto di precontenimento del cavo, che completa il già noto concetto di contenimento, consentendo di superare anche le condizioni statiche più difficili in maniera programmata, senza ricorrere a improvvisazioni costruttive;
 - l'impiego di sistemi conservativi, per mantenere quanto più possibile inalterate le caratteristiche geotecniche e strutturali del terreno, inteso come "materiale da costruzione", quando queste giocano un ruolo fondamentale sulla velocità e la cadenza di avanzamento dei lavori in sottterraneo.

Progettare correttamente un'opera in sottterraneo, significherà allora saper prevedere, sulla base della conoscenza degli equilibri naturali preesistenti, il comportamento che il terreno avrà durante lo scavo in termini di innesco ed evoluzione dei fenomeni deformativi, al fine di definire conseguentemente, le tipologie d'intervento atte a contenerli entro limiti accettabili, stabilendo tempi e cadenze di applicazione in funzione dell'avanzamento e della posizione del fronte di scavo [1].

Costruire correttamente un'opera in sottterraneo significherà, d'altra parte, operare nel rispetto delle scelte progettuali: in primo luogo interpretando correttamente (servendosi del nucleo d'avanzamento come chiave privilegiata di lettura) la risposta deformativa del terreno all'azione dell'avanzamento e degli interventi di stabilizzazione, in termini di estrusioni e convergenze superficiali e profonde del fronte e delle pareti di scavo; in secondo luogo perfezionando (una volta interpretati i risultati delle letture) sfondi, velocità e cadenza di avanzamento, intensità, collocazione e tempi di applicazione degli interventi di stabilizzazione bilanciandoli opportunamente tra il fronte e il perimetro di scavo [1].

L'intero percorso progettuale e costruttivo è illustrato schematicamente in Figura 1.4.

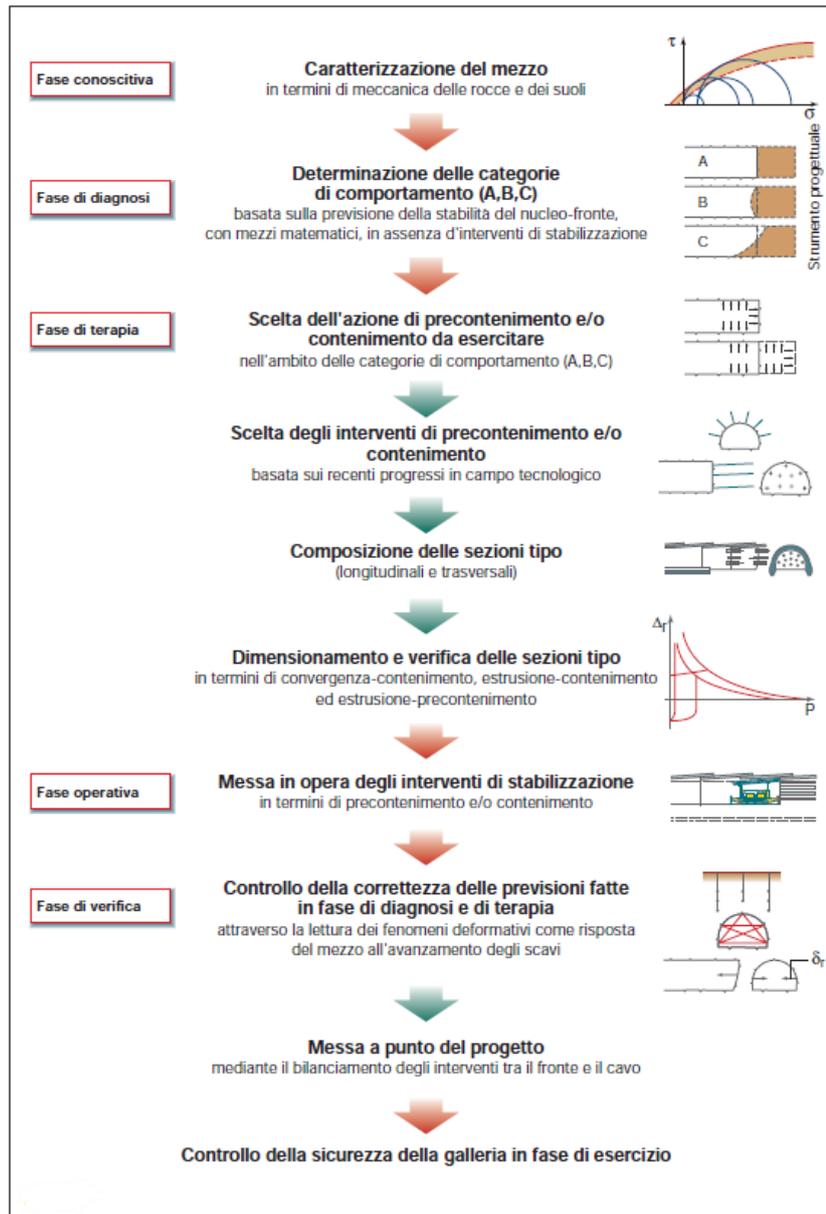


Figura 1.4: Fasi di sviluppo del metodo ADECO-RS (Lunardi, 2006)

1.2.1 Progettazione dell'opera

1.2.1.1 La fase conoscitiva

Aprire uno scavo in sotterraneo significa andare a turbare gli equilibri naturali preesistenti nel mezzo. Progettare questo scavo riducendo al minimo il disturbo al mezzo e quindi riducendo al minimo la risposta deformativa che ne deriva, significa allora conoscere in anticipo lo stato degli equilibri naturali presenti nel terreno prima dell'intervento. Da qui deriva la necessità di far precedere al momento della progettazione e della costruzione, una fase detta appunto conoscitiva, durante la quale avviene l'acquisizione di tutti quegli elementi morfologici, litologici, tettonico-strutturali, stratigrafici, idrogeologici, geotecnici, geomeccanici e tensionali che caratterizzano il corpo geologico. Solo dopo è possibile passare alla caratterizzazione geotecnica e ricavarne i parametri meccanici del terreno.

Il risultato di queste indagini viene rappresentato in un modello geologico preliminare sviluppato sulla base della cartografia geologica, della bibliografia esistente e dei rilievi aerofotogrammetrici, il tutto integrato da rilievi in superficie e profondità (Figura 1.5). Su questo modello verrà inoltre individuata la suddivisione del tracciato in tratte di scavo. Tutti questi risultati andranno successivamente sottoposti a verifica durante la fase di esecuzione dello scavo vero e proprio attraverso efficaci controlli in corso d'opera.

L'acquisizione di questi dati rende però necessario l'impiego di mezzi e tecniche d'indagine che devono tener conto di:

- complessità geologico-tettonica dell'area;
- lunghezza del tracciato;
- entità delle coperture.

Inoltre, la loro valutazione è legata all'esecuzione di indagini geognostiche e prove in sito e in laboratorio (Figura 1.6), la cui scelta in termini di tipo, quantità, ubicazione, profondità, ecc. è legata alle conoscenze dedotte dal modello geologico preliminare. La quantità di dati necessari, ad esempio varia nel caso di scavo di una galleria di alcuni chilometri che deve attraversare massicci montuosi elevati ed estesi con coperture molto alte oppure prevede una galleria breve che attraversa una formazione rocciosa con basse coperture [1].

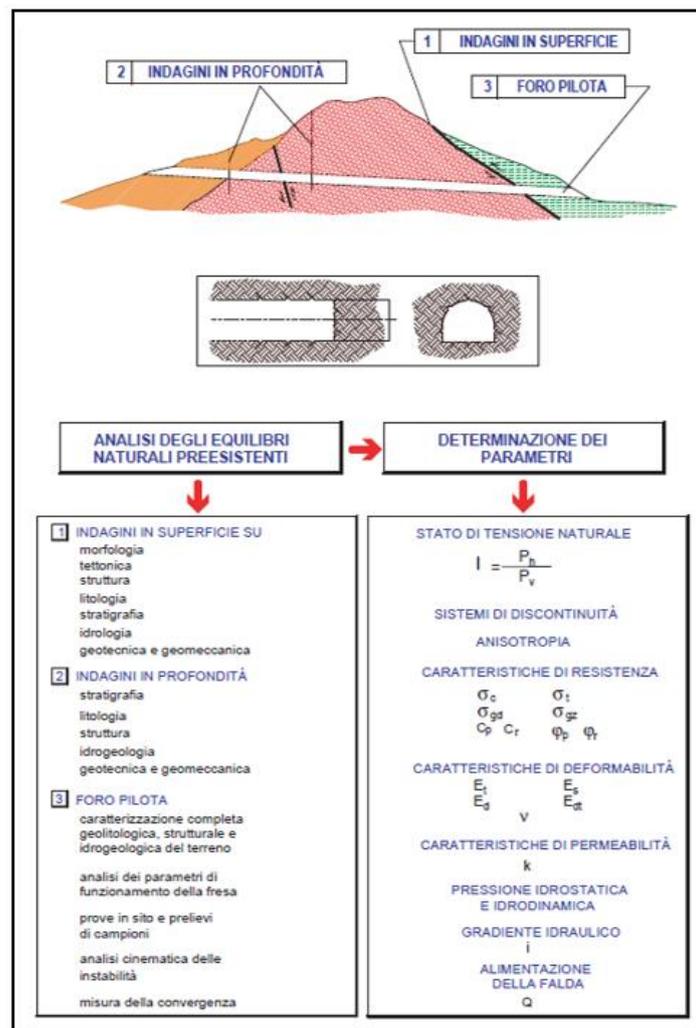


Figura 1.5: Fase conoscitiva: indagini e parametri da indagare (Lunardi, 2006)

geometria delle discontinuità deve essere indicata, in particolare, con riferimento alla geometria dell'opera in progetto (ad es. asse della galleria). Le caratteristiche strutturali possono essere rilevanti anche per terreni argillosi consistenti.

Nelle unità litologiche costituite da ripetute alternanze di litotipi diversi (“Formazioni Strutturalmente Complesse”) sono descritti e quantificati gli spessori e la successione delle alternanze; sono, inoltre, indicate le zone in cui le alternanze si presentano scompaginate a seguito dei movimenti tettonici.

Per i depositi alluvionali lo studio geologico fornisce i caratteri della variabilità ed eterogeneità, con i passaggi graduali o repentini da terreni granulari a terreni coesivi, e i caratteri di una recente evoluzione geomorfologica.

Le condizioni idrogeologiche locali e regionali devono essere attentamente valutate, in particolare con riferimento ai seguenti aspetti:

- possibili effetti dell'opera, nella fase realizzativa e in esercizio, sul regime idraulico,
- possibili effetti del regime idraulico sull'opera, in termini di venute d'acqua in fase di scavo, carichi idraulici elevati, aggressività delle acque.

Fin dalle prime fasi della progettazione, è necessario che siano accertati anche gli eventuali caratteri di franosità (tipologia, estensione, stato di attività) dei versanti attraversati dall'opera in sottterraneo, al fine di poter valutare le eventuali reciproche interazioni tra galleria e fenomeni franosi. Lo studio dell'interazione con i versanti deve riguardare particolarmente le zone d'imbocco, le condizioni di bassa copertura o di parietalità.

Lo studio geologico per le opere in sottterraneo deve, inoltre, valutare eventuali “particolari situazioni di pericolo”, legate alla presenza di gas tossici ed esplosivi o di minerali che possono compromettere la salute degli operatori (cfr. § 6.7.2 del DM 2018) [2].

“Devono essere accertate le caratteristiche di sismicità della zona interessata dal progetto, ponendo particolare attenzione a segnalazioni della presenza di faglie attive in corrispondenza o in prossimità dell'opera” (cfr. § 6.7.2 del DM 2018) [2].

La sintesi dello studio geologico è il modello geologico che “sviluppato in modo tale da costituire un elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche” (cfr. § 6.2.1 del DM 2018) [2].

Pertanto, è fondamentale che metodi e risultati degli studi e delle indagini siano illustrati in modo esteso ed esauriente e commentati con riferimento al quadro geologico generale della zona presa in esame, sottolineando le eventuali incertezze nella ricostruzione geologica che possano risultare significative ai fini della caratterizzazione e modellazione geotecnica [3].

1.2.1.1.2 Caratterizzazione geotecnica del sito

La caratterizzazione geotecnica del terreno per un'opera in sotterraneo deve essere valutata in fase progettuale. Questa ci permette infatti di individuare possibili problematiche che il terreno in funzione delle sue caratteristiche pone di fronte alla definizione di una soluzione progettuale. È infatti necessario effettuare tutta una serie di indagini preliminari al fine di definire un modello geotecnico del terreno che permetta di quantificare i parametri da utilizzare nelle successive analisi. Infatti, per le opere in sotterraneo la normativa afferma che le *“specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce, con particolare riguardo all'eventuale potenzialità di comportamento spingente e/o rigonfiante, alle disomogeneità e, in generale, a tutti i fattori di scala d'interesse”* (cfr. § 6.7.3 del DM 2018) [2].

I parametri fisici e meccanici devono essere definiti in modo da poter descrivere adeguatamente il comportamento del terreno o ammasso roccioso interessato dallo scavo della galleria [3]. Infatti, questi due termini, nel campo dell'ingegneria civile implicano una netta distinzione tra due diversi tipi di materiale di fondazione.

Le terre (o roccia sciolta oppure terreno) sono costituite da un aggregato di particelle minerali con o senza costituenti organici che possono essere separati con semplice agitazione o con agitazione in acqua. Le rocce sono invece costituite da un insieme di particelle composte da più minerali, fortemente connessi fra loro e caratterizzato da elevate resistenze meccaniche [4].

Per quanto riguarda la modellazione del terreno interessato dallo scavo bisogna far riferimento a dei modelli di comportamento si basano sull'ipotesi di mezzo continuo e discontinuo. Per i terreni e le rocce tenere solitamente vengono adottati modelli relativi ad un mezzo continuo, mentre per gli ammassi rocciosi fratturati ci si riferisce a un modello discontinuo o un modello continuo equivalente a seconda dal rapporto fra la spaziatura delle discontinuità e le dimensioni dello scavo [5].

Per i terreni granulari vengono più comunemente utilizzati modelli di tipo elasto-plastico molto semplici con legge di resistenza di tipo Mohr-Coulomb caratterizzati principalmente dalla coesione e angolo di resistenza al taglio.

Mentre nel caso di ammasso roccioso il problema deve essere affrontato considerando il mezzo come discontinuo, in quanto le singole discontinuità influenzano sensibilmente la stabilità dei volumi di roccia. Esistono in questo caso dei sistemi di classificazione “dedicati”. Costituiscono il principale approccio di tipo empirico alla progettazione di opere che interessano gli ammassi rocciosi. Tra i più consolidati sistemi di classificazione troviamo l'indice RMR (*Rock Mass Rating*) [6], l'indice di Qualità (Q) [7] e l'indice GSI (*Geological Strength Index*) [8] (Figura 1.7) che come vedremo si può estendere anche alle “Formazioni Strutturalmente Complesse” (Figura 1.8). Questi sistemi forniscono una valutazione quantitativa della “qualità” dell'ammasso e ci permettono di valutarne i parametri di resistenza e di deformabilità.

Per i parametri di resistenza in questo caso si utilizza il criterio di resistenza di Hoek e Brown [9] in quanto criterio di resistenza maggiormente utilizzato per gli ammassi rocciosi, anche se può essere utilizzato per la roccia intatta.

La relazione che viene proposta per valutare i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso è data dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^\alpha$$

dove:

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

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

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

La resistenza della roccia risulta quindi essere funzione di due parametri m_i e indice GSI.

L'esponente α e parametri m ed s sono costanti della massa rocciosa e dipendono dalla qualità dell'ammasso roccioso (GSI) e dal fattore D che tiene in conto del grado di disturbo introdotto dallo scavo e dal rilascio tensionale.

Questo criterio si basa sulla quantità di dati ottenuti dalle prove sui materiali delineando un inviluppo di resistenza non lineare, rendendo così difficile l'implementazione nelle modellazioni numeriche. Risulta quindi più semplice per la caratterizzazione del provino linearizzare i risultati ottenuti dalle prove.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2006)		SURFACE CONDITIONS				
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Stickersided, highly weathered surfaces with compact coating or fillings or angular fragments	VERY POOR Stickersided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY					
 INTACT OR MASSIVE - Intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90				N/A	N/A
 BLOCKY - Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80					
 VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70					
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60					
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50					
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	40					
	30					
	20					
	10					
	N/A	N/A				

Figura 1.7: Abaco per la stima dell'indice GSI sulla base della descrizione geologica dell'ammasso (Marinos e Hoek, 2001)

Con il criterio di Mohr-Coulomb è possibile quindi definire dei parametri equivalenti dell'ammasso che meglio approssimano la curva ottenuta. Pertanto vengono calcolati dei valori di coesione (c') e angolo di attrito (φ) che permettono di correggere l'andamento non lineare.

Per quanto riguarda invece il comportamento meccanico delle discontinuità che caratterizzano l'ammasso roccioso si può adottare anche in questo caso un modello elasto-plastico o in alternativa un modello costitutivo di tipo rigido-plastico. L'impiego di un modello di tipo rigido plastico comporta oltre alla definizione dei parametri di resistenza necessariamente anche la definizione dei parametri di rigidità e la legge di decadimento della resistenza. In tal caso si può ricorrere al criterio di Barton-Brandis [10] in cui entrano in gioco i coefficienti JRC che descrive le caratteristiche di scabrezza e JCS la resistenza delle asperità.

La presenza di discontinuità influenza sensibilmente anche la deformabilità di un ammasso roccioso. Come per la resistenza, si può far ricorso all'utilizzo delle classificazioni geomeccaniche dell'ammasso.

Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso si possono ricavare direttamente da prove in sito, che però non escludono la possibilità di errori di interpretazione. Nella realtà invece si fa ricorso a correlazioni empiriche proposte dalla letteratura basate su sistemi di classificazione degli ammassi. Esistono molte relazioni. Di seguito si riportano le più significative e si fa riferimento al solo modulo di deformabilità E_d .

Bieniawski (1978) [11]:	$E_d \text{ [GPa]} = 2 \cdot \text{RMR}_{\text{base}} - 100$	per $\text{RMR}_{\text{base}} > 50$
Serafim e Pereira (1983) [12]:	$E_d \text{ [GPa]} = 10^{\left(\frac{\text{RMR}_{\text{base}} - 10}{40}\right)}$	per $\sigma_{\text{ci}} < 100 \text{ MPa}$
Hoek e Brown (1997) [13]:	$E_d \text{ [GPa]} = \sqrt{\frac{\sigma_{\text{ci}}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{\text{GSI} - 10}{40}\right)}$	per $\sigma_{\text{ci}} \leq 100 \text{ MPa}$

con:

σ_{ci} = resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta

E_i = modulo elastico della roccia intatta.

Con riferimento al termine “Formazioni Strutturalmente Complesse” vengono definite, in ambito geomeccanico, quelle formazioni geologiche che, a causa della loro composizione e struttura, risultano di difficile classificazione e comportano notevoli problematiche in fase di caratterizzazione e definizione dei parametri di resistenza (A.G.I., 1979) [14].

Il comportamento meccanico di queste formazioni può variare da quello di una roccia a quello di un terreno il che porta ad una notevole difficoltà nella scelta del modello di riferimento. L'associazione Geotecnica Italiana nel 1979 ha proposto una descrizione con riferimento ad una classificazione che suddivide le formazioni in due gruppi principali: il gruppo A costituito da materiali litologicamente omogenei, il gruppo B costituito da almeno due litotipi con proprietà meccaniche differenti (Figura 1.8).

Mentre nel 2001 Marinis e Hoek [15] hanno proposto una classificazione per formazioni complesse di tipo flysch facendo riferimento all'indice GSI (Figura 1.9).

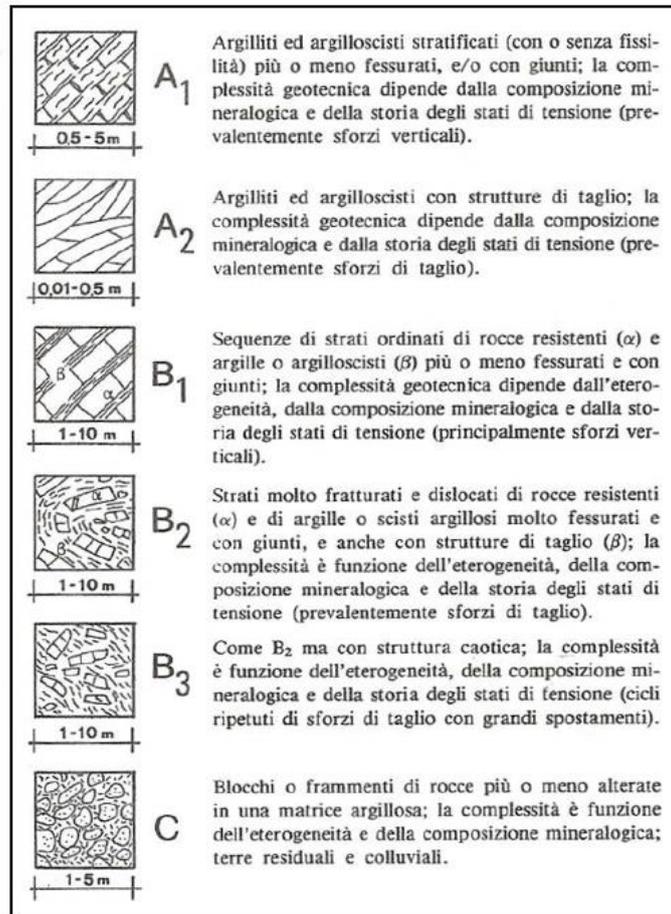


Figura 1.8: Classificazione delle formazioni Strutturalmente Complesse (Esu, 1977)

GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E, 2000)		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)				
COMPOSITION AND STRUCTURE		VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD - Rough, slightly weathered surfaces	FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments	
	A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.	70	60	A		
	B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone		50	B	C	D
	C. Sandstone and siltstone in similar amounts					
	D. Siltstone or silty shale with sandstone layers					
	E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers					
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.					30	
	F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure					20
	G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers					
	H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.					10

Figura 1.9: Abaco per la Stima dell'indice GSI sulla base della descrizione geologica dell'ammasso (Marinos e Hoek, 2001)

1.2.1.1.3 Modello geologico

La sintesi della caratterizzazione geotecnica dell'ammasso attraversato dall'opera in sotterraneo è rappresentata dal modello geologico, che deve essere *finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico* (cfr. § 6.2.2 del DM 2018) [2].

Il modello geologico deve, quindi, contenere i caratteri salienti per la progettazione, definendo:

- le unità geotecniche (zone omogenee dal punto di vista litologico e delle caratteristiche fisico-meccaniche),
- i rapporti geometrici tra le diverse unità geotecniche e le possibili variabilità spaziali,
- i principali parametri fisici e meccanici,
- i valori caratteristici dei parametri geotecnici,
- le condizioni idrauliche.

In particolare, il valore caratteristico di un parametro geotecnico è definito dal DM 2018 [2], in coerenza con l'Eurocodice 7 [16], come una "*stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato*". La norma (cfr. § 6.2.2 del DM 2018) [2] sottolinea che i valori caratteristici devono scaturire da un'accurata caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, attraverso prove di laboratorio e prove in sito estese al volume significativo.

Nella prima fase il progettista individua i parametri geotecnici appropriati all'analisi dello stato limite considerato (i cosiddetti valori rappresentativi.) Una appropriata valutazione dei valori rappresentativi del comportamento del terreno per il particolare stato limite considerato deve tener conto della rappresentatività dell'elemento di volume, dell'effetto di anisotropie, disomogeneità locali o discontinuità, dello stato tensionale iniziale e del percorso tensionale che il terreno sperimenta nel raggiungimento dello stato limite analizzato (cfr. UNI EN 1997-1) [16]. Occorre, inoltre, valutare gli effetti del fattore tempo, legati al comportamento viscoso, alla ridistribuzione delle sovrappressioni interstiziali, alla riduzione della resistenza per deformazioni plastiche nel caso di comportamento fragile.

Nella seconda fase il progettista procede alla scelta del valore caratteristico dei parametri di interesse, come cauta e ragionata stima del valore che può competere al particolare stato limite da esaminare. Quando si seleziona il valore caratteristico di un parametro geotecnico si devono tenere in considerazione quantità e qualità delle indagini eseguite, variabilità dei risultati delle indagini (quindi il grado di confidenza nei valori rappresentativi), il volume di terreno coinvolto dallo stato limite analizzato, la capacità della struttura geotecnica di trasferire i carichi dalle zone più deboli alle zone più resistenti [16].

Il modello geotecnico è illustrato nella Relazione Geotecnica e rappresentato sinteticamente nel Profilo Geotecnico (sezione longitudinale parallela all'asse della galleria). Il Profilo Geotecnico deve essere corredato da sezioni trasversali nelle condizioni geomorfologiche e geotecniche più significative (ad es. basse coperture, galleria prossima alla superficie di un versante, interferenze, variabilità trasversale delle unità geotecniche) [3].

1.2.1.2 La fase di diagnosi

La fase di diagnosi è la fase più delicata di tutta la progettazione. Sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, il progettista è chiamato a fare previsioni attendibili riguardo al comportamento tenso-deformativo dell'ammasso allo scavo, in assenza di interventi di stabilizzazione.

Nella fase di diagnosi, la galleria viene studiata con l'obiettivo di suddividere l'intero tracciato in tratte a comportamento tenso-deformativo omogeneo individuate in funzione delle tre categorie di comportamento fondamentali del nucleo-fronte: A, B e C (Figura 1.11). Da questi risultati, dipende la scelta degli interventi di stabilizzazione più idonei e di conseguenza la riuscita del progetto [1].

Le indagini devono dunque essere chiare e dettagliate. A questo proposito si ricorda che la risposta deformativa dell'ammasso al contorno della galleria può essere scomposta nelle seguenti componenti: estrusione e preconvergenza, che si sviluppano nel volume di terreno a monte del fronte di scavo (il "nucleo d'avanzamento"), e convergenza, che si sviluppa a valle del fronte. Queste tre componenti sono tra loro correlate: il comportamento del nucleo di avanzamento condiziona la risposta del cavo.

Se il nucleo non è costituito da materiale con caratteristiche di rigidità e resistenza tali da mantenere in campo elastico la risposta tenso-deformativa a seguito dello scavo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti, a cui consegue l'evoluzione verso condizioni di instabilità del fronte e del cavo.

Se, invece, la risposta del materiale costituente il nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, il nucleo stesso riesce a svolgere un'azione di stabilizzazione del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato e quindi garantendo il raggiungimento di configurazioni di stabilità [3].

Questo permette di suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo andando ad associare ad ogni tratta le corrispondenti categorie di comportamento.

Le gallerie di categoria A sono caratterizzate da deformazioni in regime elastico che tendono ad esaurirsi rapidamente ma man che ci allontaniamo dal fronte. Il fronte di scavo e il cavo sono stabili e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di stabilizzazione, se non localizzati e in misura ridotta.

Nella categoria B i fenomeni deformativi sono di tipo elasto-plastico. La risposta tenso-deformativa può essere controllata con interventi di precontenimento da realizzarsi in avanzamento, prima dello scavo. Nel caso non si prevedano interventi, lo stato tenso-deformativo può evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in fase di realizzazione. Nella categoria C il terreno si plasticizza. L'effetto arco deve essere creato artificialmente davanti al fronte con interventi di precontenimento quando c'è un notevole incremento della zona dell'ammasso che si plasticizza al contorno [3].

Il progettista oggi dispone di numerosi metodi sperimentali e modelli di calcolo per lo studio di questa risposta deformativa all'azione dello scavo. In generale, per la fase di diagnosi è conveniente ricorrere a metodi analitici che consentono di condurre, efficacemente e in tempi contenuti, analisi parametriche per valutare l'influenza dei diversi parametri in gioco. Pertanto, si possono utilizzare:

- il metodo convergenza-confinamento;
 - i metodi di analisi della stabilità del fronte (metodi numerici in forma chiusa).
- Nel capitolo successivo verranno spiegate le ipotesi principali alla base di questi metodi.

Definita l'appartenenza di ciascuna tratta ad una delle tre categorie di comportamento, fa parte della fase di diagnosi, individuare nell'ambito di ciascuna categoria [1]:

- le tipologie di deformazione che si svilupperanno (estrusione, preconvergenza e convergenza)
- i fenomeni di instabilità attesi che possono essere:
 - distacchi gravitativi e splaccaggi al fronte, prodotti dall'estrusione del nucleo e dalla preconvergenza;
 - distacchi gravitativi e splaccaggi al contorno del cavo prodotti dalla convergenza del cavo;
 - collasso della cavità prodotto dal crollo del fronte.
- i carichi mobilitati dallo scavo secondo modelli a solidi di carico e ad anelli plasticizzati (Figura 1.10).

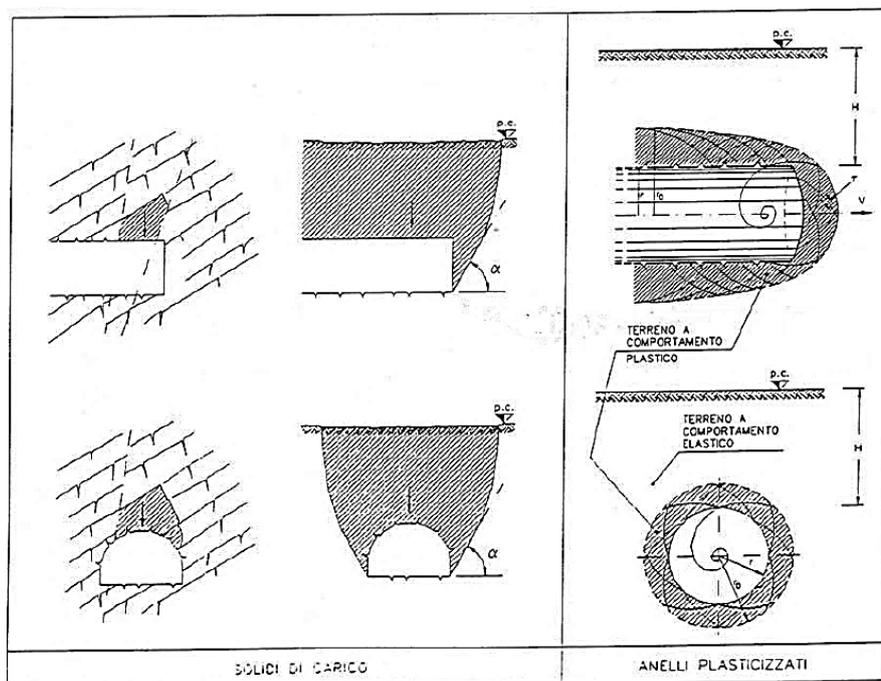


Figura 1.10: Modello a solidi di carico (in alto) ed anelli plasticizzati (in basso)
(Lunardi, 2006)

Nei contesti geotecnici in cui si possono presentare fenomeni deformativi particolari, caratterizzati da accentuate deformazioni del cavo, quali swelling, squeezing, o da instabilità, quali spalling, è necessario in fase di diagnosi condurre analisi atte a stimare la possibilità di sviluppo di tali fenomeni.

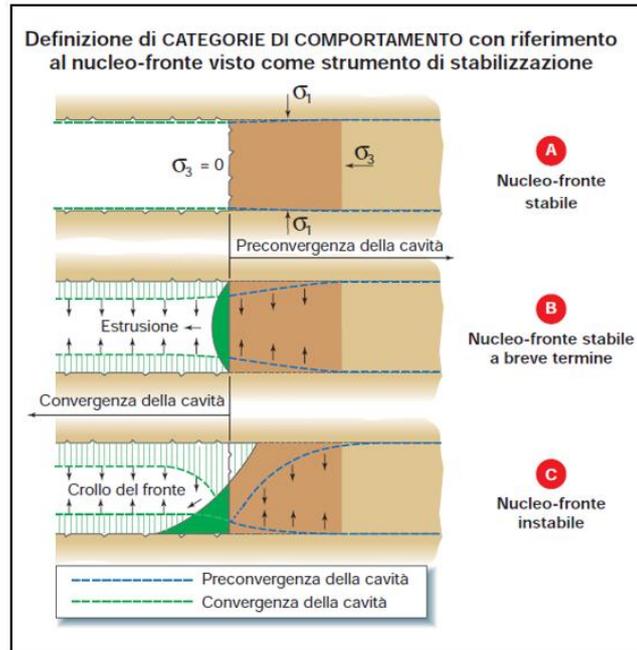


Figura 1.11 : Categorie di comportamento (Lunardi, 2006)

1.2.1.2.1 Definizione delle tratte a comportamento tenso-deformativo omogeneo

Viene definita tratta a comportamento tenso-deformativo omogeneo qualsiasi porzione di tracciato in sotterraneo entro cui è ragionevole ipotizzare, come reazione dell'ammasso allo scavo, l'evoluzione di una risposta deformativa qualitativamente costante per tutta la sua lunghezza [1]. Per giungere, all'individuazione lungo il tracciato della galleria di tratte a comportamento omogeneo, sulla base dei risultati delle analisi devono essere esaminati criticamente alla luce della rappresentatività e affidabilità dei dati di ingresso, e devono essere integrati con l'esame di tutti quei fattori che non possono essere adeguatamente o compiutamente rappresentati dai modelli di calcolo [3].

Dall'analisi approfondita di questi fattori è possibile definire un quadro generale qualitativo su come evolverà il comportamento della galleria durante lo scavo e definire, così, a una prima suddivisione del tracciato sotterraneo in tratte a comportamento tenso-deformativo omogeneo. Confrontando gli stati tensionali indotti con la resistenza dell'ammasso, a ciascuna tratta potrà essere assegnata una categoria di comportamento descritta precedentemente nel paragrafo 1.2.1.2 che individua le seguenti condizioni [1]:

- stabile categoria A
- stabile a breve termine categoria B
- instabile categoria C

con i conseguenti associati fenomeni deformativi:

- elastici categoria A
- elasto-plastici categoria B/C

e i conseguenti comportamenti del cavo:

- stabile categoria A/B
- instabile categoria C

1.2.1.2.2 Previsione dei rischi

Nella fase di diagnosi la previsione progettuale deve riguardare anche tutti i possibili fenomeni ed eventi che possono verificarsi e che possono avere conseguenze sulla galleria o sull'ambiente circostante, nella fase realizzativa o nelle condizioni di lungo termine.

I fenomeni (*hazard*) che possono verificarsi in fase di scavo e che possono avere ripercussioni ed impatti (danni) sono direttamente o indirettamente correlati alle condizioni geologiche (ad es. l'attraversamento di zone di faglia), geotecniche (ad es. terreni con scadenti caratteristiche meccaniche), morfologiche (ad es. le basse coperture) [3]. Di seguito si riporta un elenco, non esaustivo, dei fenomeni o condizioni più ricorrenti che devono essere attentamente valutati nella fase di diagnosi [3]:

- instabilità del fronte e del cavo, probabili nell'attraversamento di zone con bassa copertura in presenza di materiali con scadenti caratteristiche meccaniche, di zone tettonizzate, di transizioni litologiche;
- risentimenti su preesistenze superficiali o profonde per cedimenti associati allo scavo o a variazioni delle pressioni interstiziali;
- interazione con il regime idraulico sotterraneo con possibili riflessi su sorgenti, pozzi e corsi d'acqua;
- venute d'acqua copiose ed improvvise nell'attraversamento di zone tettonizzate, formazioni rocciose interessate da fenomeni di carsismo, transizioni litologiche;
- fenomeni di sifonamento con trasporto di materiale fino;
- deformazioni elevate del cavo e ammassi con comportamento spingente o rigonfiante;
- rotture fragili: spalling/rockburst;
- spinte dissimetriche per attraversamento di zone tettonizzate con discontinuità sub-parallele all'asse della galleria;
- interazione con fenomeni franosi o con versanti in condizioni prossime all'instabilità;
- interferenze con manufatti profondi (ad es. sottoservizi, fondazioni, gallerie esistenti);
- interferenze con cavità di dissoluzione;
- presenza di trovanti di grandi dimensioni;
- acque aggressive;
- presenza di gas tossici e gas esplosivi;
- presenza di rocce contenenti varietà fibrose e flessibili di minerali silicatici (serpentino e anfibolo) che possono rappresentare un pericolo per la salute degli operatori;
- presenza di quarzo in elevate quantità (criticità connesse all'usura degli utensili di scavo delle TBM e alla salute degli operatori);
- alte temperature nell'ammasso o nelle acque sotterranee.

Il manifestarsi di un fenomeno quale quelli sopra elencati può avere conseguenze negative (*danni o impatti*) in termini di sicurezza, costi, tempi e di aspetti ambientali.

Il prodotto della probabilità di occorrenza (P) di un fenomeno o evento per l'impatto o il danno (I) che il fenomeno stesso produce definisce il rischio associato a quel fenomeno:

$$R = P \times I$$

Secondo l'approccio tipico del risk management (cfr. anche ITA/AITES, 2001) [17], nella fase progettuale la gestione dei rischi si articola nelle seguenti fasi:

1. identificazione dei rischi: nella fase di diagnosi, sulla base delle indicazioni provenienti dalla fase conoscitiva (studio geologico-idrogeologico, studio geotecnico, analisi del contesto) e dalla previsione del comportamento tenso-deformativo dell'ammasso, si evidenziano i potenziali rischi connessi con la realizzazione dell'opera in sottterraneo.
2. Analisi dei rischi: sulla base delle informazioni disponibili e del livello di progettazione, l'analisi dei rischi potenziali può essere condotta con criteri qualitativi o quantitativi. Nel caso di analisi quantitativa, il rischio deve essere espresso come prodotto della probabilità di accadimento del fenomeno/condizione per i danni conseguenti.

Nel caso di analisi qualitativa, a ciascun rischio può essere associato un livello di rischio (nullo o trascurabile/basso/medio/elevato), in funzione sia della probabilità che si verifichi la condizione o il fenomeno in oggetto, sia dell'entità del danno conseguente. Per pianificare approfondimenti di analisi e strategie di risposta, i rischi individuati nella fase precedente possono essere classificati secondo una matrice "impatto- probabilità" (Tabella 1.1).

Il livello di rischio definito nella fase progettuale di diagnosi è formulato anche con riferimento al livello di affidabilità del modello geologico e del modello geotecnico, ai quali è legata la corretta individuazione e definizione del rischio potenziale.

3. Definizione della risposta ai rischi: in generale un rischio può essere evitato, mitigato, accettato. Una modifica del tracciato allo scopo di evitare un versante instabile è un esempio di strategia per evitare il rischio. Un rischio può essere accettato per alcune combinazioni di probabilità e impatti (cfr. Tabella 1.1), ma tale strategia deve necessariamente tener conto di elementi di natura non solo tecnica del contesto in cui si sta operando. Un rischio può essere mitigato o con interventi che riducono la probabilità di occorrenza del fenomeno o con interventi che ne mitigano le conseguenze; la mitigazione del rischio difficilmente conduce all'annullamento del rischio stesso, ma alla sua riduzione verso il cosiddetto "rischio residuo".

		Impatto				
		Molto basso	Basso	Medio	Alto	Molto alto
Probabilità	Molto alta					R1
	Alta			R2		
	Media		R3			
	Bassa					
	Molto bassa		R4			

Livello di rischio:

	Rischio nullo/trascurabile
	Rischio basso
	Rischio medio
	Rischio elevato

Tabella 1.1: Matrice impatto-probabilità per i rischi (R1, R2, R3, R4) individuati in fase di diagnosi (Linee guida ITALFERR, 2015)

I possibili interventi per la mitigazione del rischio sono esaminati e verificati nella successiva fase progettuale dedicata alla definizione degli interventi e delle soluzioni progettuali (“fase di terapia”) (cfr. § 1.2.1.3).

La gestione dei rischi si completa durante la realizzazione dell’opera con la fase di controllo e monitoraggio, nella quale è verificata l’efficacia delle risposte ai rischi previste in progetto, sono tenuti sotto controllo i rischi residui, e si monitora l’eventuale comparsa di nuovi rischi non identificati in fase progettuale.

Anche nelle condizioni di esercizio può essere necessario mantenere attivo un piano di gestione del rischio con un sistema di monitoraggio e controllo (ad es. la misura dello stato tensionale nei rivestimenti definitivi, o l’efficienza di un sistema di drenaggio) a cui si accompagna la definizione di soglie e di azioni correttive.

A completamento della fase di diagnosi, la sintesi dell’analisi dei possibili fenomeni che possono avere impatti sulla galleria o sull’ambiente circostante è illustrata nel Profilo Geotecnico, individuando, nelle tratte di competenza lungo il tracciato della galleria, i rischi secondo una delle seguenti quattro classi:

- 1) rischio nullo o trascurabile
- 2) rischio basso
- 3) rischio medio
- 4) rischio elevato

in funzione sia della probabilità che si verifichi la condizione o il fenomeno in oggetto, sia dell’entità del danno conseguente [3].

1.2.1.3 La fase di terapia

La fase di terapia è la fase durante la quale, a seguito delle indicazioni raccolte nella fase conoscitiva e dalle analisi fatte nella fase di diagnosi sulla qualità, la posizione e l’entità dei fenomeni deformativi, si devono operare le scelte operative necessarie in termini di sistemi e cadenza di avanzamento, fasi di scavo ma soprattutto di strumenti di stabilizzazione e di bilanciamento necessari a garantire la stabilità del cavo a breve e lungo termine. In particolare, è compito del progettista indicare [1]:

- quali strumenti di stabilizzazione deve adottare per assicurare la stabilità;
- come questi strumenti agiscono, per garantire la regimazione dei fenomeni deformativi, sulle caratteristiche geomeccaniche dell’ammasso e sul suo detensionamento (in particolare su coesione, attrito, tensione principale minore σ_3);
- dove devono essere posti in opera gli strumenti rispetto alla posizione del fronte abbiano una funzione strutturale;

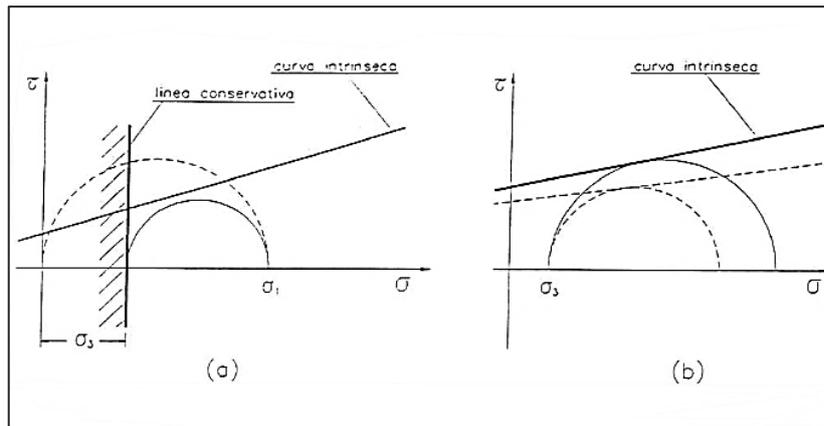


Figura 1.12 : Effetto degli interventi conservativi (a) e migliorativi (b) (Lunardi, 2006)

È però indispensabile fare una premessa. Secondo l'approccio ADECO-RS gli strumenti di stabilizzazione si possono raggruppare in tre categorie [1]:

1. interventi di precontenimento, se agiscono a monte del fronte di avanzamento, e realizzano o facilitano la formazione di un effetto arco artificiale in avanzamento, con funzione strutturale e protettiva;
2. interventi di contenimento, se agiscono a valle del fronte di scavo ed hanno la funzione di contrastare i fenomeni deformativi che si sviluppano dopo il passaggio del fronte;
3. interventi di presostegno, se agiscono a monte del fronte di scavo ma, a differenza degli interventi di precontenimento, non contribuiscono alla formazione dell'effetto arco in avanzamento.

e possono inoltre essere:

- conservativi, quando il loro effetto primario è quello di contenere la riduzione della tensione principale minima σ_3 agente sul nucleo;
- migliorativi, quando producono un miglioramento delle caratteristiche di resistenza al taglio del terreno.

L'effetto di questi interventi viene rappresentato sul piano di Mohr attraverso la curva intrinseca, utilizzata per descrivere graficamente le caratteristiche di resistenza degli ammassi rocciosi e dei terreni. L'effetto degli interventi conservativi è schematizzabile con il tracciamento di una "linea conservativa" che pone un limite al decadimento della tensione di confinamento naturale σ_3 ; invece, l'effetto degli interventi migliorativi, si traduce in un globale innalzamento della curva intrinseca [1].

La Figura 1.13 raccoglie tutti gli interventi più diffusi nella pratica progettuale e costruttiva, mettendo in evidenza per ciascuno il tipo di azione svolta (precontenimento, contenimento o presostegno) e indicandone l'effetto sulla curva intrinseca e sulla linea conservativa.



Azione sulla cavità	Strumenti di stabilizzazione		Interventi agenti su		Acqua in pressione
			c, ϕ	σ_3	
Precontenimento Consolidamento del terreno a monte del fronte	Iniezioni tradizionali Congelamento (●)		●	●	●
	Jet-grouting sub-orizzontale (●)		●	●	●
	Pretaglio meccanico (●)		●	●	●
	Drenaggi (●)		●	●	●
	Rinforzo del terreno al contorno della cavità e del nucleo mediante elementi strutturali di vetroresina (●)		●	●	●
Contenimento Consolidam. radiale	Spritz-beton (●)			●	
	Bullonatura ad aderenza continua (●)		●		
	Bullonatura ad ancoraggio punt. (●)			●	
	Arco rovescio (●)			●	
Presost.	Infilaggi			●	
				●	

Legenda:
 (●) = Strumento strutturale
 σ_3 = Pressione di contenimento
 C = Coesione del terreno
 ϕ = Angolo d'attrito del terreno

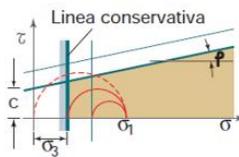


Figura 1.13: Interventi di stabilizzazione di precontenimento e contenimento (Lunardi, 2006)

1.2.1.3.1 Interventi di precontenimento

Abbiamo appurato come la stabilità del fronte di scavo gioca un ruolo determinante nel meccanismo della statica di una galleria in costruzione. Quindi, quando in fase di diagnosi si riesce a prevedere che per una data sezione le deformazioni possono innescarsi prima dell'arrivo del fronte di scavo e che di conseguenza l'avanzamento può avvenire in un terreno già predisposto alla rottura o già interessato dai fenomeni deformativi, bisogna intervenire a monte del fronte con interventi capaci di anticipare questi stessi fenomeni e bloccarli sul nascere se si vuole evitare di trovarsi in difficoltà con convergenze incontrollabili sul profilo di scavo. La strada che il progettista deve seguire in questi casi, per evitare di avanzare in un mezzo già collassato, è di:

- elevare il più possibile le velocità di avanzamento, compatibilmente con i problemi logistici;
- mantenere costante la cadenza di scavo;
- sagomare opportunamente la parete del fronte dandogli una forma concava;
- intervenire con gli strumenti necessari per conservare l'integrità del nucleo al fronte.

Questi strumenti, che agiscono all'interno dell'ammasso a monte del fronte di scavo, hanno quindi la funzione di impedire alla tensione principale minore di decadere fino ad annullarsi quando ancora i fenomeni di deformazione sono controllabili [18].

Tra gli strumenti di stabilizzazione strutturale a disposizione del progettista nell'ambito degli interventi che producono azioni di precontenimento del cavo, perché capaci di produrre effetti arco artificiali in avanzamento, quelli che esercitano un effetto principalmente conservativo sono [1]:

- i tegoli di spritz-beton fibrorinforzato realizzati mediante pretaglio meccanico lungo il profilo di scavo, con l'impiego dello stesso pretaglio come cassaforma;

- il preconsolidamento del nucleo, per profondità non inferiori al diametro di scavo, mediante elementi strutturali di vetroresina fissati al terreno con malta cementizia;
- gli ombrelli tronco-conici costituiti dall'accostamento, di colonne sub-orizzontali di terreno consolidato mediante jet-grouting;
- l'arco cellulare;
- le protesi di terreno stabilizzato.

Esercitano invece un effetto prevalentemente migliorativo:

- gli ombrelli tronco-conici di terreno consolidato mediante iniezioni tradizionali;
- gli ombrelli tronco-conici di drenaggi quando si è in presenza di falda.

1.2.1.3.2 Interventi di contenimento

Gli interventi di contenimento agiscono invece a valle del fronte di scavo e svolgono una funzione di regimazione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo. Questa azione di contenimento avviene attraverso una serie di interventi superficiali, rivolti principalmente ad impedire il decadimento delle pareti di scavo e interventi profondi che permettono di aumentare la resistenza al taglio del terreno [18].

Anche gli interventi di contenimento si distinguono a seconda dell'effetto. Gli strumenti che esercitano un effetto conservativo sono [1]:

- il guscio di spritz-beton di 1a fase, che produce, in funzione del proprio spessore, una pressione di contenimento al contorno del cavo;
- la bullonatura radiale realizzata mediante bulloni ad ancoraggio puntuale, che applica, sul paramento della galleria, una pressione di contenimento "attiva" di entità predeterminata dalla pre-tensione con cui si sono tesi i bulloni;
- l'arco rovescio, che chiude il guscio di rivestimento di 1a e di 2a fase, moltiplicando la sua capacità di sviluppare un'elevata pressione di contenimento al contorno del cavo;
- gli scudi aperti o le lance.

Esercita invece un effetto prevalentemente migliorativo:

- la fascia di terreno armato al contorno della cavità, realizzata mediante bulloni ad aderenza continua, capaci d'incrementare la resistenza al taglio del terreno.

1.2.1.3.3 Interventi di presostegno

Tutti gli altri interventi che non producono azioni di precontenimento, né di contenimento del cavo, si dicono interventi di presostegno o sostegno, a seconda che agiscano o non agiscano a monte del fronte di avanzamento. Questi non hanno alcuna influenza sulla formazione dell'effetto arco, dato che non sono in grado né di contenere il decadimento della tensione principale minore né di migliorare la resistenza del terreno in maniera significativa. Fanno parte degli interventi di presostegno gli infilaggi che lavorando come travi inflesse parallelamente all'asse della galleria e appoggiando sulle centine già messe in opera, non sono in grado di produrre un apprezzabile effetto arco in avanzamento per carenza di reciproca collaborazione in senso trasversale [1].

1.2.1.3.4 Sistemi di scavo

1.2.1.3.4.1 Lo scavo tradizionale

Anche il modo di condurre lo scavo è determinante per la stabilità, a breve e a lungo termine, della galleria ma in questo caso anche e delle eventuali strutture in superficie. Di conseguenza ci sono forti motivazioni tecniche ed economiche che spingono a migliorare il controllo del processo di perforazione e ridurre al minimo l'impatto dello scavo, sia in termini tensionali sia in termini geomeccanici e idrogeologici.

I sistemi di abbattimento tipici delle gallerie sono generalmente inquadrati in due categorie:

- tradizionale;
- meccanizzato.

La tecnica di scavo tradizionale resta il mezzo più diffuso per lo scavo di gallerie in rocce grazie alle sue caratteristiche di adattabilità ed economicità. Questo a scapito delle lunghezze dei tratti di avanzamento che resta limitato a causa dei tempi di realizzazione molto lenti. D'altra parte, però, l'evoluzione dello scavo con mezzi meccanici ha raggiunto a sua volta traguardi di notevole portata in termini di potenze in gioco, automazione e sistemi di controllo [1].

I metodi di scavo tradizionale possono essere distinti in funzione dello scavo che può essere a foro cieco (scavo completamente in sotterraneo) oppure a cielo aperto per gallerie superficiali. Per ognuno si distinguono diverse metodologie funzione dell'applicabilità del rivestimento. In particolare, per gli scavi a foro cieco è possibile realizzare lo scavo contemporaneamente al getto del rivestimento, questo permette di conseguenza maggiore rapidità nell'esecuzione. L'esecuzione di una galleria con scavo tradizionale prevede inoltre una serie di fasi operative:

- esecuzione degli interventi di rinforzo e stabilizzazione del cavo;
- scavo;
- applicazione del rivestimento di prima fase;
- applicazione del rivestimento definitivo.

Diverse sono anche le metodologie con cui può essere condotto lo scavo: a piena sezione o a sezione parzializzata.

L'avanzamento a piena sezione viene normalmente adottato in condizioni geologiche favorevoli o eventualmente dopo opportuni preconsolidamenti. È però interessante evidenziare come, seppur apparentemente paradossale, nelle condizioni più difficili lo scavo a piena sezione ad oggi risulta il più affidabile ed utilizzato, purché si assicuri la stabilità dello scavo con opportuni interventi di consolidamento [1]. In particolare, quest'ultima è funzione delle tre categorie di comportamento fondamentali [3]:

- la categoria di comportamento di tipo A individua sezioni di scavo e consolidamento caratterizzate solo dalla presenza di interventi di contenimento (bulloni radiali, centine, spritz-beton), come illustrato a titolo d'esempio nella Figura 1.14 (sezione tipo A);
- la categoria di comportamento di tipo B individua sezioni di scavo e consolidamento caratterizzate da interventi di contenimento (centine e spritz-beton) e di precontenimento

del fronte (ad es. elementi in VTR) come illustrato a titolo d'esempio nella Figura 1.15 (sezione tipo B);

- la categoria di comportamento di tipo C individua sezioni di scavo e consolidamento caratterizzate da interventi di contenimento (centine e spritz-beton) e di precontenimento del fronte e del cavo (ad es. elementi in VTR, colonne in jet grouting, etc.) come illustrato a titolo d'esempio nella Figura 1.16 (sezione tipo C).

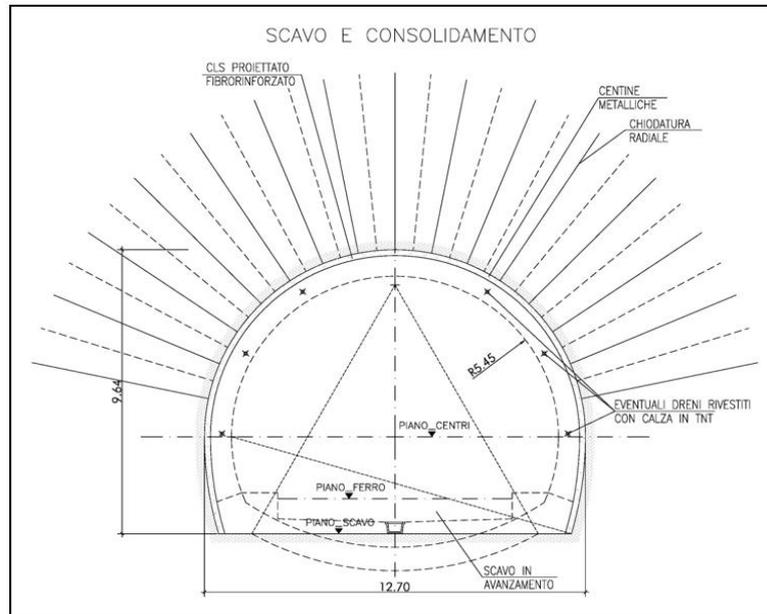


Figura 1.14: Esempio degli interventi di stabilizzazione per una sezione di tipo A (Linee guida ITALFERR, 2015)

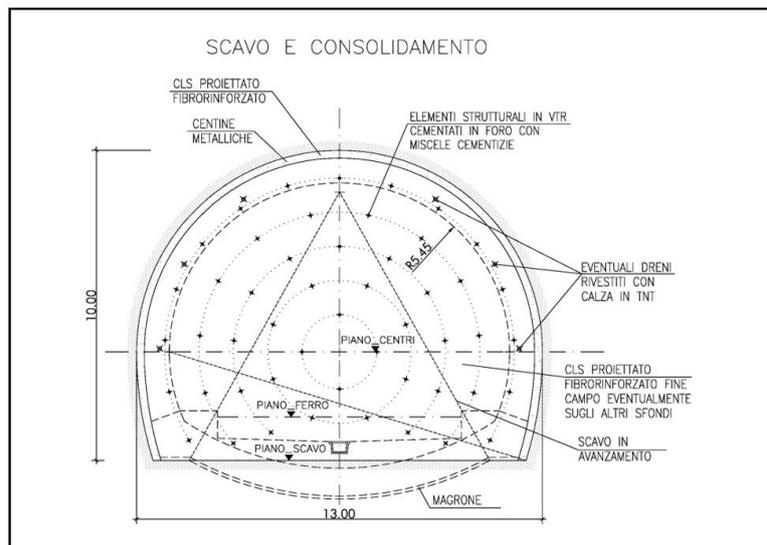


Figura 1.15: Esempio degli interventi di stabilizzazione per una sezione di tipo B (Linee guida ITALFERR, 2015)

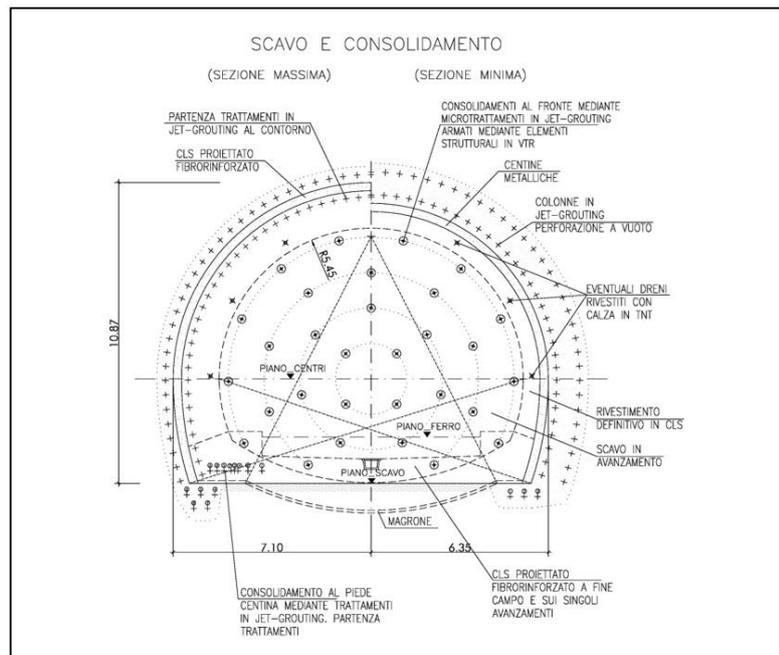


Figura 1.16: Esempio degli interventi di stabilizzazione per una sezione di tipo C
(Linee guida ITALFERR, 2015)

1.2.1.3.4.2 Lo scavo meccanizzato

Lo sviluppo dello scavo in sotterraneo con macchine fresatrici (le cosiddette TBM=*Tunnel Boring Machine*) avvenuto negli ultimi anni ha permesso di superare le tecniche di abbattimento tradizionale. Lo scavo meccanizzato punta tutto sulle sue caratteristiche di:

- velocità e capacità di avanzare nella più vasta gamma di condizioni geologiche e idrogeologiche
- capacità di variare il proprio diametro di scavo
- capacità di montare qualsiasi tipo di supporto.

Una TBM è composta da una testa rotante di scavo, detta anche testa fresante, con diametro pari a quello della galleria, sulla quale sono montati picchi o dischi che effettuano l'azione di scavo vera e propria.

Le dimensioni correnti per le gallerie stradali e ferroviarie comportano diametri di scavo da 10 a 14 m e la moderna tecnologia fornisce macchine con testa fresante di tale dimensione. Si tratta tuttavia di macchine complesse, ad alto costo, che richiedono lunghi tempi di costruzione e assemblaggio/disassemblaggio in sito. Ne consegue che solo per gallerie di opportuna lunghezza potranno essere ammortizzati i tempi e i costi di realizzazione dell'opera [1].

Di seguito si riporta la classificazione delle macchine da scavo (TM) (Figura 1.17) e la loro applicazione con riferimento alle categorie di comportamento secondo l'approccio ADECO-RS (Tabella 1.2) [3].

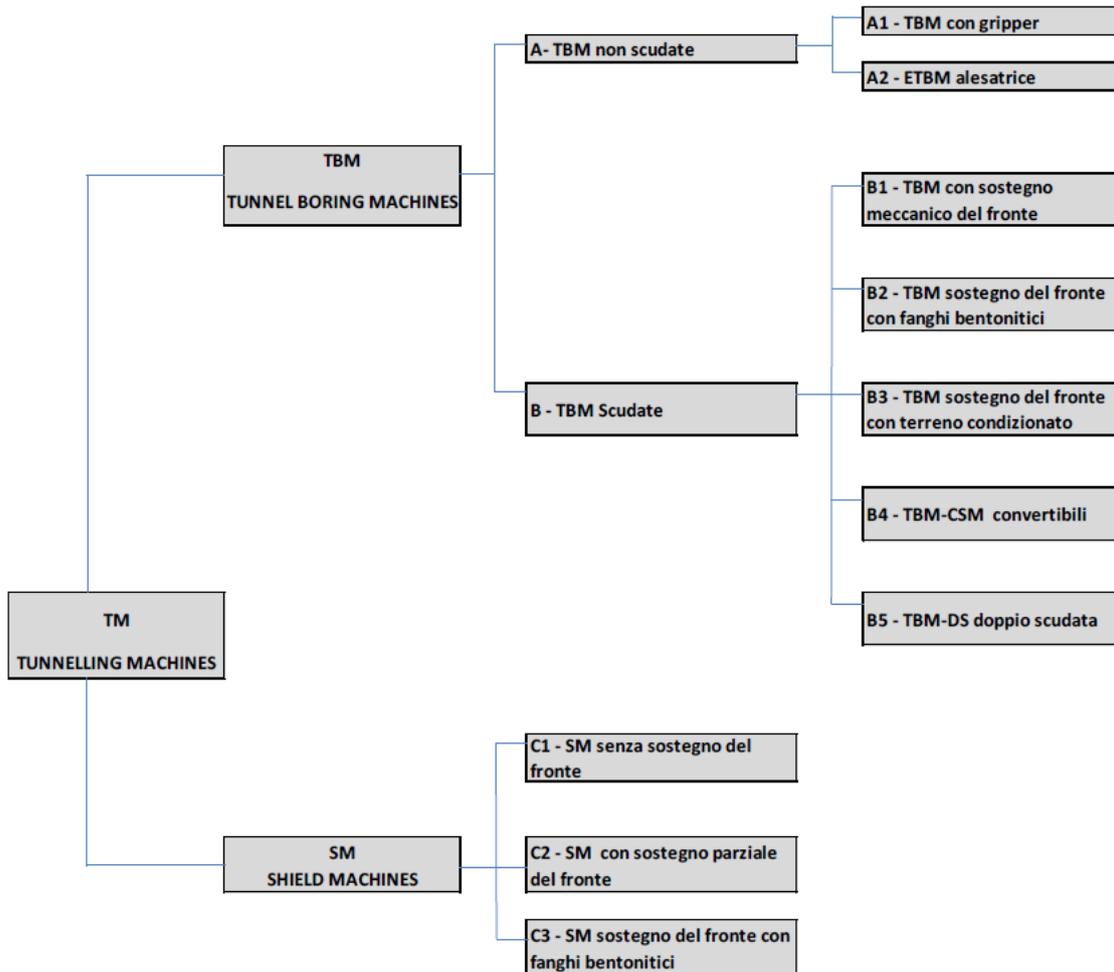


Figura 1.17: Classificazione delle macchine da scavo (Linee guida ITALFERR, 2015)

Tipologie di TM	Categorie di comportamento del fronte		
	A (stabile)	B (stabile a breve termine)	C (instabile)
A1	X		
A2	X		
B1	X	X	
B2			X
B3			X
B4		X	X
B5	X	X	
C1	X		
C2		X	
C3			X

Tabella 1.2: Applicazione delle macchine da scavo con riferimento alle categorie di comportamento (Linee guida ITALFERR, 2015)

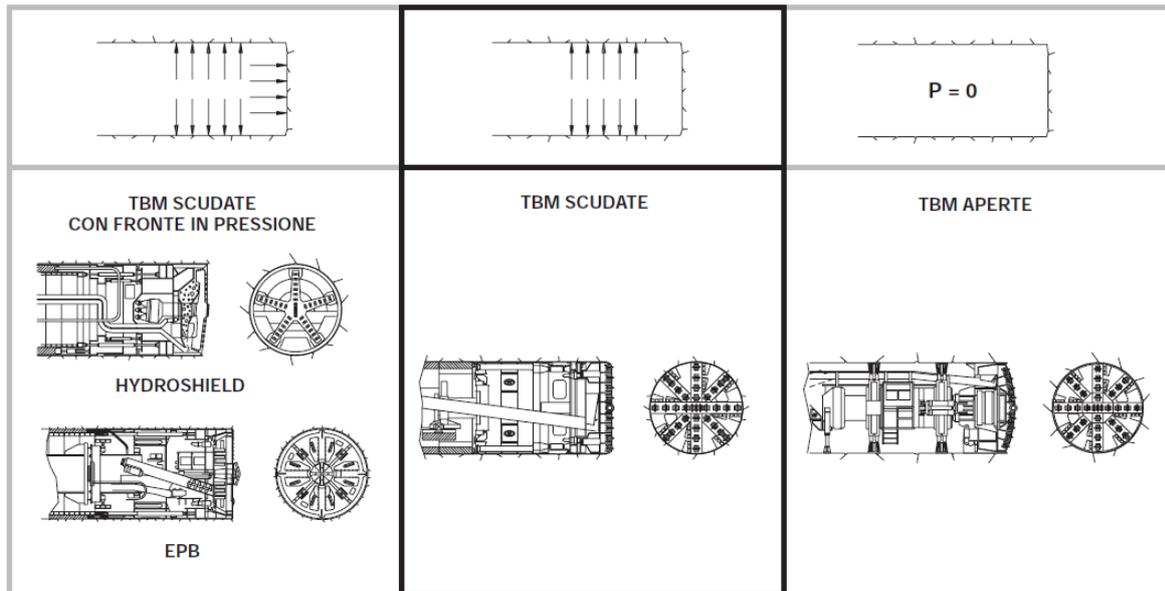


Figura 1.18: Modelli di TBM (Lunardi, 2006)

Anche nel caso dello scavo meccanizzato è possibile individuare le modalità di avanzamento sulla base del comportamento del fronte-nucleo [3]:

- la categoria di comportamento A individua la possibilità di utilizzare macchine a fronte “aperto” con o senza scudo (TBM, TBM-S);
- la categoria di comportamento B individua la possibilità di utilizzare macchine scudate a fronte “aperto” (TBM-S) e macchine scudate con fronte in pressione (TBM-SP);
- la categoria di comportamento C individua la necessità di utilizzare macchine scudate con fronte in pressione (TBM-SP).

L’impiego di TBM aperte (TBM) è previsto in ammassi rocciosi dotati di caratteristiche meccaniche da ottime a discrete, che garantiscono condizioni di stabilità del fronte (comportamento di tipo A); pertanto, non è necessario, in generale, installare i sostegni di prima fase (bulloni, centine, spritz-beton) a brevissima distanza dal fronte, ma è possibile metterli in opera anche fino a 30 m di distanza dal fronte. Il rivestimento definitivo viene eseguito con getto in opera anche a grande distanza dal fronte [3].

L’impiego di TBM scudate (monoscudo TBM-S o doppioscudo TBM-DS) trova applicazione in rocce tenere, dove l’avanzamento è veloce e dove, per le caratteristiche dell’ammasso, è necessaria la posa sistematica di un rivestimento prefabbricato all’interno dello scudo. A parità di condizioni geotecniche, la sua velocità di avanzamento è inferiore alla TBM con grippers, per la sosta necessaria al montaggio dell’anello di rivestimento. Un vantaggio si ottiene con la TBM doppioscudata che permette una produzione maggiore (fino al 70%), consentendo contemporaneità di avanzamento e montaggio del rivestimento [3].

Nel gruppo delle TBM scudate in grado di esercitare una contropressione di sostegno attiva sul fronte (TBM-SP) rientrano l’EPB-shield, l’Hydroshield e lo Slurryshield. La scelta tra queste tipologie di macchine è funzione delle caratteristiche dei terreni; l’EPB-shield può essere utilizzato, grazie ai metodi di condizionamento dei materiali di scavo, in una ampia gamma di terreni [3].

Le TBM con sostegno del fronte sono indicate, in particolare, per gallerie superficiali in terreni compressibili nel sottoattraversamento di zone urbanizzate, per la possibilità di mitigare efficacemente i cedimenti indotti dallo scavo. In tali condizioni è importante garantire la corretta gestione della procedura d'avanzamento, con riferimento al mantenimento in camera di scavo della pressione al fronte secondo i valori di progetto, al fine di rispettare i valori di volume perso previsti per la fase di scavo. Contestualmente, si dovrà procedere al corretto intasamento a tergo dei conci di rivestimento definitivo, direttamente dalla coda dello scudo, mediante malta cementizia in pressione o miscele bicomponenti a presa rapida, per riempire il *gap* anulare tra il profilo di scavo e l'estradosso del rivestimento, al fine di contenere le deformazioni del cavo dietro lo scudo ed impedire l'ingresso di acqua [3].

1.2.2 Costruzione dell'opera

1.2.2.1 La fase operativa

La fase operativa è quella fase del momento della costruzione, dove avviene il vero avanzamento della galleria, durante la quale si realizza la messa in opera degli interventi di stabilizzazione in maniera conforme alle previsioni progettuali, adattandoli in termini di precontenimento e contenimento alla reale risposta deformativa dell'ammasso e controllandoli secondo prestabiliti piani di controllo. I controlli che la direzione lavori ha il compito di eseguire, dovrebbero essere volti proprio a verificare l'effettiva corrispondenza tra prescrizioni di progetto e stato di fatto. La buona riuscita di questa fase operativa dipende principalmente dalla correttezza delle previsioni fatte in fase di diagnosi e delle conseguenti scelte progettuali [1].

Vengono di seguito descritte brevemente le fasi operative di messa in opera di ciascun intervento.

1.2.2.2 Interventi di precontenimento del cavo

1.2.2.2.1 Pretaglio meccanico a piena sezione

Il pretaglio meccanico a piena sezione ha rappresentato una vera e propria rivoluzione per mondo del tunnelling. Questa tecnologia consiste nel praticare un'incisione di spessore e lunghezza predeterminati sul fronte di scavo, lungo la traccia del profilo d'estradosso della futura galleria. L'incisione, ottenuta mediante una speciale macchina dotata di testa fresante a catena, movimentata su un portale a cremagliera che riproduce la sagoma del tunnel (Figura 1.19), viene riempita con calcestruzzo spruzzato fibrorinforzato, opportunamente additivato per ottenere eccellenti doti di resistenza in tempi brevi.

Si realizza così un "tegolo" di prerivestimento di forma tronco-conica capace di fornire un'azione di precontenimento radiale tale al terreno circostante tale da evitare il decadimento della pressione di confinamento σ_3 a valori nulli, e di migliorare così in maniera sensibile il comportamento del terreno allo scavo.



Figura 1.19: Macchina per l'esecuzione del pretaglio meccanico a piena sezione realizzata per la linea ferroviaria Sibari-Cosenza (Lunardi, 2006)

Il pretaglio meccanico, in definitiva, produce un'azione essenzialmente conservativa nei confronti dello stato tenso-deformativo del mezzo al contorno del cavo [1].

I vantaggi che si ottengono sono molteplici:

- l'eliminazione quasi totale dei fuori sagoma, con la conseguente sensibile riduzione della necessità d'iniezioni d'intasamento tra prerivestimento e terreno;
- la riduzione dell'incidenza delle opere di contenimento provvisorie, in quanto praticamente sostituite dal guscio del pretaglio;
- la meccanizzazione spinta delle lavorazioni e la regolarizzazione delle cadenze d'avanzamento, con vantaggiose ripercussioni sull'economia del cantiere e delle produzioni ottenibili;
- la realizzazione d'un prerivestimento il più possibile collaborante alla statica del rivestimento definitivo, cosicché quest'ultimo, se il capitolato consente di considerare l'effetto di tale collaborazione, può essere convenientemente ridotto di spessore.

Il campo d'applicazione di questa tecnologia va dalle rocce tenere ai terreni argillosi e a quelli limo-sabbiosi anche eterogenei ed acquiferi, purché consentano, magari con particolari artifici, di mantenere l'incisione aperta tutto il tempo necessario per riempirla.

Un esempio di sezione tipo con pretaglio meccanico a piena sezione è riportato in

Figura 1.20, mentre la Figura 1.21 mostra le fasi esecutive per la realizzazione dello scavo.

Nell'ambito dell'approccio ADECO-RS, la tecnologia s'inquadra tra gli interventi di precontenimento del cavo e può essere operata in combinazione con altri interventi di consolidamento in avanzamento secondo due tipologie principali, da scegliere in funzione dei tipi di terreno da attraversare e delle situazioni tenso-deformative da affrontare [1]:

1. (PT): semplice protezione del nucleo-fronte mediante prevolte di spritz-beton eseguite in avanzamento mediante pretaglio meccanico (intervento conservativo indiretto);
2. (PT+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di spritz-beton eseguite in avanzamento mediante pretaglio meccanico (intervento conservativo misto).

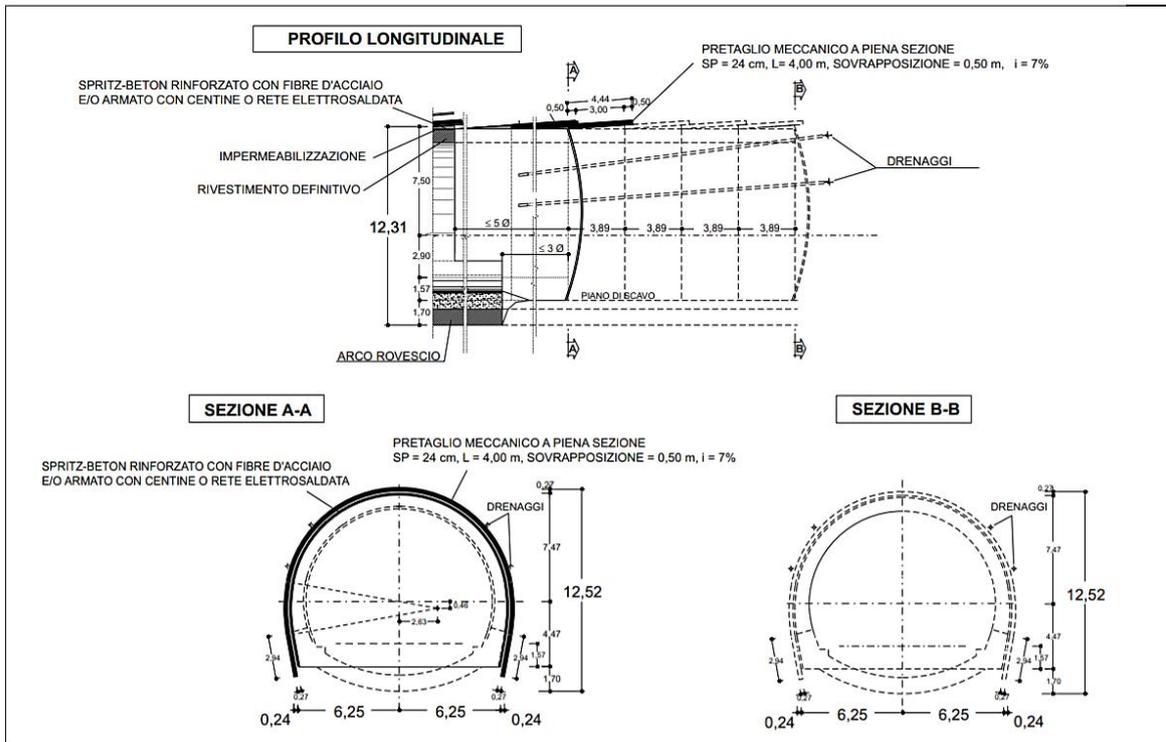


Figura 1.20: Esempio di sezione tipo con pretaglio meccanico a piena sezione (Lunardi, 2006)

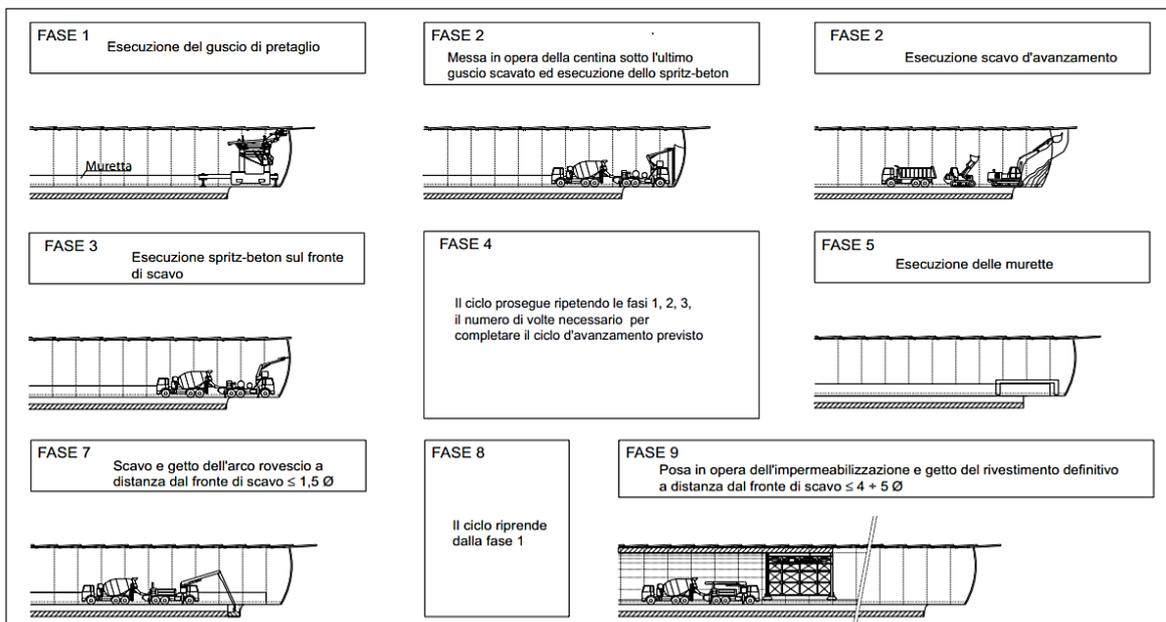


Figura 1.21: Fasi esecutive del pretaglio meccanico a piena sezione (Lunardi, 2006)

1.2.2.2 Rinforzo del nucleo fronte con elementi strutturali in vetroresina

Questa tecnologia di consolidamento del nucleo consiste nel praticare “a secco” sul fronte di scavo, in direzione sub-parallela all’asse della galleria, una serie di fori regolarmente distribuiti sull’area d’intervento. Dentro i fori vengono inserite, e immediatamente iniettate con malta di cemento, speciali armature di vetroresina. Quando, in seguito all’avanzamento, la lunghezza residua delle armature inserite nel nucleo-fronte risulta inadeguata a garantire una sufficiente azione di precontenimento del cavo (circostanza immediatamente riconoscibile con un’attenta lettura delle misure d’estrusione), si procede a metterne in opera una nuova serie. Lunghezza, densità, sovrapposizione, sezione e distribuzione geometrica delle armature sono i parametri che caratterizzano l’intervento di consolidamento, che si applica ai terreni coesivi e semicoesivi, a prevalente comportamento elastoplastico, sensibili all’alterazione chimico-fisica e soggetti a fenomeni di estrusione del nucleo. È tuttavia possibile estendere la sua applicazione anche agli ammassi a comportamento di tipo sciolto, purché l’intervento di rinforzo del nucleo-fronte sia realizzato in combinazione con altri sistemi di consolidamento in grado di produrre effetti arco artificiali (jet-grouting in orizzontale, pretaglio meccanico, drenaggi ecc.) [1].

Difatti il precontenimento del cavo mediante consolidamento del nucleo con armature di vetroresina può essere realizzato secondo quattro tipologie principali, da scegliere appunto in funzione della tipologia di terreno da attraversare e delle situazioni tenso-deformative da affrontare (Figura 1.22):

1. (VTR): semplice rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina (intervento conservativo indiretto);
2. (PT+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di spritz-beton al contorno mediante pretaglio meccanico (intervento conservativo misto);
3. (JGO+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di terreno consolidato al contorno mediante jet-grouting in orizzontale (intervento conservativo misto);
4. (VTR+VTR): rinforzo del nucleo-fronte mediante armature di vetroresina e contemporanea protezione dello stesso attraverso la realizzazione di prevolte di terreno consolidato al contorno mediante elementi di vetroresina, equipaggiati con valvole, operati in avanzamento e iniettati con malta cementizia (intervento conservativo misto).

L’intervento, se ben progettato e realizzato, consente di ottenere un significativo incremento delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno trattato, quindi di ridurre drasticamente i fenomeni estrusivi.

I risultati ottenuti nelle molte applicazioni sin qui realizzate consentono di affermare che questo tipo d’intervento esercita, sul terreno costituente il nucleo d’avanzamento, un’azione migliorativa che, nei confronti dello stato tenso-deformativo dell’ammasso (e quindi della stabilità a breve e a lungo termine della cavità) si traduce in un evidente effetto conservativo [1].

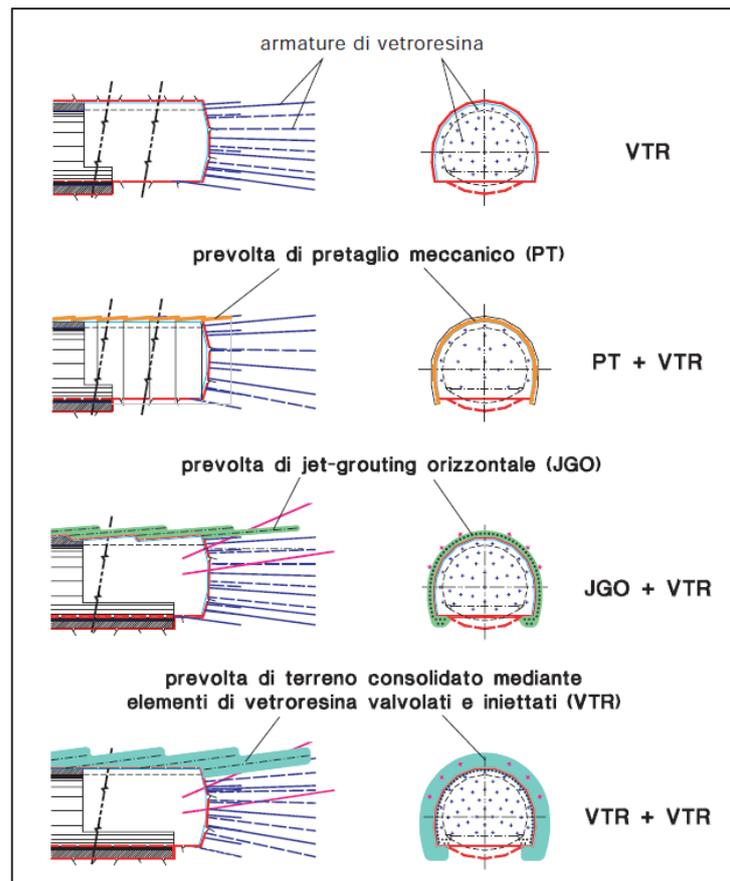


Figura 1.22: Tipologie di interventi di consolidamento del nucleo con armature di vetroresina (Lunardi, 2006)

1.2.2.2.3 Jet-grouting

Il sistema di trattamento del terreno con jet-grouting consiste nell'iniettare nel terreno da trattare, attraverso ugelli di sezione opportuna, volumi controllati di miscela cementizia ad altissima pressione (da 300 a 600 bar), può essere eseguito con tre diverse metodologie:

- iniezione di sola miscela (sistema monofluido);
- iniezione di aria e miscela (sistema bifluido);
- iniezione di aria, acqua e miscela (sistema trifluido).

A differenza delle iniezioni tradizionali, che si basano principalmente sulla permeazione e impregnazione di fluidi e quindi limitate dalla capacità del terreno di assorbire, il jet-grouting si basa principalmente sull'idrofratturazione (*claquage*), la quale, disgregando il terreno, grazie all'azione meccanica del getto del fluido ad altissima pressione e quindi ad alta velocità, lo mescola, lo compatta e lo consolida in un intorno ben definito.

Anche se esistono più metodologie d'esecuzione, in genere, in galleria, s'impiega quasi esclusivamente il sistema monofluido che si articola principalemnte in due fasi [1]:

- fase di perforazione, in cui si inserisce nel terreno una batteria d'aste munita al fondo di un apposito dispositivo d'iniezione, fino ad una profondità non inferiore al diametro della galleria;
- fase di estrazione, in cui viene appunto estratta la batteria d'aste, con velocità di risalita programmate e contemporaneamente si effettua l'iniezione della miscela.

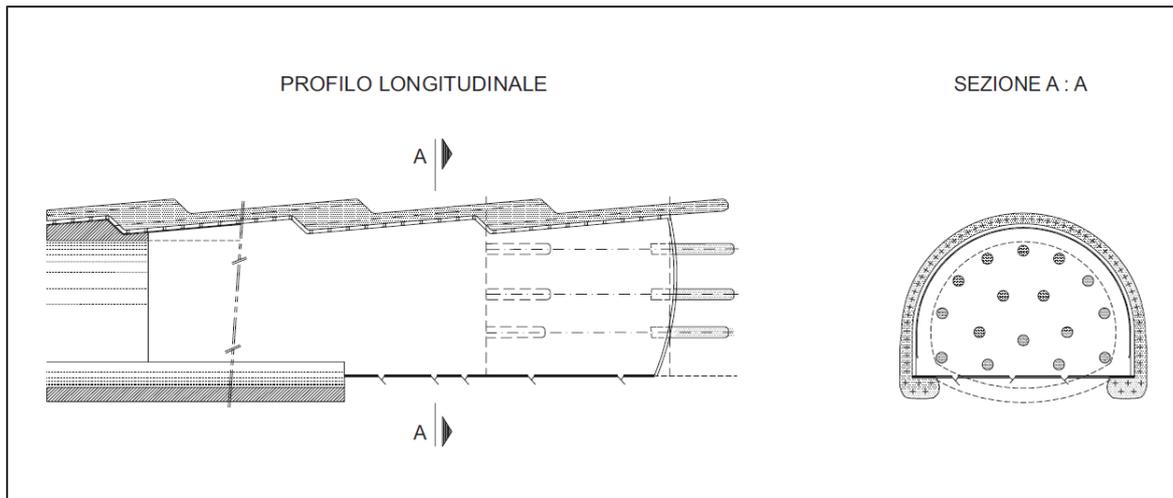


Figura 1.23: Precontenimento del cavo mediante ombrelli tronco-conici (Lunardi, 2006)

Il jet-grouting è una tecnica molto flessibile, infatti ad oggi, con il jet-grouting si possono realizzare colonne verticali, inclinate ed anche orizzontali. In particolare, sono proprio queste ultime hanno permesso di superare tutte le difficoltà connesse con l'avanzamento di una galleria in terreni privi di coesione. In galleria, in generale il jet-grouting viene applicato in sub-orizzontale realizzando il famoso trattamento “a ombrello tronco-conico” (Figura 1.23). Gli ombrelli tronco-conici sono costituiti da una serie di colonne sub-orizzontali di terreno consolidato, accostate e parzialmente compenstrate. Sono realizzati in avanzamento al contorno del futuro scavo in modo da costituire una prevolta resistente capace di produrre un'efficace azione di precontenimento sull'ammasso al contorno della futura cavità (effetto arco artificiale) [1].

La deviazione delle tensioni prodotta dalla presenza, oltre il fronte, di un arco resistente artificiale (guscio di terreno consolidato), consente infatti di alleggerire e proteggere il nucleo-fronte e di evitare, o almeno limitare, il detensionamento dell'ammasso a seguito dello scavo. Si tratta, dunque, di un intervento conservativo, perché impedisce l'annullamento della tensione principale minore σ_3 .

Il campo d'applicabilità di questa tecnologia si estende sia agli ammassi di natura incoerente sia ai terreni coesivi caratterizzati da valori di resistenza al taglio, tali da renderli attaccabili dal getto ad altissima pressione (jet-grouting). È possibile, quindi, applicarla a formazioni anche eterogenee, ottenendo risultati sufficientemente uniformi [1].

Come le precedenti tecnologie anch'essa può essere operata in combinazione con altri interventi di consolidamento.

1.2.2.2.4 Arco cellulare

L'arco cellulare è una tecnologia costruttiva particolarmente adatta per essere impiegata nella realizzazione di gallerie di grande luce in ambiente urbano, quando le situazioni geotecniche e tenso-deformative da affrontare, a fronte delle ridotte coperture e della necessità di rendere trascurabili le ripercussioni dei lavori di scavo sulle costruzioni e le attività in superficie, non sono compatibili con l'utilizzazione di tecnologie d'attacco più tradizionali o le rendono meno affidabili e competitive.

Si tratta di una struttura composita (Figura 1.24), assimilabile ad un graticcio a sezione semicircolare i cui elementi longitudinali (celle) sono costituiti da tubi di c.a. resi collaboranti da una serie di grosse centine trasversali (archi). Dagli studi effettuati per definirne i limiti di applicabilità risulta che attraverso il suo impiego sarebbe possibile realizzare a foro cieco cavità corticali fino ad oltre a 60 m di diametro, senza causare cedimenti apprezzabili in superficie anche in terreni sciolti e sotto falda [1].

La caratteristica che rende l'arco cellulare vantaggioso rispetto alle tecniche costruttive tradizionali è il modo in cui viene regolato il passaggio dalla condizione di equilibrio iniziale del terreno, ancora indisturbato, a quella di equilibrio finale dello stesso, a galleria finita, tale da evitare l'insorgere di decompressioni nel materiale e quindi di cedimenti in superficie.

Lo scavo della galleria finale, infatti, viene eseguito solo quando la struttura portante, notevolmente rigida, è già completamente realizzata e in grado di fornire al terreno, senza subire deformazioni apprezzabili, l'indispensabile confinamento.

La realizzazione pratica dell'arco cellulare prevede cinque fasi principali:

1. scavo delle gallerie laterali e getto dei piedritti del rivestimento della galleria definitiva;
2. in un cantiere superiore completamente indipendente, infissione da una camera di spinta di tubi accostati di c.a. (diametro circa 2 m), in corrispondenza al profilo di calotta della futura galleria (minitunnel);
3. scavo, a partire dai minitunnel, di gallerie trasversali opportunamente intervallate, da utilizzare come casseforme per il getto degli archi di collegamento in c.a.; quindi posa dell'armatura e getto degli archi e delle celle;
4. scavo del terreno all'interno della sezione della galleria di stazione sotto la protezione dell'arco cellulare già praticamente attivo;
5. getto a campioni dell'arco rovescio.

In tal modo si forma, ancor prima di scavare la galleria, un graticcio semi-cilindrico di c.a., composto da archi e celle, capace di garantire la perfetta canalizzazione delle tensioni al contorno del cavo, generando artificialmente l'effetto arco, indispensabile per la stabilità a breve e a lungo termine dell'opera da costruire [1].

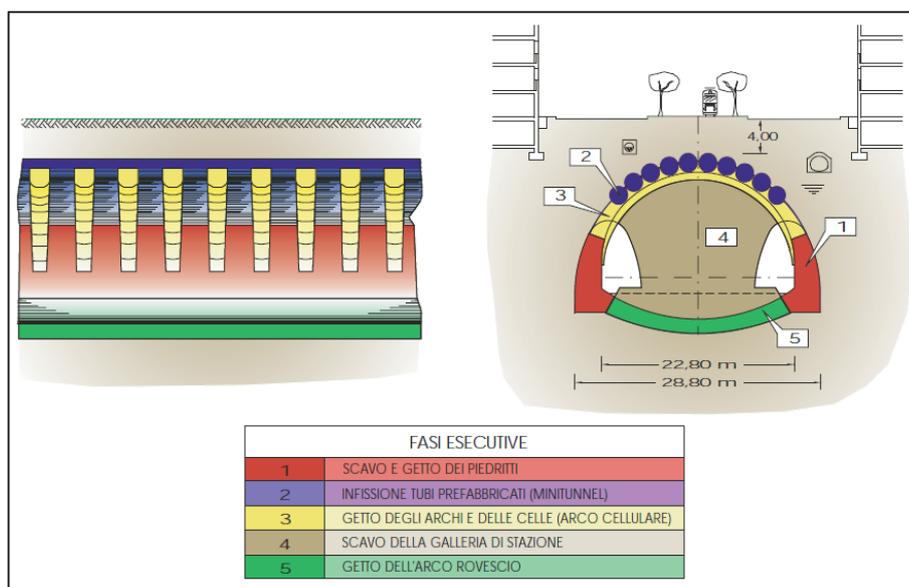


Figura 1.24: Fasi costruttive dell'arco cellulare (Lunardi, 2006)

Questa tecnologia valse all'Ing. Pietro Lunardi, la nomina nel 1990 di "uomo dell'anno nel campo delle costruzioni". La tecnica fu attuata per la prima volta con molto successo per lo scavo della Stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano (30 m di diametro di scavo con soli 4 m di copertura sotto antichi palazzi settecenteschi), nonostante le difficili condizioni del terreno [1].

1.2.2.2.5 Protesi per gallerie

La tecnologia delle "protesi" nasce dalla necessità di dover realizzare delle gallerie in condizioni di coperture molto ridotte tali per cui il progetto prevedeva la realizzazione di lunghi tratti in artificiale. Lo scavo di una galleria in artificiale comporta, però, la necessità di eseguire incisioni profonde nei versanti da attraversare, ponendo seri problemi di:

- stabilità dei versanti stessi;
- sistemazione degli ingenti volumi di materiale scavato;
- risoluzione delle interferenze con le preesistenze in superficie;
- vulnerabilità dell'opera in caso di sisma;
- impatto ambientale e paesaggistico;

D'altra parte, l'alternativa era quella di consolidare il terreno al contorno del cavo, prima di iniziare lo scavo della galleria in naturale in modo da conferirgli le caratteristiche di resistenza indispensabili a realizzare l'effetto arco. Queste considerazioni indussero a studiare una soluzione alternativa, che permettesse in qualche modo di realizzare le gallerie interamente in naturale, by-passando così tutte le problematiche che avrebbe comportato l'esecuzione tout-court del progetto esecutivo originario di tipo tradizionale. Da qui, l'idea delle protesi [1].

Le "protesi" sono una particolare tecnologia costruttiva con la quale si ripara all'insufficiente copertura di terreno esistente sulla calotta della futura galleria costituendola con lo stesso materiale in posto, dopo averlo adeguatamente trattato.

Dopo aver sbancato l'eventuale coltre di materiale presente sulla galleria da realizzare (seguendone il profilo di calotta sino a raggiungere la quota d'imposta delle reni, come indicato in Figura 1.25), si consolida, se necessario, il terreno su cui poggerà la futura protesi; quindi, si getta sul fondo dello scavo un manto di spritz-beton di circa 10 cm di spessore, armato con rete elettrosaldata [1].

Esso ha una duplice funzione di:

- profilatura del futuro scavo;
- ripartizione dei carichi che graveranno sulla calotta.

Se la copertura è sin dall'inizio totalmente inesistente, il profilo di calotta viene sagomato aggiungendo, ove necessario, terreno trattato; quindi, si getta come sotto illustrato il manto di spritz-beton armato con rete elettrosaldata.

A questo punto si esegue il rinterro dello sbancamento, per strati di 30 cm, con terreno stabilizzato a calce (o con altro sistema idoneo per aumentarne in posto le caratteristiche di resistenza) sino a formare, sulla calotta della futura galleria, uno spessore di dimensioni adeguate (3 ÷ 4 m circa). Può iniziare, a questo punto, la realizzazione a foro cieco della galleria [1]. La Figura 1.25 riassume graficamente le diverse fasi esecutive della metodologia.

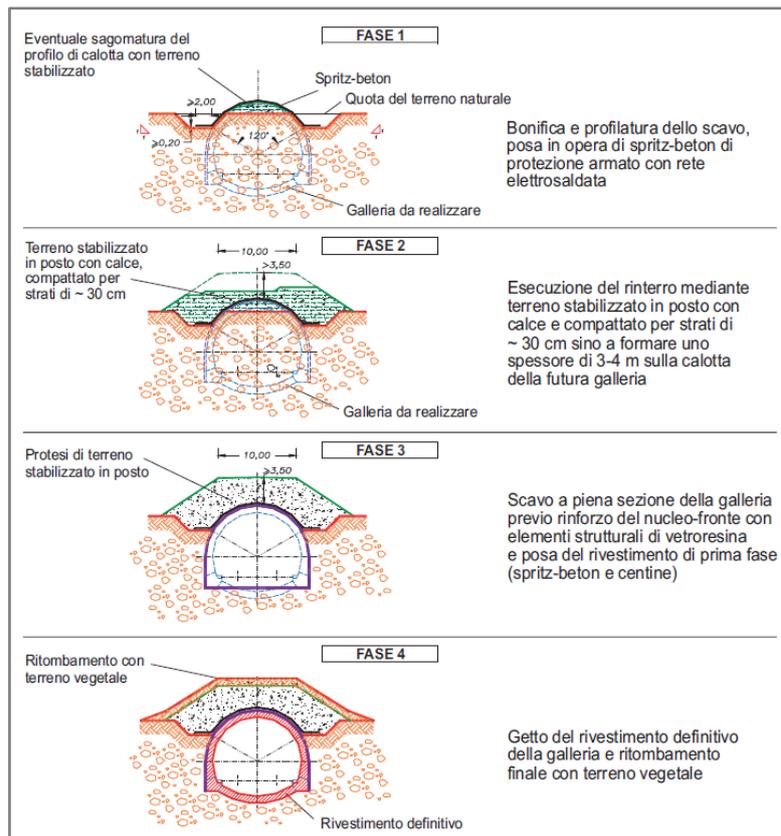


Figura 1.25: Fasi esecutive delle protesi (Lunardi, 2006)

1.2.2.2.6 Ombrelli tronco-conici di terreno consolidato mediante iniezioni tradizionali

L'avanzamento previa realizzazione di ombrelli tronco-conici di terreno consolidato mediante iniezioni tradizionali prevede di alternare lo scavo d'avanzamento a una fase di consolidamento, durante la quale il terreno in una fascia più o meno spessa al contorno del futuro cavo, unitamente se necessario a quello costituente il nucleo-fronte, viene iniettato con miscele chimiche o cementizie a bassa-media pressione. Si realizza in tal modo un arco portante di terreno consolidato e di ridotta permeabilità, con caratteristiche geomeccaniche migliori di quelle naturali, che limita il decadimento della tensione di confinamento σ_3 e al contempo facilita la canalizzazione delle tensioni al contorno del cavo e la formazione dell'effetto arco artificiale in posizione prossima al profilo dello scavo.

In condizioni tenso-deformative molto difficili (ridotta copertura, gallerie di grande diametro ecc.) l'intervento con iniezioni tradizionali deve essere esteso anche al terreno costituente il nucleo-fronte e può essere eseguito, da un cunicolo pilota o anche dall'esterno (Figura 1.26) [1].

Si tratta quindi di un intervento che produce un'azione sia migliorativa sia conservativa, permettendo di conseguire notevoli vantaggi sia dal punto di vista operativo (impermeabilizzazione del cavo, sicurezza del cantiere) sia dal punto di vista statico (riduzione delle pressioni sui rivestimenti).

Le iniezioni tradizionali si applicano soprattutto agli scavi in terreni di natura incoerente o semicoerente, anche in presenza di falda, sufficientemente omogenei e permeabili per garantire l'uniforme diffusione della miscela legante [1].

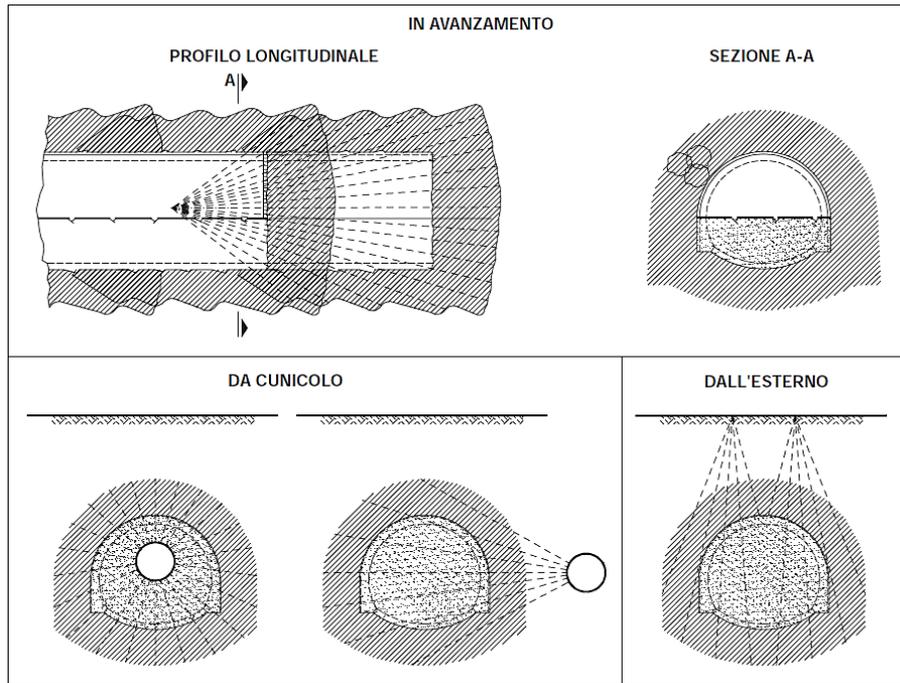


Figura 1.26: Precontenimento del cavo mediante ombrelli tronco-conici di terreno consolidato con iniezioni tradizionali (Lunardi, 2006)

1.2.2.2.7 Ombrelli tronco-conici di drenaggi

Sotto falda, laddove il progettista ritenga opportuno operare un avanzamento in condizioni idrodinamiche, la creazione di ombrelli tronco-conici di drenaggi realizza al contorno del cavo una zona a elevata permeabilità, che determina l'abbattimento parziale o totale del livello della falda e, di conseguenza, del gradiente idraulico.

Si migliorano così anche le caratteristiche di resistenza e deformabilità naturali del nucleo d'avanzamento, in modo tale che sia in grado di esercitare un'apprezzabile azione di precontenimento del cavo.

Si riducono così sensibilmente anche le pressioni idrauliche che agiranno sui rivestimenti.

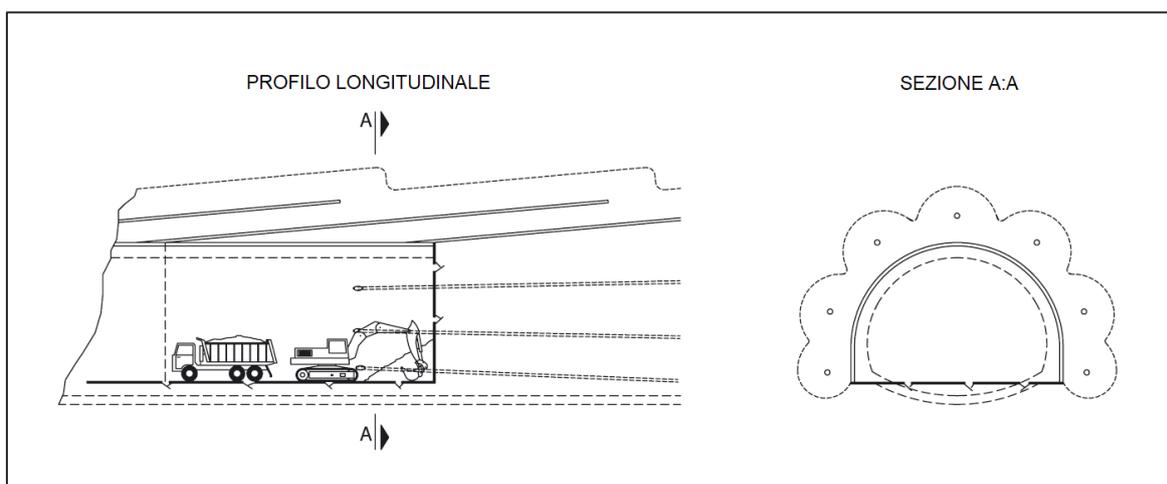


Figura 1.27: Precontenimento del cavo mediante ombrelli tronco-conici di drenaggi in avanzamento (Lunardi, 2006)

Poiché, dal punto di vista geomeccanico, la resistenza al taglio del materiale è negativamente influenzata dalla presenza di pressioni neutre all'interno dei pori e delle discontinuità, i drenaggi, abbattendo dette pressioni neutre, contribuiscono a migliorarla in maniera sensibile [1].

Affinché questo effetto migliorativo riguardi una certa fascia d'ammasso al contorno della galleria e tutto il terreno costituente il nucleo d'avanzamento, i drenaggi devono essere lanciati oltre il fronte di scavo secondo una geometria a "ombrello" tronco-conico e posizionati sempre all'esterno del nucleo-fronte (Figura 1.27). Solo così è possibile evitare che all'interno di quest'ultimo si producano effetti di trascinamento, connessi ai moti di filtrazione, nocivi per la sua stabilità. La lunghezza dei dreni da utilizzare dipende dal diametro di scavo, dalla permeabilità dell'ammasso e dalle caratteristiche della falda che grava sulla galleria, ed è condizionata dal tipo di macchine operatrici a disposizione.

1.2.2.3 Interventi di contenimento del cavo

1.2.2.3.1 Bullonatura radiale

Una possibile azione di contenimento del cavo può essere ottenuta realizzando un intervento di bullonatura radiale realizzata mediante una serie di bulloni ad ancoraggio puntuale (Figura 1.28) che applicano, sul paramento della galleria, una pressione di contenimento attiva (cioè non conseguente alle deformazioni dell'ammasso al contorno del cavo) di entità determinata dalla pretensione con cui vengono tesi i bulloni (azione conservativa). Dal punto di vista statico, questo tipo d'intervento ha la funzione di evitare il distacco gravitativo di blocchi rocciosi potenzialmente instabili. Perciò si applica normalmente in ammassi a comportamento lapideo, poco fratturati e di buone caratteristiche geomeccaniche. Infatti, in questi casi molto raramente è necessario il rivestimento delle pareti del foro [1].

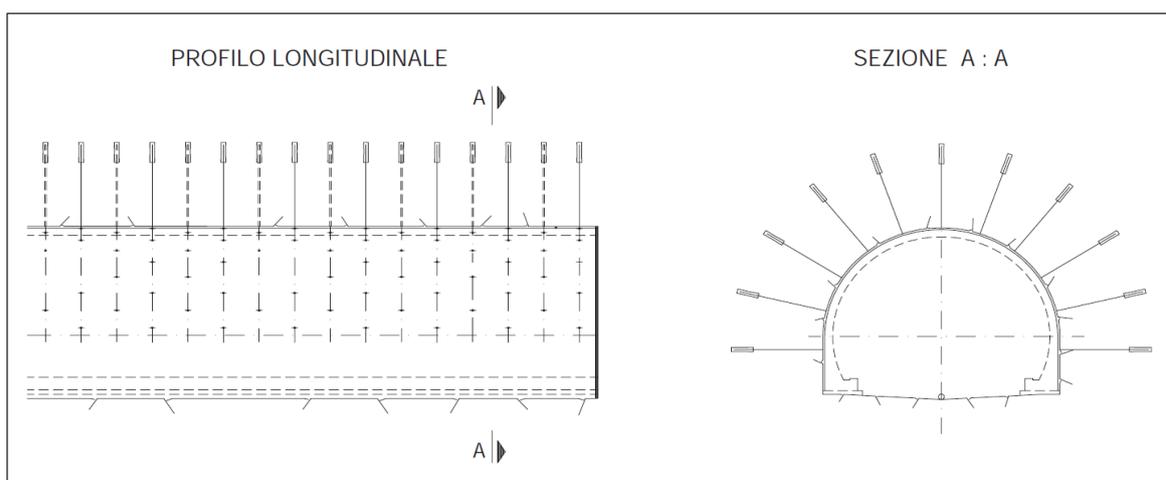


Figura 1.28: Contenimento del cavo mediante bullonatura radiale (Lunardi, 2006)

1.2.2.3.2 Guscio di spritz beton di prima fase

Il guscio di spritz-beton di 1a fase (Figura 1.29), sia esso armato con centine e/o rete elettrosaldata sia esso fibrorinforzato con speciali aghi d'acciaio mescolati alla miscela di betoncino, è in grado di sviluppare buoni valori di pressione di contenimento entro poche ore dalla messa in opera (Figura 1.30), svolgendo, nei riguardi del mezzo, un'azione essenzialmente conservativa. Dal punto di vista statico è molto efficace per assicurare all'opera in fase costruttiva un coefficiente di sicurezza adeguato. Dal punto di vista operativo, la posa in opera dello spritz-beton usualmente avviene per via umida, molto più efficiente e affidabile del sistema a secco. Inoltre, grazie alla modalità e la facilità di messa in opera fanno dello spritz-beton lo strumento di rivestimento ideale per regolarizzare la superficie dello scavo laddove, accidentalmente, si siano verificati dei fuori sagoma [1].

Il suo campo di applicabilità comprende praticamente tutte le possibili situazioni:

- in ammassi a comportamento lapideo (nucleo-fronte stabile), esso svolge funzioni di riempimento delle fessure e di protezione da eventuali distacchi gravitativi;
- in ammassi a comportamento coesivo (nucleo-fronte stabile a breve termine), costituisce una struttura assai resistente e allo stesso tempo abbastanza deformabile, capace d'incassare senza collassare le deformazioni del terreno al contorno della cavità;
- in ammassi a comportamento sciolto (nucleo-fronte instabile), esso è complementare all'esecuzione degli interventi di precontenimento del cavo (pretaglio meccanico, preconsolidamento del nucleo-fronte mediante elementi strutturali di vetroresina ecc.).

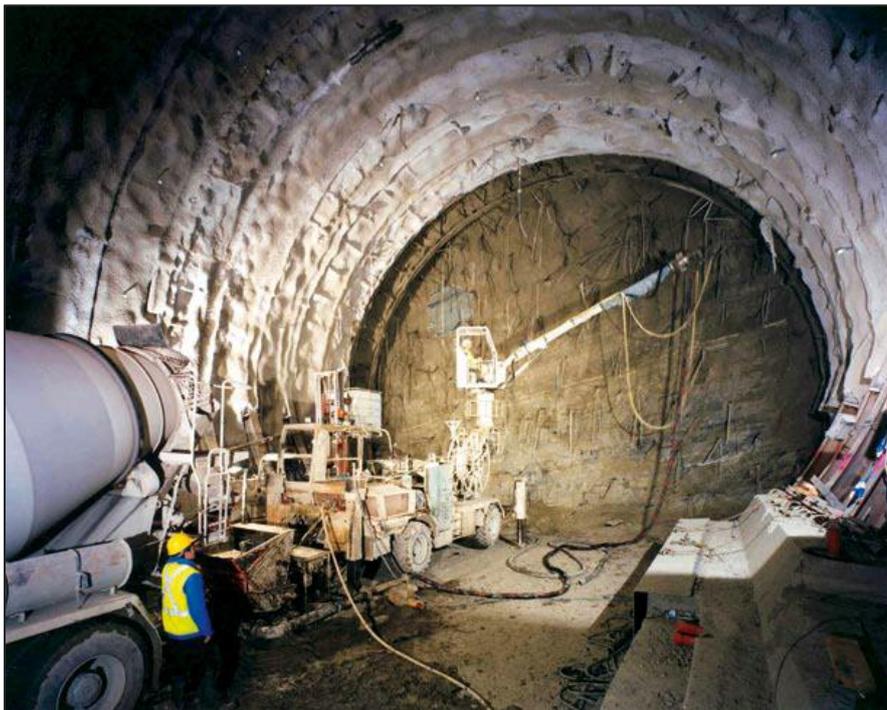


Figura 1.29: Contenimento del cavo mediante guscio di spritz-beton di 1a fase: esecuzione del guscio (TGV Méditerranée Lione-Marsiglia, galleria Tartaignuille, anno 1997, terreno: argilla, copertura max: ~ 110 m) (Lunardi, 2006)

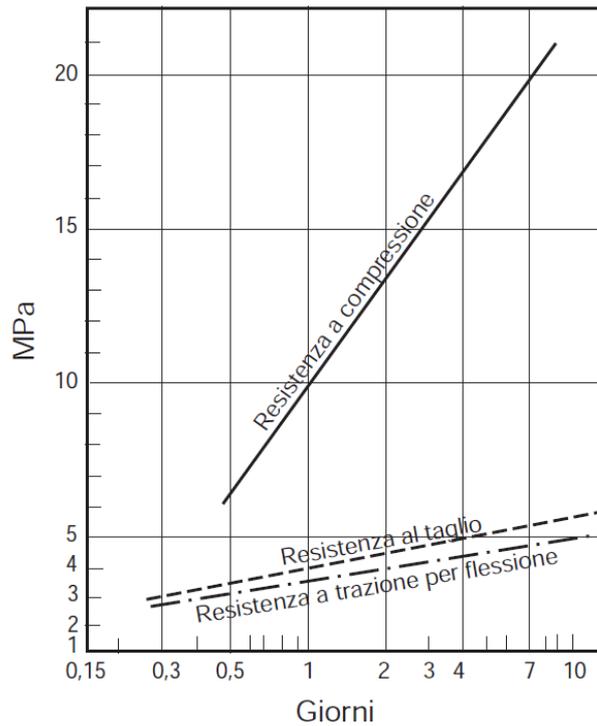


Figura 1.30: Variazione della resistenza dello spritz-beton nel tempo (Lunardi, 2006)

1.2.2.3.3 Arco rovescio

La realizzazione dell'arco rovescio (in conglomerato cementizio semplice o armato) va a completare il rivestimento della galleria, creando una struttura chiusa capace di sviluppare notevoli pressioni di confinamento.

Ha dunque una funzione strutturale importante, e viene utilizzato ogni qualvolta siano richieste pressioni di stabilizzazione di notevole entità. Questo si verifica generalmente in ammassi a comportamento di tipo coesivo o sciolto. In questi casi è importante che il getto avvenga a distanza molto ridotta dal nucleo-fronte, in modo che, mettendo a frutto l'effetto arco prodotto da questo, l'arco rovescio diventi staticamente attivo prima che la tensione principale minore, entro l'ammasso, si annulli completamente. Infatti, peggiore è la risposta deformativa del terreno allo scavo, più il getto dell'arco rovescio deve essere prossimo al fronte.

Nel caso di terreni a comportamento lapideo, l'arco rovescio non ha funzione strutturale e può essere realizzato senza problemi anche lontano dal fronte. Nelle zone limitrofe agli imbocchi, nei tratti di galleria artificiale, in zone di faglia e in zona sismica, per l'arco rovescio deve essere prevista un'adeguata armatura.

La forma e lo spessore dell'arco rovescio sono stabiliti in fase di terapia, in funzione della sezione tipo adottata [1].



Figura 1.31: Armatura dell'arco rovescio (galleria Tartaignille) (Lunardi, 2006)

1.2.2.3.4 Scudi aperti

Gli scudi aperti sono costituiti da tre parti principali:

- la visiera di taglio, costituente la parte frontale dello scudo, che dovendo resistere alle ingenti sollecitazioni dovute all'avanzamento è di struttura particolarmente robusta, opportunamente rivestita con piastre antiusura;
- un corpo cilindrico aperto, in acciaio, equipaggiato con un sistema idraulico di spinta che generalmente permette la sua movimentazione utilizzando come appoggio l'ultimo anello di rivestimento messo in opera (la spinta richiesta è dell'ordine di 70 t per metro quadrato di sezione da scavare e varia in funzione della geometria della galleria e del tipo di terreno in gioco);
- la coda, cioè la parte terminale dello scudo, all'interno della quale gli operatori, utilizzando un erettore, possono mettere in opera il rivestimento della galleria, generalmente costituito da conci prefabbricati di calcestruzzo o d'acciaio, in condizioni di sicurezza.

Lo scavo viene eseguito operando dall'interno dello scudo e può essere manuale o meccanico, utilizzando, in funzione del tipo di terreno da attaccare, bracci fresanti o escavatori. Per queste loro caratteristiche, gli scudi aperti producono un'efficace azione di contenimento radiale durante le operazioni di scavo ma, benché siano sempre a stretto contatto del fronte di scavo, non sono in grado di contribuire alla regimazione del fenomeno di estrusione del nucleo perché non esercitano alcuna azione di precontenimento, né di contenimento longitudinale [1].

1.2.2.3.5 Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo (o di 2a fase) si realizza col getto, attraverso l'impiego di adatte casseforme, di un certo spessore di conglomerato cementizio, semplice o armato, a ridosso delle pareti del rivestimento di prima fase. In alternativa, può essere realizzato anche mediante la posa in opera di conci prefabbricati, di c.a. o c.a.p..

Il tipo e lo spessore del rivestimento, nonché la classe del calcestruzzo da impiegare, sono prestabiliti in sede di progettazione, in funzione della sezione tipo adottata.

In presenza d'acqua, al fine di garantire al rivestimento un'adeguata durabilità, è indispensabile prevedere la presenza d'un manto impermeabilizzante ancorato al rivestimento di 1a fase e attuare appropriati sistemi di captazione delle acque e di drenaggio [1].

1.2.3 La fase di verifica

Una volta superato il momento della progettazione, con l'inizio dei lavori di scavo inizia, momento delle operazioni di verifica dei fenomeni deformativi, che potranno prodursi in superficie, lungo il tracciato della galleria e all'interno della cavità, in corrispondenza del fronte e delle pareti di scavo. Quanto più saranno sistematici e accurati questi controlli, tanto più affidabili risulteranno le informazioni per il progettista. È bene comunque ricordare quanto sia importante in questa fase saper interpretare correttamente i risultati forniti dai controlli, perché è proprio da una corretta interpretazione che deriva la messa a punto del progetto in corso d'opera. [18]. Questo determina la necessità di predisporre e attivare fin dai primi momenti della costruzione, un accurato programma di monitoraggio della risposta deformativa, sia in corso d'opera che in fase di esercizio.

Il sistema di monitoraggio permetterà infatti di controllare la compatibilità di queste deformazioni e degli spostamenti con le strutture in superficie, verificare la validità delle ipotesi fatte in fase di progetto e assicurare che l'opera sia in grado di mantenere le sue funzioni nel tempo.

Nella fase realizzativa il piano di monitoraggio deve essere completato con la definizione di: procedure di installazione degli strumenti, procedure di misura, acquisizione e trasferimento dei dati, procedure di controllo dei dati, ruoli e responsabilità nella gestione dei dati dall'acquisizione all'interpretazione [3].

Capitolo 2

2 Stabilità del fronte di scavo

Con il termine *stabilità* nel caso delle gallerie si intende la risposta dell'ammasso roccioso che circonda la cavità una volta che viene realizzato lo scavo [5]. La valutazione di questa stabilità è mirata alla verifica di possibili stati di instabilità con sviluppo di meccanismi di collasso o deformazioni e spostamenti elevati sul fronte e al contorno dello scavo [3].

La conoscenza del comportamento del terreno nelle vicinanze del fronte di scavo resta quindi uno dei temi più importanti nella costruzione di una galleria, specialmente quando si tratta di tunnel poco profondi ed in terreni difficili. È infatti qui che si verificano i maggiori problemi di stabilità perché la posa in opera delle strutture di stabilizzazione avviene quando si è già verificata una certa quota di deformazione [5].

E partendo proprio da questa considerazione che quindi la stabilità del fronte diventa il centro del criterio di progetto di uno scavo col metodo ADECO-RS. La caratterizzazione primaria dello scavo diventa la "categoria" del fronte (A: stabile, B: stabile a breve termine, C: instabile) (cfr. §1.2.1.2) e di conseguenza tutti gli interventi della fase di terapia partono da questa classificazione [19].

La previsione del comportamento al fronte può essere condotta con metodi analitici o empirici. Essendo il problema molto complesso, può essere affrontato in maniera rigorosa, solo ricorrendo alla modellazione numerica tridimensionale. Tuttavia, nella pratica si preferisce ricondurre il problema allo studio di modelli equivalenti più semplici in condizioni di deformazione piana che consentono di ottenere una risposta in tempi più rapidi. In quest'ottica il problema viene schematizzato considerando una galleria con una sezione circolare, scavata in un terreno omogeneo e isotropo con una pressione di stabilizzazione s applicata al fronte (Figura 2.1). Questa pressione corrisponde a quella esercitata dal fango bentonitico o dall'aria compressa nel caso di scavo meccanizzato oppure quella esercitata dagli interventi di preconsolidamento nel caso di scavo tradizionale.

Considerando invece un approccio analitico, il problema prevede l'utilizzo di soluzioni basate sui metodi dell'equilibrio limite che permettono di determinare un limite superiore e un limite inferiore del carico di collasso. In letteratura diversi autori hanno descritto il problema. Saranno presi in esame e verranno studiati separatamente i casi di terreni coesivi e terreni dotati di attrito, in condizioni drenate e condizioni non drenate, in quanto i parametri che regolano il comportamento del mezzo nei due casi sono differenti. Nei paragrafi che seguono si farà un accenno ai modelli analitici più significativi e vedremo l'applicazione dei metodi numerici di analisi alla soluzione del nostro problema.

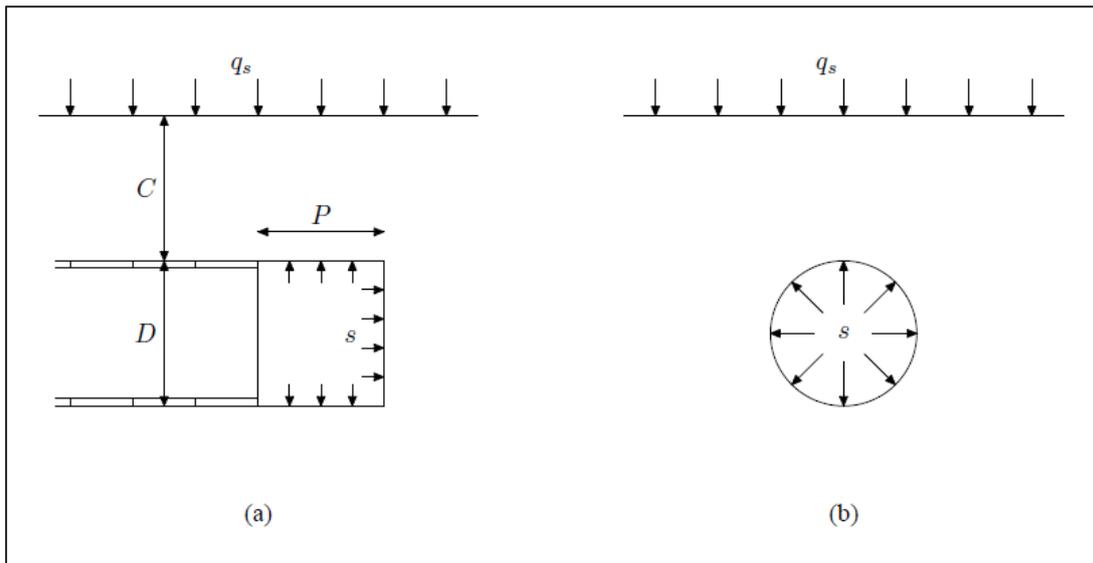


Figura 2.1: Schematizzazione del fronte di scavo di una galleria circolare (Davis et al., 1980)

2.1 Metodi dell'equilibrio limite

2.1.1 Stabilità in condizioni non drenate

Le analisi di stabilità del fronte, nel caso in cui la galleria sia scavata in terreni coesivi, possono essere condotte in condizioni non drenate o in condizioni drenate. In generale, può essere opportuno considerare l'ipotesi di condizioni drenate quando la permeabilità del terreno k risulta inferiore a $10^{-6} \div 10^{-7}$ m/s e la velocità di avanzamento inferiore a 1 m/ora. Per permeabilità inferiori e per velocità di avanzamento superiori a questi, le analisi possono essere condotte in condizioni non drenate [3] [5]. In questo caso l'analisi viene condotta in termini di tensioni totali ed il parametro che caratterizza il comportamento del mezzo sarà la resistenza a taglio non drenata (c_u), supposta costante con la profondità. Essendo il collasso del fronte di scavo un fenomeno provvisorio, occorre stabilire una pressione interna minima σ_t che assicuri la stabilità con un adeguato margine di sicurezza.

Al di là delle soluzioni teoriche del limite inferiore e superiore riportate in letteratura, il problema viene studiato da molti altri autori partendo dal rapporto di stabilità N proposto da Broms e Bennermark (1967) [20] i quali derivano una relazione che descrive la stabilità delle aperture verticali non sostenute in un materiale coesivo non drenato [5] [21]:

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma \cdot z - \sigma_t}{c_u}$$

$$\sigma_t = \sigma_s + Q_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} + Q_c \cdot c_u$$

dove: la profondità z (con riferimento alla Figura 2.1) risulta pari a $C+D/2$, σ_s è un eventuale sovraccarico uniformemente distribuito in superficie ed i termini Q_γ e Q_c (il primo positivo ed il secondo negativo) sono funzioni del rapporto H/r (dove r è il raggio dello scavo) e si calcolano con le seguenti formule:

$$Q_\gamma = \frac{2 \cdot C + D}{D}$$

$$Q_c = -2 \cdot \ln \frac{2 \cdot C + D}{D}$$

(Sloan e Assadi, 1993) [22]

Da osservazioni di crolli in sito e da prove di estrusione in laboratorio, Broms e Bennermark trovano che il valore del rapporto di stabilità N , affinché si manifesti il collasso è circa pari a 6.

Nel 1980 Davis et al. [23] studiano la stabilità di una galleria idealizzata a sezione circolare ed introducono la distanza P tra il fronte e il rivestimento (indicata in Figura 2.1). Usano l'apertura verticale come presentata da Broms & Bennermark come uno dei tre casi limite per la loro analisi di stabilità. Essi hanno derivato inoltre soluzioni basate sui limiti superiore e inferiore per la stabilità della stessa galleria assumendo un andamento costante con la profondità della resistenza a taglio in condizioni non drenate [21] [5]. Le loro soluzioni sono riassunte in Figura 2.2.

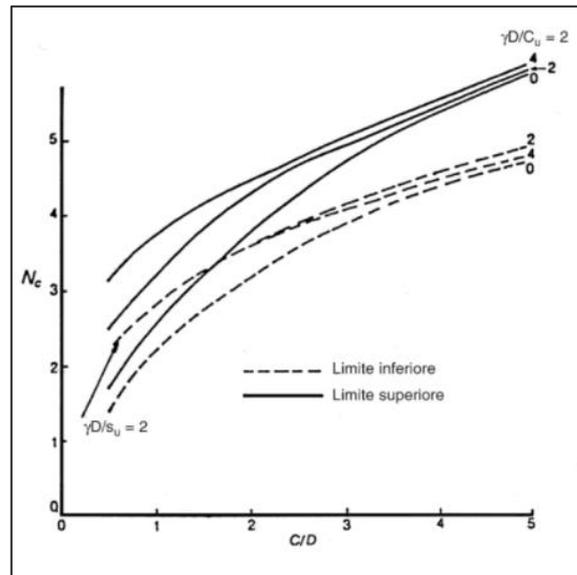


Figura 2.2: Limite superiore e limite inferiore del fattore di stabilità per condizioni di deformazione piana di una galleria circolare (Davis et al., 1980)

2.1.2 Stabilità in condizioni drenate

Per i terreni granulari caratterizzati da coesione c' e angolo di resistenza al taglio φ' (criterio di rottura di Mohr-Coulomb) per valutare la condizione di stabilità del fronte in assenza di falda, si ricorre all'espressione formulata da Leca e Dormieux (1990) [24]:

$$\sigma_t = -c' \cdot \cotg\varphi' + Q_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} + Q_s \cdot (\sigma_s + c' \cdot \cotg\varphi')$$

ricavata considerando i cinematismi tridimensionali per l'innesco dei meccanismi di collasso riportati in Figura 2.3 che coinvolgono volumi instabili di forma conica con sezione trasversale circolare ed apertura pari a $2 \varphi'$.

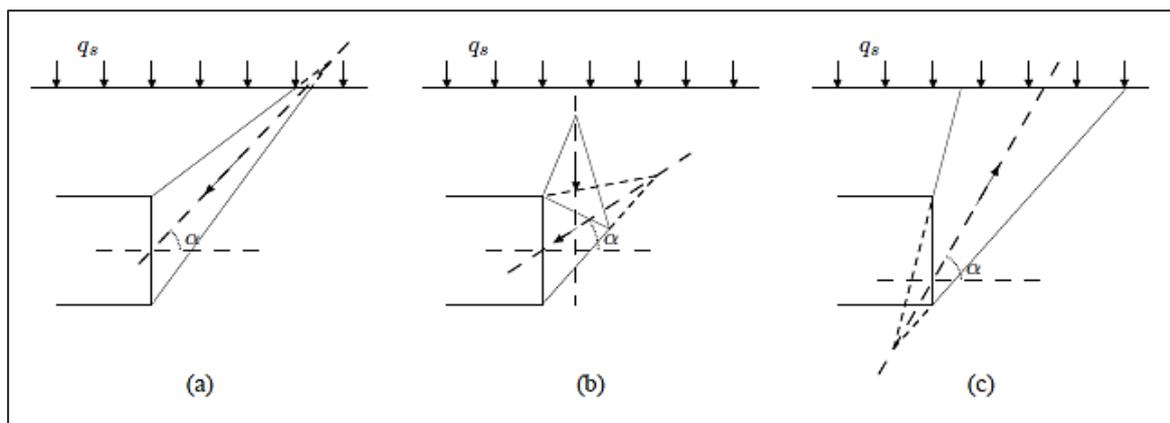


Figura 2.3: Meccanismi di rottura possibili per un mezzo con coesione e attrito (Leca e Dormieux, 1990)

I primi due cinematismi rappresentano il collasso classico del fronte, mentre il meccanismo c il “collasso inverso” (“blow out”), cioè il sollevamento verso la superficie di un cono instabile che può manifestarsi in gallerie molto vicine alla superficie quando la pressione del fronte σ_t risulta molto elevata [5]. L’analisi in queste condizioni si pone generalmente nel lungo termine (condizioni drenate) o, ad esempio, nel caso di mezzi argillosi fortemente sovraconsolidati, quando nell’intorno della galleria possono nascere pressioni neutre negative; al tempo stesso è applicabile in mezzi permeabili o quando la presenza di acqua è nulla o trascurabile ai fini dell’analisi.

I risultati dei modelli teorici di Leca e Dormieux sono stati confrontati con i risultati ottenuti da Chambon e Corté (1990) [25] da prove su modelli in centrifuga: ne discende che la teoria proposta può essere ritenuta coerente con le analisi sperimentali. In linea di massima le soluzioni del limite superiore risultano più vicine alla pressione di collasso reale di quanto lo siano i valori del limite inferiore, per cui possono fornire una buona stima della pressione critica al fronte σ_t . Tra i vari risultati ottenuti, è particolarmente interessante quello relativo alla posizione del piano di rottura teorico: nei meccanismi *a* e *b* esso forma un angolo con l’orizzontale superiore rispetto all’angolo di spinta attiva, per cui il volume di materiale interessato dal collasso è relativamente modesto e inferiore a quello interessato per esempio dal fenomeno di rottura per spinta attiva dietro ad un muro di sostegno rigido. Viceversa, col meccanismo *c* è stato ottenuto un angolo di rottura inferiore a quello relativo alla spinta passiva, quindi il volume di terreno coinvolto dall’instabilità è elevato.

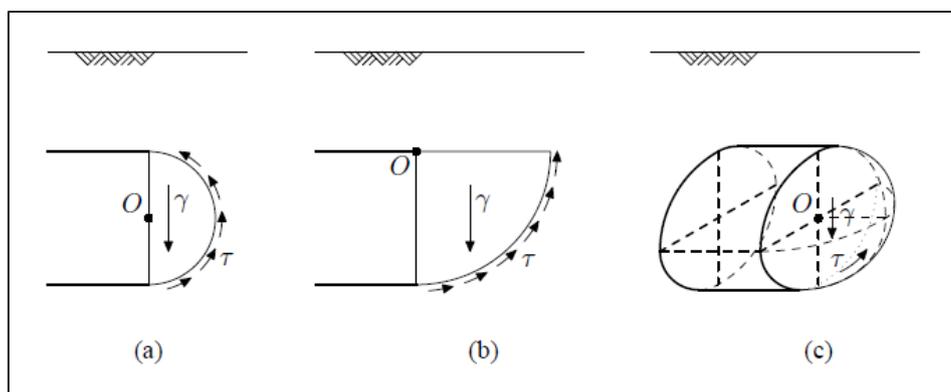


Figura 2.4: Meccanismi di rottura circolari e sferici (Krause, 1987)

Le pressioni minime di sostegno necessarie per un meccanismo di rottura semicircolare e sferico sono state calcolate da Krause [26] nel 1987 mediante un'analisi di equilibrio limite considerando le sollecitazioni di taglio lungo i piani di rottura. Dei tre meccanismi proposti, il quarto di cerchio (Figura 2.4b) porta a determinare sempre la più alta pressione minima di supporto [5] [21]:

$$\sigma_t = \frac{1}{\tan\phi''} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot D \cdot \gamma' - \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot c \right)$$

Come già indicato da Krause, questo cinematisimo non è sempre una rappresentazione realistica. In molti casi il corpo semisferico (Figura 2.4c) sarà una rappresentazione migliore [21]. In questo caso la pressione minima di sostegno è data dall'espressione:

$$\sigma_t = \frac{1}{\tan\phi''} \cdot \left(\frac{1}{9} \cdot D \cdot \gamma' - \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot c \right)$$

Un altro modello di rottura spesso incontrato è il modello a cuneo di Horn (1961), rappresentato da un cuneo scorrevole caricato da un silo di terreno che si estende fino in superficie (Figura 2.5). La pressione verticale che agisce sul cuneo di terreno può essere calcolata attraverso la soluzione di Terzaghi.

Un'implementazione di questo modello è stata pubblicata per la prima volta da Jancsecz & Steiner nel 1994 [27]. Essi hanno presentato i loro risultati sotto forma di un coefficiente di spinta delle terre tridimensionale K_{a3} , rappresentato in Figura 2.6 per diversi valori dello strato di copertura e dell'angolo di resistenza al taglio ϕ [5].

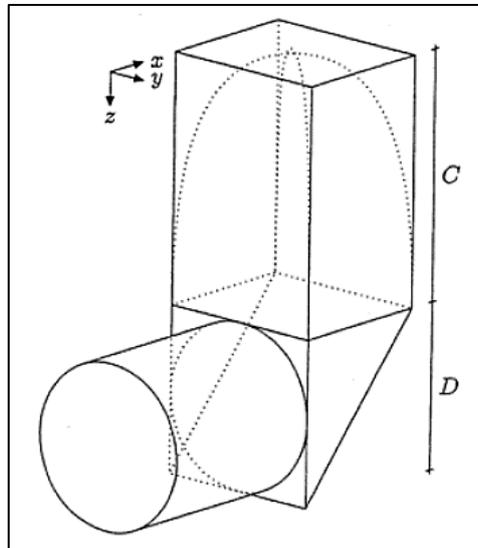


Figura 2.5: Modello tridimensionale di rottura di Horn (1961)

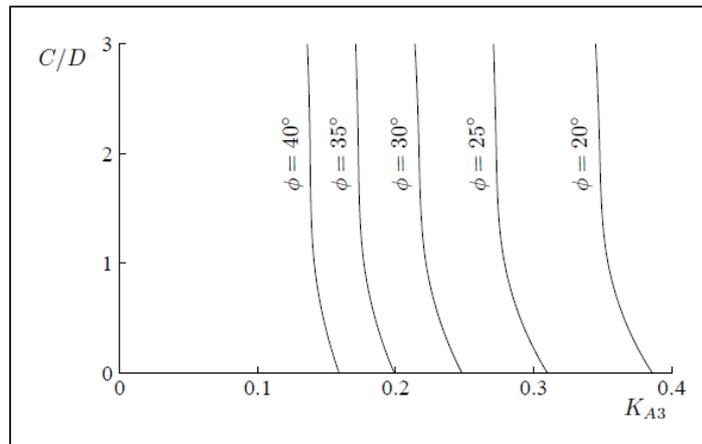


Figura 2.6: Coefficiente di spinta delle terre tridimensionale K_{A3} (Jancsecz & Steiner, 1994)

2.1.3 Stabilità in presenza di falda (Metodo di Tamez)

In condizioni drenate e in presenza di falda l'analisi sulla stabilità può invece essere condotta con il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez & Cornejo (1989) [28].

Questo metodo valuta l'equilibrio limite del terreno potenzialmente instabile al fronte di scavo. A favorire la riduzione di stabilità è l'eventuale innesco di un meccanismo di rottura e la formazione di un "camino" al di sopra della volta della galleria [5]. Questo volume di roccia che agisce sulla volta della galleria sarà quello di un paraboloide definito dalla direttrice mostrata in Figura 2.7 dove:

$$OO' = a + l$$

$$h_1 = \frac{B}{2f}$$

e dalla parabola in Figura 2.8 dove $h_1 = B$.

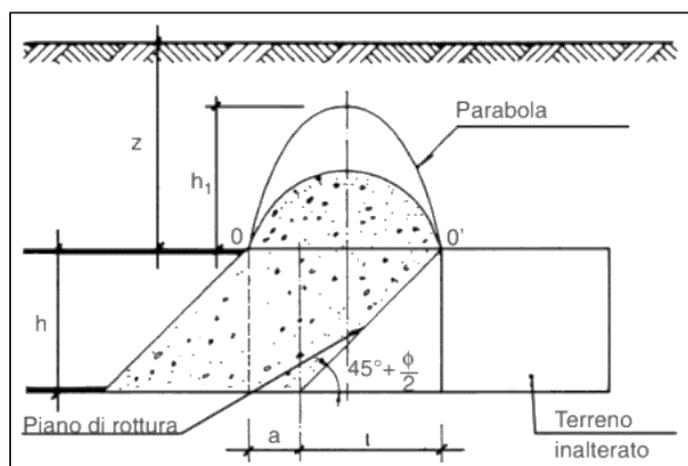


Figura 2.7: Definizione del paraboloide - Direttrice della parabola

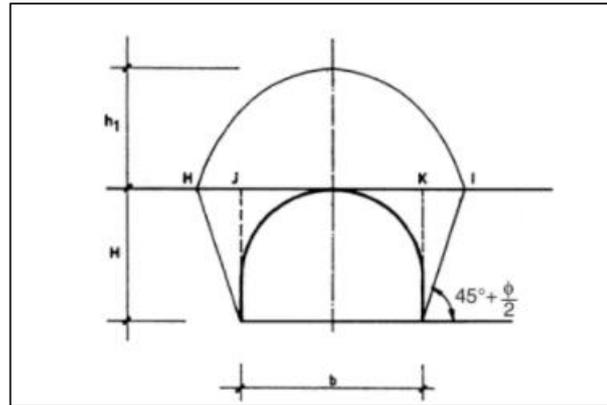


Figura 2.8: Schematizzazione proposta da Tamez - Parabola di Protodyakonov

I parametri che intervengono sono:

- a = sfondo della galleria
- f = fattore di Protodyakonov (per le rocce $f = \sigma_c / 100$, per i terreni $f = \tan(\varphi')$ quando la coesione $c=0$ e $f = c/\sigma_c + \tan(\varphi')$ per terreni con coesione e angolo di resistenza al taglio)
- $l = h \cdot \tan(45^\circ - \varphi'/2)$
- $B = b + 2 \cdot h \cdot \tan(45^\circ - \varphi'/2)$
- b = larghezza della galleria
- h = altezza della galleria
- σ_c = resistenza a compressione monoassiale
- c = coesione
- Z = altezza della copertura

Questo vuol dire che:

$$\begin{aligned} \text{per } h_1 < Z, \quad h_1 &= \frac{B}{2f} \\ \text{per } h_1 > Z, \quad h_1 &= Z \end{aligned}$$

Per semplificare il calcolo Tamez e Cornejo idealizzano il meccanismo di collasso del fronte attraverso 3 differenti prismi di terreno in distacco (indicati con i numeri 1, 2 e 3 in Figura 2.9). Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza globale, denominato FSF (Face Safety Factor) che varia a seconda dei seguenti casi:

- T1: Terreni e rocce tenere considerati come isotropi e omogenei che comprendono i sottocasi:
 - T1-CF: terreni omogenei con coesione e angolo di resistenza al taglio
 - T1-F: terreni granulari senza coesione come sabbia, limo, ghiaia
 - T1-C: terreni omogenei coesivo a grana fine come argilla, argilla limosa e limo sabbioso
- T2: Terreni stratificati e rocce tenere con proprietà di resistenza variabili in funzione della profondità che comprendono:

- T2-CF: terreni con coesione e angolo di resistenza al taglio come la sabbia limosa, la ghiaia limosa, la sabbia argillosa le cui proprietà geomeccaniche variano con la profondità
- T2-C: terreni coesivi stratificati, le cui caratteristiche geomeccaniche variano con la profondità

Nel caso di terreni omogenei con coesione e angolo di resistenza al taglio (CF) il coefficiente di sicurezza è calcolato con la formula che segue:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \left[\frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{K_A}} \cdot \frac{h_1}{h} \right] + \left[\frac{3.4 \cdot c_e'}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{K_A}} \right]}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot Z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot (\gamma \cdot Z \cdot p_E)}$$

Tuttavia, è possibile che la stabilità del prisma n. 3, gravante sulla zona di galleria non ancora sostenuta, sia più critica rispetto all'equilibrio complessivo dei tre prismi che approssimano il paraboloide. Il coefficiente relativo allo scorrimento del solo cuneo 3 è dato dal rapporto tra le forze resistenti e quelle sollecitanti imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale:

$$F_{s3} = \left(\frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot Z - p_E} \right) \cdot \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right)$$

dove con τ_{m2} e τ_{m3} sono indicati i valori medi dello sforzo di taglio agenti sulle facce dei prismi i cui valori sono funzione della profondità della galleria, mentre K_A è il coefficiente di spinta attiva pari a $\tan^2(45^\circ - \varphi'/2)$.

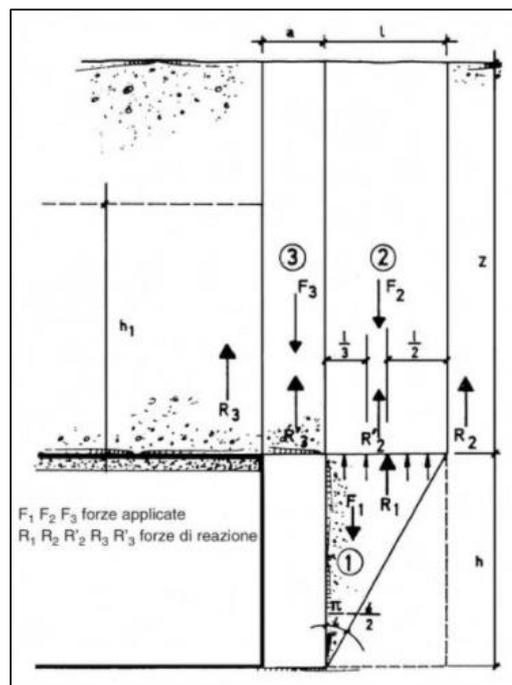


Figura 2.9: Schema di collasso secondo Tamez e Cornejo

Mentre per i terreni senza coesione (F) i coefficienti sono uguali a:

$$FSF = \frac{2 \cdot c_p' \cdot \left[1 + \frac{1}{\left(1 + \frac{a}{h}\right)} \cdot \frac{b}{h} \right] \cdot \frac{h_1}{h} + \left[\frac{3.4 \cdot c_e'}{\left(1 + \frac{a}{h}\right)^2} \right]}{(\gamma \cdot Z) \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot Z \cdot \left(1 + \frac{a}{h}\right)^2} \right]}$$

$$F_{s3} = \left(\frac{2 \cdot c_p'}{\gamma \cdot Z} \right) \cdot \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right)$$

Una volta determinati entrambi i coefficienti di sicurezza sarà sufficiente considerare il minore dei due. Si ritiene accettabile un coefficiente di sicurezza $FSF \geq 1.5$ [19].

2.2 Metodi numerici

Questi approcci sono quindi sempre validi nei casi di basse e alte coperture? No. Le equazioni che stanno alla base di un problema reale sono di solito molto complesse e difficili da risolvere in termini matematici a causa delle forti semplificazioni di base. Va da sé che non è sempre possibile trovare una soluzione analitica in forma chiusa valida per entrambi i casi. Per questo motivo entrano in gioco i modelli numerici tridimensionali che restituiscono risultati di calcolo più affidabili anche nei casi di geometrie complesse permettendo così risparmi negli interventi consolidamento del fronte.

Soprattutto negli ultimi anni l'uso dell'equilibrio limite e dei metodi numerici per i problemi geotecnici, hanno registrato una crescita esponenziale. Questo è dovuto alla grande varietà di software commerciali disponibili sul mercato e alla potenza di calcolo poco costosa. Allo stesso tempo, nonostante i numerosi vantaggi, l'utilizzo di approcci basati sull'equilibrio limite risulta sempre più limitativo per descrivere il comportamento del terreno, specialmente quando il problema in esame aumenta la sua complessità. La modellazione tridimensionale agli elementi finiti o alle differenze finite risulta quindi l'unica strada che dà la possibilità di descrivere il problema in modo più verosimile possibile. Si tratta di soluzioni meno *approssimate*, in quanto i limiti di precisione derivano dai progressi del calcolo scientifico e non da assunzioni geotecniche semplificative [29]. È importante sottolineare che per la maggior parte dei casi gli ammassi rocciosi non si comportano come un "continuo elastico" ma bensì come un mezzo "discontinuo". La capacità di affrontare questo problema rappresenta uno dei più significativi sviluppi della Meccanica delle Rocce [5]. Questi metodi, infatti, ci permettono di modellare l'ammasso come un materiale discontinuo simile quindi alla realtà, esaminando la stabilità delle pareti o della calotta rispetto a possibili meccanismi di distacco di lastre e blocchi di roccia che possono cadere durante lo scavo dell'opera. Inoltre, permettono la determinazione del Fattore di Sicurezza (Factor of Safety) attraverso il metodo di riduzione delle resistenze (Strength Reduction Method).

È una procedura che si sviluppa in due fasi: nella prima il volume di terreno viene rimosso e la galleria inizialmente non rivestita viene lasciata deformare scaricando parte dello stato tensionale iniziale; successivamente si installa il rivestimento e si procede al completamento del rilascio tensionale. Si ha così l'interazione tra terreno e rivestimento.

Questo oggi è il metodo numerico più diffuso per valutare il Fattore di Sicurezza e può essere applicato per una varietà di diverse strutture sia fuori terra che in sotterraneo (pendii, muri di sostegno, gallerie, ecc.).

L'analisi di stabilità presentata in questo lavoro di tesi è stata eseguita utilizzando il codice di calcolo Flac3D vers. 7.0 della ITASCA CONSULTING GROUP, che consente di affrontare problemi di meccanica del continuo determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio tridimensionale implementando il Metodo alle Differenze Finite (FDM: Finite Difference Method).

Le analisi sono svolte su dei modelli creati a partire da una sezione tipo individuata lungo il tracciato della galleria.

2.2.1 Flac 3D

Il codice di calcolo Flac 3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) è codice alle differenze finite che ha come obiettivo quello di risolvere numericamente la risposta di un dato corpo. Nel programma il corpo viene discretizzato attraverso una serie di elementi equivalenti in genere quadrangolari, indicati nel programma come "zone". Ad ognuna di queste zone vengono poi assegnate le proprietà fisiche e meccaniche mediante le quali il programma elabora le condizioni di stabilità. È anche possibile assegnare a elementi diversi comportamenti meccanici differenti. L'insieme di questi elementi forma una griglia che permette di rappresentare la realtà fisica del problema in modo più realistico possibile. I vertici di ogni elemento costituiscono invece i vari nodi della griglia (gridpoints). Per ognuno dei nodi si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e e la risultante delle forze interne F_i in modo da determinare la forza sbilanciata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$). Le forze sbilanciate applicate sui nodi determinano le accelerazioni delle masse, dalle accelerazioni si determinano gli spostamenti incrementali. Questo viene fatto per ogni nodo e allo stesso tempo ogni nodo è indipendente dall'altro. Introducendo le relazioni costitutive è possibile determinare un nuovo sistema di forze dando inizio ad un nuovo passo di calcolo [5] (Figura 2.10). Di seguito si riporta un breve riassunto del metodo.

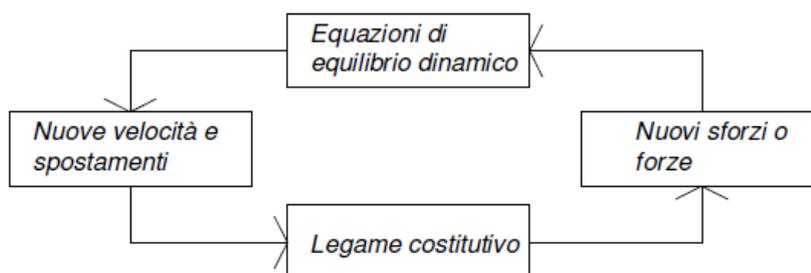


Figura 2.10: Fasi di computazione del codice FLAC

2.2.2 Metodo alle differenze finite

Il Metodo alle Differenze Finite si basa su di un'algebrizzazione dell'equazione del moto di Newton che sappiamo essere uguale a:

$$F = m \cdot a = m \cdot \frac{d\dot{u}}{dt}$$

che nella forma alle differenze finite diventa:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m}$$

e che implica la definizione di un tempo di calcolo detto *timestep* (Δt) che viene associato ad ogni ciclo di calcolo che Flac 3D utilizza per risolvere il sistema di equazioni. Il numero delle equazioni dipende dal numero dei nodi e dai gradi di libertà dell'elemento. Il sistema viene poi risolto utilizzando uno schema di soluzione Lagrangiano "esplicito" che è funzione del tempo (explicit time marking), in grado di modellare anche le geometrie più complesse ed in condizioni di instabilità. Questo significa che gli spostamenti in un corpo soggetto a deformazione variano da punto a punto, di conseguenza la griglia si deforma in modo progressivo nel corso dei vari cicli di calcolo.

Quindi l'idea di base dei metodi alle differenze finite è quella di andare a sostituire ad ogni derivata delle equazioni differenziali che governano il problema, un'espressione algebrica scritta in termini di variabili (ad esempio, sollecitazione o spostamento) [30].

Consideriamo ad esempio una funzione $f(x)$, quello che si fa è andare ad approssimare le derivate con un rapporto incrementale finito del tipo:

$$\frac{df}{dx} = \frac{f_2 - f_1}{\Delta x}$$

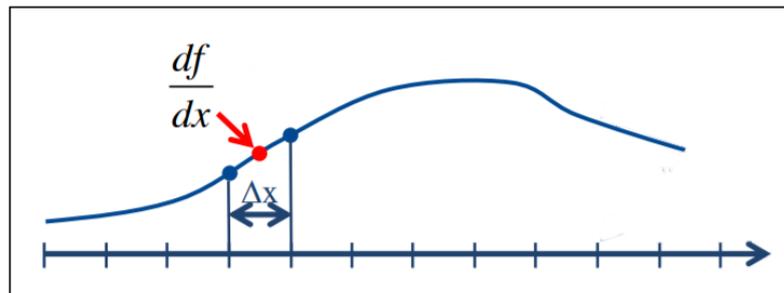


Figura 2.11: Andamento della funzione

Questa relazione dice quindi che la derivata prima di una funzione rispetto ad una variabile indipendente, la possiamo sostituire con il rapporto tra la variazione subita dalla stessa funzione nel passare da un nodo a quello successivo e il corrispondente incremento della variabile indipendente. In questo modo è possibile approssimare qualsiasi equazione differenziale, anche non lineare.

Mentre i programmi alle differenze finite spesso combinano le matrici degli elementi in una grande matrice di rigidità globale, questo non viene fatto con le differenze finite dove le equazioni sono in forma esplicita e non c'è quindi alcuna matrice da invertire. La soluzione si sviluppa esplicitamente nel tempo.

Riassumendo i vantaggi:

- non è necessario alcun processo di iterazione quando si calcolano le sollecitazioni dalle deformazioni in un elemento, anche se la legge costitutiva è non lineare;
- nel metodo implicito ogni elemento comunica con ogni altro elemento durante ogni ciclo di soluzione: sono necessari diversi cicli di iterazione prima di ottenere la compatibilità e l'equilibrio.

mentre l'unico grave svantaggio risulta essere:

- gli intervalli di tempo (*timestep*) sono piccoli; questo significa che sono richiesti un numero elevato di intervalli per arrivare alla soluzione e di conseguenza un notevole costo computazionale.

In generale, i metodi espliciti sono i migliori per i problemi di instabilità fisica non lineare con grandi livelli di deformazione. Non sono invece efficienti per la modellazione di problemi di tipo lineare e con deformazioni minori [30].

Capitolo 3

3 Case history

Quest'ultima parte vede infine descritto il progetto che sta alla base di questo lavoro di tesi. Dopo una prima descrizione dell'opera e del contesto geologico-geotecnico interessato, verranno descritte le fasi che hanno portato alla realizzazione del modello geometrico al fine di utilizzarlo per la modellizzazione tridimensionale alle differenze finite con il codice Flac 3D. Come vedremo è stato realizzato un modello in grado di simulare il comportamento del sistema terreno-galleria che si avvicinasse il più possibile alla realtà. Questo ha permesso di valutare il comportamento del cavo, restituendo i valori degli spostamenti e delle deformazioni attese in fase di scavo e delle sollecitazioni nelle strutture di rivestimento dando la possibilità di valutare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Lo studio su cui si è basato l'intero progetto è la linea ferroviaria ad alta velocità/alta capacità Milano-Genova.

Il progetto fa parte del corridoio Reno-Alpi, che è uno dei corridoi della rete transeuropea dei trasporti (rete centrale TEN-T) che collega le regioni industriali più popolate e importanti d'Europa. Il corridoio Reno-Alpi costituisce una delle rotte merci più trafficate d'Europa, che collega i porti del Mare del Nord di Rotterdam e Anversa al bacino del Mediterraneo a Genova [31]. La linea percorre la tratta Genova-Milano raggiungendo Tortona, e procede lungo la tratta Genova-Alessandria-Torino fino a Novi Ligure, attraversando le province di Genova e Alessandria. La nuova linea sarà collegata a Sud, mediante l'interconnessione di Voltri e il Bivio Fegino, con gli impianti ferroviari del Nodo di Genova e con i bacini portuali di Voltri e del Porto Storico, mentre a Nord con le linee ferroviarie esistenti Genova-Torino e Tortona- Piacenza-Milano [32].

La lunghezza totale della linea è di circa 53 km e prevede 34 km in galleria che si sviluppano nella catena appenninica situata tra Piemonte e Liguria. Lo scavo delle gallerie è realizzato sia con metodo tradizionale che meccanizzato mediante TBM. La costruzione è iniziata nell'aprile 2012 e dovrà essere completato entro il 2021. Più del 60 % degli scavi saranno realizzati nel complesso litostratigrafico delle Argille a Palombini (aP).

Il caso analizzato in questo studio è una galleria ferroviaria a singolo binario con un raggio di scavo di 5m (Figura 3.1). Lo scavo realizzato a piena sezione attraversa il complesso delle Argille a Palombini (aP) (Figura 3.2). Verrà analizzato l'avanzamento di un tratto di lunghezza 30 m nei casi di alte e basse coperture. L'intervento di sostegno al fronte di scavo verrà realizzato mediante la messa in opera di 70 elementi in vetroresina, disposti secondo la geometria indicata in Figura 3.1.

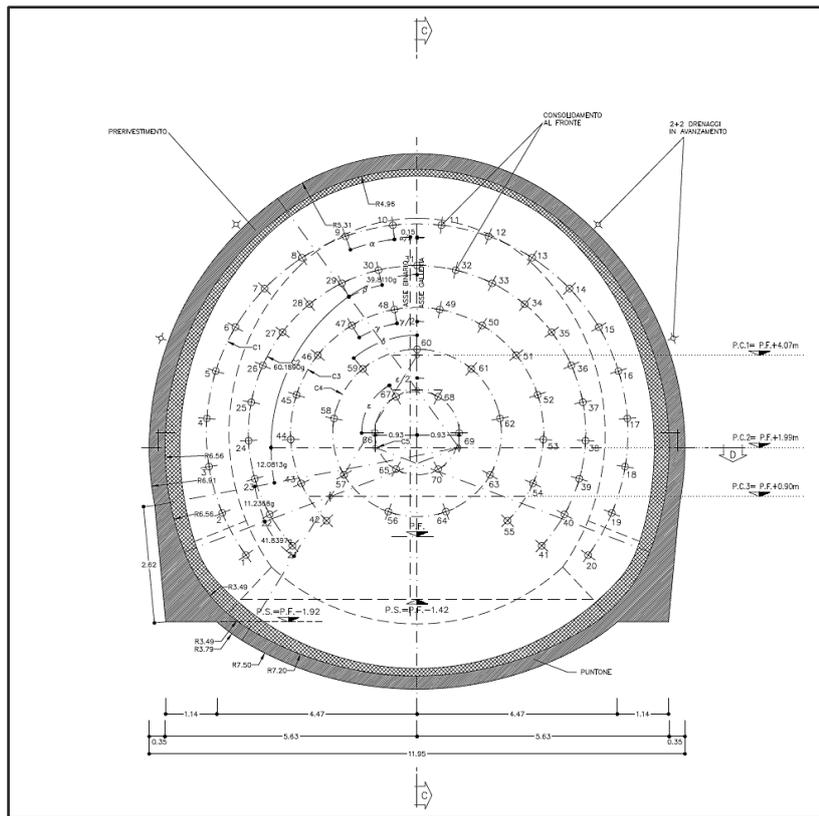


Figura 3.1: Sezione trasversale tipo - singolo binario



Figura 3.2: Fronte di scavo

3.1 Il Terzo Valico dei Giovi

3.1.1 Descrizione del progetto

Il lavoro presentato è tratto dal progetto in corso di realizzazione della nuova linea ad alta capacità veloce del Terzo Valico. La linea parte dal nodo ferroviario di Genova e prevede la connessione con le principali linee ferroviarie del Nord Italia e il resto dell'Europa.

Il nuovo progetto europeo definito "Ponte tra due mari" oltre ad un miglioramento dei collegamenti, porterà con sé con aumento significativo della capacità di trasporto, soprattutto di merci, per soddisfare la crescente richiesta di traffico.

Il Terzo Valico si estende per una lunghezza di circa 53 km e rappresenta un'opera sfidante dal punto di vista costruttivo per la presenza di lunghe gallerie che attraversano per circa 34 km la complessa catena appenninica situata tra Piemonte e Liguria. Il tracciato attraversa le province di Genova e Alessandria, interessando il territorio di 12 Comuni. Si sviluppa quindi lungo la direttrice Genova-Milano, fino a Tortona, e lungo la direttrice Genova-Alessandria-Torino, fino a Novi Ligure [32] (Figura 3.3).

Nell'ambito del progetto le opere più significative sono rappresentate dalla Galleria Campasso, dalla Galleria di Valico e dalla Galleria Serravalle (Figura 3.4).

La sezione in oggetto è relativa allo scavo della Galleria di Valico a singolo binario sia sotto basse coperture, sia sotto coperture elevate.

La sezione a tutto sesto ha un raggio di scavo di 5 m e altezza totale del fronte di 10 m. Il tratto considerato nell'analisi appartiene alla formazione "Argille a Palombini" (aP), che, come verrà ampiamente descritto nei paragrafi che seguono, vede una sequenza di argillocisti, argilliti e lenti calcaree. Le coperture sono comprese tra un minimo di 5 m ed un massimo di 600 m circa (Figura 3.4) e sezioni di scavo con estensione areale comprese tra 75 e 395 m², realizzate a piena sezione.

Per il caso in esame sono stati considerati 2 casi rappresentativi: galleria con altezza della copertura pari a 20 m e galleria con altezza di 100 m.

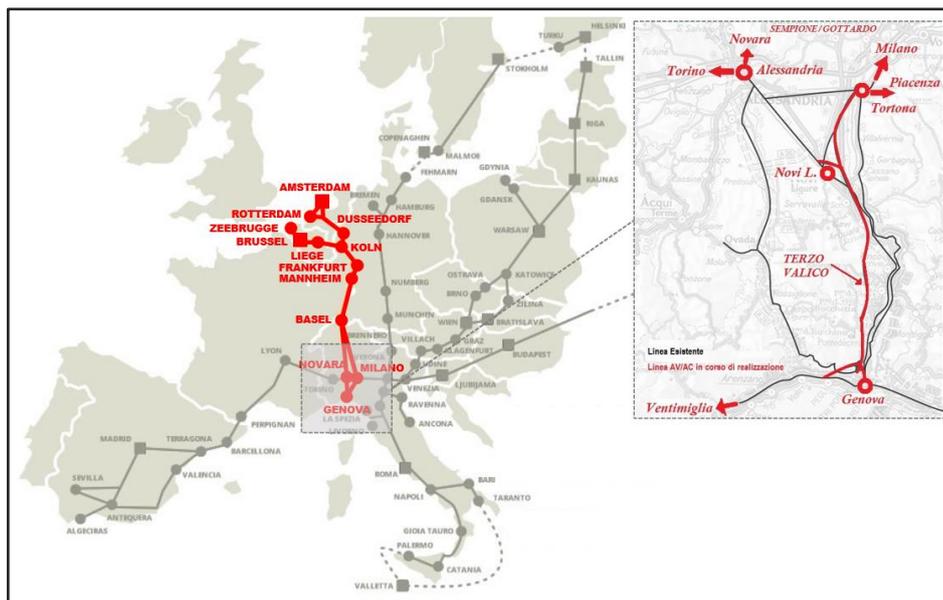


Figura 3.3: Terzo Valico dei Giovi: schema generale di progetto

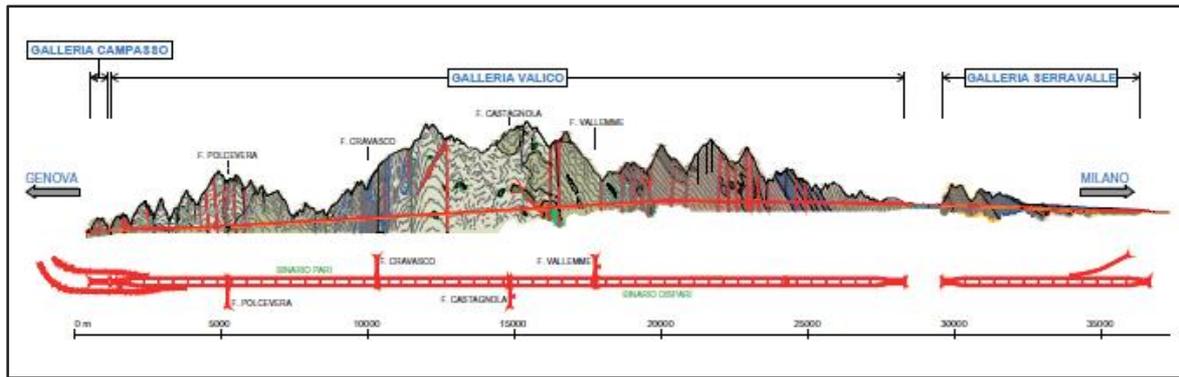


Figura 3.4: Profilo geologico del tratto in galleria

Nei paragrafi che seguono si riporta la descrizione dettagliata delle sezioni tipo adottate per la galleria oggetto di studio.

3.1.2 Fasi progettuali

La progettazione e la costruzione dell'opera si sviluppano secondo l'approccio del metodo ADECO-RS [1] che, come abbiamo visto, può essere riassunta nelle seguenti fasi:

- fase conoscitiva: vengono acquisite le informazioni sull'inquadramento geologico e sulle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dallo scavo della galleria;
- fase di diagnosi: in base alla geometria della sezione, alle coperture in gioco e alle caratteristiche geomeccaniche, in questa fase vengono individuate le tratte a comportamento omogeneo alle quali vengono successivamente associate le categorie di comportamento in assenza di intervento di miglioramento del terreno e stabilizzazione. Per la galleria in esame è possibile ipotizzare un comportamento del fronte in assenza di consolidamenti di tipo "B". Si riesce così a definire una configurazione di stabilità adottando un intervento di sostegno del fronte attraverso l'utilizzo di barre in VTR.
- fase di terapia: in funzione dei risultati prodotti durante la fase di diagnosi vengono definiti gli interventi di rivestimento e consolidamento più adatti che caratterizzano le due "sezioni tipo" che verranno descritte nel seguito;
- fase costruttiva e monitoraggio durante la costruzione: fase in cui vengono effettuati lo scavo e l'intervento di consolidamento. Qui viene anche verificata l'adeguatezza delle scelte progettuali. Gli adeguamenti si basano invece sui risultati del monitoraggio.

3.1.3 Fasi esecutive

Nel seguito si riportano le principali fasi esecutive dello scavo della galleria oggetto di studio in funzione delle sezioni tipo previste:

- Fase 1: Si esegue il consolidamento del fronte di scavo mediante elementi strutturali in vetroresina cementati



- Fase 2: Si procede con lo scavo a piena sezione con campi d'avanzamento pari a 1 m



- Fase 3: Al termine di ogni campo si posa lo spritz-beton al fronte e sul contorno della cavità per la protezione delle pareti di scavo



- Fase 4: Si realizzano i prerivestimenti mediante la posa di centine metalliche



- Fase 5: Si installa il puntone in acciaio alla distanza di 1 m dal fronte di scavo



- Fase 6: Si conclude con il getto del rivestimento definitivo di calotta in cemento armato.

3.2 Lo scavo all'interno delle argilliti a Palombini

3.2.1 Caratterizzazione geomeccanica delle argilliti a Palombini

Come già accennato in precedenza il tratto di galleria analizzato si sviluppa all'interno della formazione delle Argille a Palombini. Da un punto di vista geologico, le aP (divise in due sotto-unità, denominate AGF e AGI) sono definite come un complesso litostratigrafico costituito da scisti micaceo-carbonatici di colore grigio scuro, con foliazione molto pervasiva ed abbondanti vene intrafoliari di quarzo e albite. In particolare, all'interno della sotto-unità AGI sono diffusi livelli di spessore variabile da centimetrico a decimetrico di calcari microcristallini molto compatti a tessitura massiva, con interstrati filladici, i "Palombini". La distribuzione delle intercalazioni calcaree è eterogenea e discontinua, per cui la posizione

delle stesse non è prevedibile. Negli scisti possono esservi inoltre corpi lenticolari di basalti, spesso molto fratturati, cui possono essere associati livelli di diaspri.

La permeabilità è sostanzialmente legata al grado di fratturazione dell'ammasso roccioso: al di fuori delle zone di faglia la conducibilità idraulica varia prevalentemente tra 1×10^{-7} e 1×10^{-8} m/s; lungo le zone di danneggiamento delle faglie può aumentare fino a 1×10^{-6} , mentre le zone di nucleo (*gouge* di faglia) non risentono di riduzioni di permeabilità.

Per le velocità tipiche del rivestimento dello scavo in galleria, l'ammasso può essere considerato sostanzialmente impermeabile, con venute d'acqua inferiori a 0.16 l/s x 10 m, ad eccezione di zone locali di faglia, in cui possono essere registrate anche portate di qualche litro al secondo, sebbene spesso a carattere temporaneo [33].

La fase conoscitiva delle aP è stata avviata durante la progettazione preliminare e si è ulteriormente dettagliata in base alle evidenze riscontrate e allo sviluppo delle diverse fasi progettuali. Tra il 1996 e il 1998 sono stati eseguiti due cunicoli esplorativi Val Lemme e Castagnola, per complessivi 1200 m di scavo. L'esecuzione di gallerie sperimentali, corredata da numerose prove in situ e stazioni di misura dedicate, è stata considerata come il mezzo d'indagine ottimale per investigare le caratteristiche geomeccaniche delle aP e la risposta dell'ammasso allo scavo. Lo scavo dei cunicoli ha consentito, in particolare, di superare le difficoltà d'indagine, conseguenti alle elevate coperture e alla marcata suscettibilità al disturbo durante il campionamento, dovuto all'intrinseca fissilità del materiale. Le indagini eseguite tramite lo scavo dei cunicoli sono state integrate nel corso dei successivi step di progettazione, tramite oltre 5 km di stendimenti geofisici, 400 prove in più di 100 fori di sondaggio e di 1200 prove di laboratorio. È stata inoltre eseguita una campagna d'indagini specificatamente dedicate alla valutazione del comportamento viscoso, della fresabilità e della condizionabilità dell'argilloscisto, a supporto della progettazione dello scavo in meccanizzato [34]. Di seguito vengono riassunti i risultati delle indagini svolte.



Figura 3.5: a) Particolare dell'ammasso in affioramento b) Campionamento da foro di sondaggio

3.2.2 Inquadramento geomeccanico

Per la caratterizzazione delle Argilliti sono state prese come riferimento le prove raccolte durante lo scavo di gallerie esplorative, eseguite nella fase iniziale del progetto. Questo ha

permesso di identificare nell'ammasso tre differenti tipologie di "gruppi geomeccanici" (denominati gruppi 1, 2 e 3) sulla base dei seguenti fattori principali [34]:

- criteri litologici (composizione petrografica e mineralogica, grado di alterazione, possibile presenza di acqua);
- criteri strutturali (caratteristiche delle strutture di separazione, indice RDQ, intensità della foliazione, intensità di tettonizzazione, come ad esempio la presenza di strutture a pieghe con piegatura fino alla microscala);
- criteri litomeccanici (con riferimento alla prima valutazione delle proprietà fisiche, della resistenza e della deformabilità).

Nel seguito si fornisce una breve descrizione dei gruppi geomeccanici individuati:

- Gruppo geomeccanico 1: l'ammasso presenta discrete proprietà geomeccaniche. L'indice RQD è mediamente maggiore del 50÷60%; si individua chiaramente la foliazione regolarmente spaziata anche se la struttura non è intensamente piegata fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono prive di alterazione e la circolazione idrica è scarsa o assente. La presenza dei palombini può superare il 50% fino a condizionare completamente il comportamento generale dell'ammasso; gli strati calcarei sono però poco fratturati e poco alterati. Si stimano valori di resistenza della roccia intatta anche prossimi ai 40 MPa e moduli elastici operativi maggiori di 3 GPa. Mediamente nel corso dello scavo dei cunicoli questo gruppo litologico è stato incontrato con una percentuale pari al 28 %.
- Gruppo geomeccanico 2: l'ammasso mostra scadenti proprietà geomeccaniche. L'indice RQD è variabile mediamente tra il 20 e il 50%; si individua ancora chiaramente la foliazione regolarmente e fittamente spaziata ma con struttura più intensamente piegata, fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono da poco alterate ad alterate e la circolazione idrica è scarsa. I palombini, quando presenti (non oltre il 50 %), risultano da fratturati a molto fratturati e localmente alterati. Si stimano valori di resistenza della roccia intatta prossimi ai 10 MPa e moduli elastici operativi compresi tra 1 e 2 GPa. Mediamente nel corso dello scavo dei cunicoli questo gruppo litologico è stato incontrato con una percentuale pari al 55 %.
- Gruppo geomeccanico 3: l'ammasso che ricade in questo gruppo appartiene a zone particolarmente tettonizzate o alterate e mostra proprietà geomeccaniche molto scadenti. L'indice RQD è inferiore mediamente al 20 %; la foliazione è talmente intensa ed irregolarmente e fittamente spaziata che può non essere più riconoscibile (ammasso destrutturato con perdita di cementazione); la struttura, quando riconoscibile, è intensamente piegata fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono da alterate a molto alterate e la circolazione idrica può essere significativa. I palombini, quando presenti (non oltre il 30 %), risultano intensamente fratturati ed alterati. Si stimano valori di resistenza della roccia intatta inferiori ai 5 MPa e moduli elastici operativi anche molto inferiori a 1 GPa e in particolari situazioni risulta impossibile la suddivisione tra scala del provino e scala dell'ammasso. Mediamente nel corso dello scavo dei cunicoli questo gruppo litologico è stato incontrato con una percentuale pari al 17 %.



Figura 3.6: Gruppo geomeccanico 1



Figura 3.7: Gruppo geomeccanico 2



Figura 3.8: Gruppo geomeccanico 3

Le prove raccolte nella fase iniziale del progetto sono state poi integrate dall'interpretazione dei risultati di indagini in situ e da prove di laboratorio. La classificazione del materiale campionato in termini di composizione litologica, distribuzione della foliazione e ricorrenza di vene calcitiche, ha confermato, anche alla scala del provino, la presenza dei tre gruppi geomeccanici caratterizzati da diverse risposte all'esecuzione delle prove di compressione monoassiale e triassiale in controllo di deformazione (Figura 3.9).

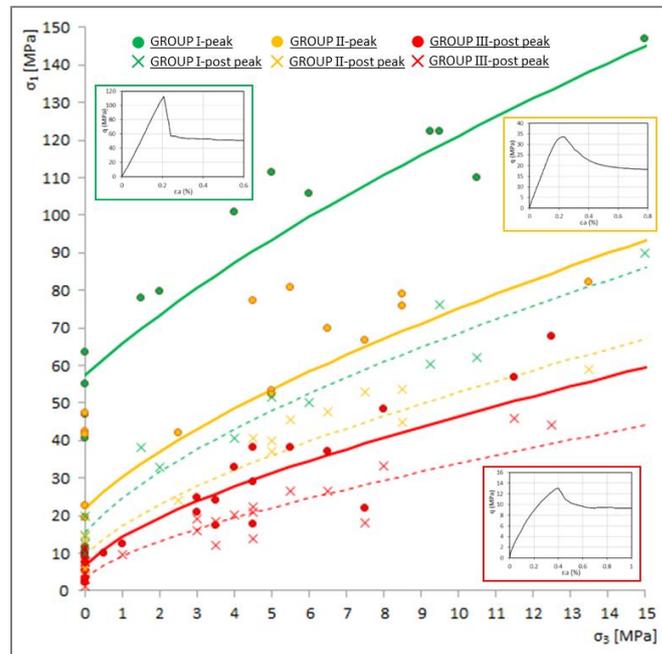


Figura 3.9: Criteri di rottura di picco e post-picco del materiale roccioso



Figura 3.10: Gruppi geomeccanici

3.3 Modellazione numerica tridimensionale

Si passa adesso a determinare il comportamento dell'ammasso allo scavo in funzione dei carichi litostatici dovuti alle diverse altezze delle coperture presenti lungo il tracciato della galleria in oggetto.

Nei paragrafi che seguono sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di analizzare le condizioni tenso-deformative sia del cavo, sia del fronte oggetto di studio. I risultati ottenuti sono il frutto di analisi alle differenze finite tridimensionali.

La realizzazione di un modello tridimensionale consente quindi di superare le varie approssimazioni presenti all'interno dei modelli analitici descritti precedentemente, facilitando così il calcolo del fattore di sicurezza. Questo stadio va quindi a chiudere il ciclo delle fasi della progettazione.

L'analisi riportata è di particolare interesse in quanto lo scavo analizzato ha coperture variabili da 5 fino a 600 m e sezioni di scavo che hanno raggiunto una superficie di 255 m², ovvero la più grande scavata a piena sezione in contesti difficili [34].

A partire dal caso reale, si sono andate ad analizzare due sezioni che potessero essere rappresentative delle due situazioni "limite" di alte e basse coperture. Le analisi sono state condotte su modelli numerici tridimensionali, realizzati sul codice Flac3D.

Questo ha permesso di valutare l'estrusione al fronte, attraverso la simulazione dei campi d'avanzamento e degli interventi di sostegno ma soprattutto ha permesso di verificare le geometrie di questi stessi interventi grazie alla possibilità del calcolo del fattore di sicurezza.

Sono stati realizzati due modelli che adottano la stessa geometria a cui sono state modificate le caratteristiche di base dell'ammasso e l'altezza della copertura al fine di simulare i due casi. È stata adottata un'altezza di 20 m nei casi di basse coperture e 100 m per le alte coperture (pari a 10 volte l'altezza del fronte).

Entrambi i modelli geometrici sono stati creati nell'ambiente Extrusion del software che permette di effettuare l'estrusione di una geometria bidimensionale a partire da un file dxf e ricostruirne successivamente i contorni in maniera automatica (Figura 3.11).

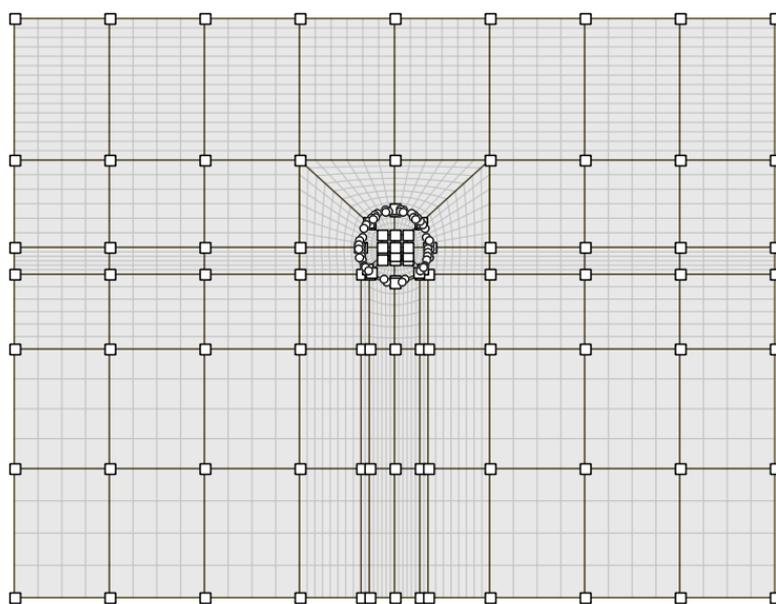


Figura 3.11: Modello geometrico 2D nell'ambiente Extrusion

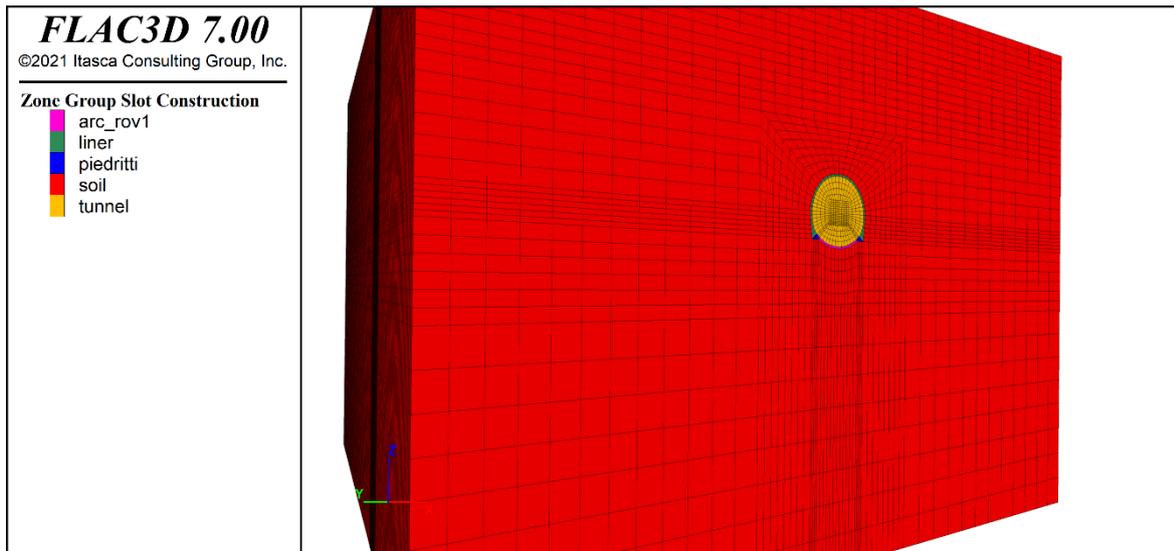


Figura 3.12: Modello numerico tridimensionale alle basse coperture

Nei modelli viene modellata una porzione limitata dell'ammasso che si estende in direzione longitudinale di 5 diametri (100 m) e per la metà ai lati e al di sotto della galleria. Lo stato iniziale è stato assunto uniforme ed isotropo. La sezione galleria ha un raggio di scavo di 5 m e la superficie della copertura è stata ipotizzata piana. Le dimensioni adottate per il modello fanno sì che il problema in esame non risulti influenzato dalle condizioni di vincolo al contorno. Da notare che nell'intorno della galleria la mesh è stata resa più fitta aumentando il numero di zone. Questo perché una mesh più fitta permette di ottenere un miglior grado di approssimazione della soluzione reale e quindi un'analisi più accurata. Questo ha portato con sé un considerevole aumento dei tempi di calcolo ma riuscendo comunque a raggiungere la convergenza. Nella Figura 3.12 è riportato a titolo d'esempio uno dei due modelli in esame.

All'ammasso è stato attribuito il modello costitutivo elastico-perfettamente plastico di Mohr Coulomb, necessario per poter applicare il metodo della riduzione delle resistenze. Successivamente, vengono assegnate le condizioni iniziali. Per questo caso, si utilizzano solo le sollecitazioni dovute alla gravità impostate con comando "zone initialize-stresses". Per le sollecitazioni orizzontali viene introdotto nella funzione anche il valore del coefficiente di spinta a riposo K_0 (Figura 3.13).

```

; assign initial stress equilibrium
model gravity 10
zone initialize-stresses ratio 0.65 range group 'soil1'
zone initialize-stresses ratio 0.6 range group 'soil2'
zone initialize-stresses ratio 0.55 range group 'soil3'

```

Figura 3.13: Estratto del file dati relativo all'impostazione delle condizioni iniziali

Per calcolare poi lo stato finale, vengono utilizzate due opzioni. L'opzione di sola risoluzione elastica "model solve elastic only", che risolve il modello all'equilibrio senza che avvenga alcun cedimento plastico nel modello costitutivo e il criterio della convergenza "model solve convergence" (Figura 3.14). È stato impostato un valore di convergenza pari 1.0, ma è possibile modificare il dominio usando anche valori maggiori o minori di 1.0 [35].

```

; solve
model solve elastic only convergence 1.0
model solve convergence 1.0

```

Figura 3.14: Estratto del file dati con indicazioni delle opzioni di risoluzione

Alle facce del modello sono state poi applicate le condizioni di vincolo in termini di velocità, visibili nel software attraverso il comando “GP Fixity” (Figura 3.17). Al modello vengono bloccati gli spostamenti orizzontali in corrispondenza delle facce laterali e quelli verticali alla base del modello. In questo modo si sviluppano ai lati del modello tensioni normali di compressione ma non di tensioni di taglio che sono invece generate al contorno inferiore. La parte superficiale è invece libera da vincoli ma resta applicato uno stato tensionale verticale costante funzione delle altezze delle coperture in gioco.

Il consolidamento al fronte è realizzato attraverso l’installazione in avanzamento (in direzione longitudinale) di 70 elementi strutturali in vetroresina cementati (VTR) che sono stati modellati per gruppi utilizzando elementi “pile” partendo dalle sole coordinate dell’elemento. L’insieme delle coordinate è contenuto nel file “pile-element.dat” di cui un estratto viene riportato in Figura 3.15.

```

; pile patterns 1, 2, 3, 4 and 5
geometry select 'piles'
geometry edge create by-ray base (-3.81,0,3.01) length 24 direction (0,1,0) group '1'
geometry edge create by-ray base (-4.34,0,3.96) length 24 direction (0,1,0) group '1'
geometry edge create by-ray base (-4.64,0,5.00) length 24 direction (0,1,0) group '1'
geometry edge create by-ray base (-4.69,0,6.08) length 24 direction (0,1,0) group '1'
geometry edge create by-ray base (-4.49,0,7.15) length 24 direction (0,1,0) group '1'

```

Figura 3.15: Estratto del file di dati dei pali

I pali hanno di lunghezza 24 m sono realizzati attraverso un’operazione di offset e vengono disposti secondo cerchi concentrici di raggio variabile tra 0.94 m e 4.70 m (Figura 3.16). I parametri di rigidezza adottati derivano dalle caratteristiche dei tubi adottati in cantiere e sono riportate di seguito:

- diametro esterno 60 mm
- spessore medio 10 mm
- resistenza a trazione ≥ 600 MPa
- resistenza a taglio ≥ 100 MPa
- modulo elastico ≥ 30000 MPa
- resistenza a flessione ≥ 600 MPa

I tubi in vetroresina hanno inoltre una duplice finalità nei confronti del fronte, oltre ad operare un’azione consolidamento, ne riducono le deformazioni ed il conseguente potenziale rischio di instabilità.

```

; define pile
program call 'pile-element'
; install initial piles
struct pile import from-geometry 'piles' ...
| | | | | segments 24 id 1 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '1'
| | | | |
struct pile import from-geometry 'piles' ...
| | | | | segments 24 id 2 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '2'
| | | | |

```

Figura 3.16: Estratto del file di dati relativo al processo di installazione dei pali

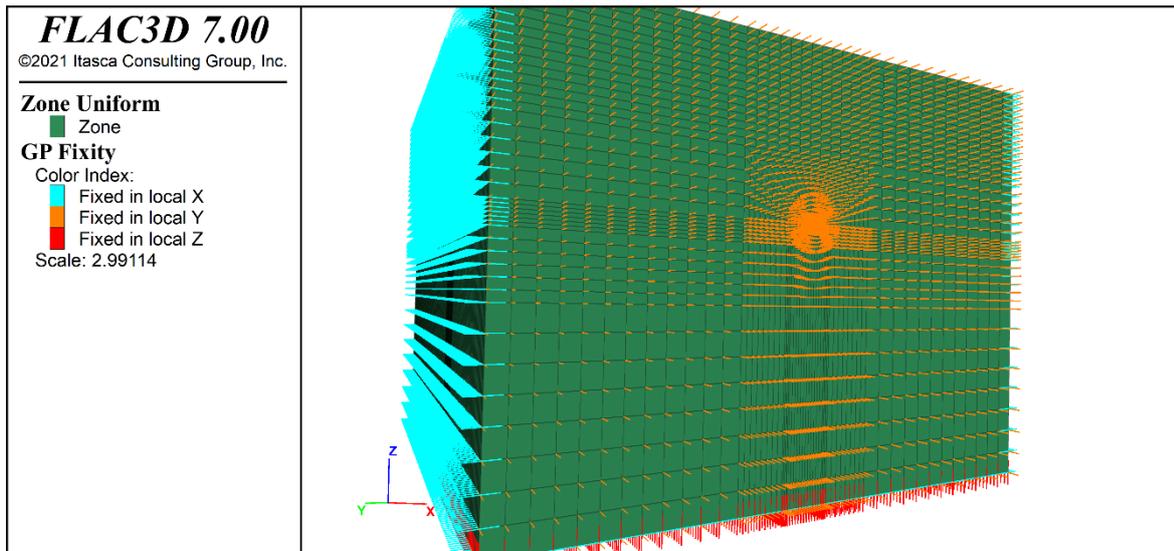


Figura 3.17: Condizioni al contorno

Il rivestimento provvisorio è modellato con una successione di elementi strutturali tipo “shell” come mostrato di seguito.

```

struct shell create by-face internal reverse ...
      range group 'centina' position-y [y0] [y1]
struct shell property isotropic (10.5e6,0.25) thickness 0.25 ...
      density 2.5 range position-y [y0] [y1]
    
```

Figura 3.18: Estratto del file di dati relativo alla modellazione del rivestimento

Lo scavo a piena sezione e l'installazione del rivestimento sono condotti in modo incrementale attraverso una successione di singoli sfondi da 1 m in accordo con lo schema di progetto. Al termine di ogni sfondo, verranno tagliati i tubi e messo in opera il prerinvestimento costituito da centine metalliche (Figura 3.19). Il getto del rivestimento definitivo viene eseguito alla distanza di 1 m. La modellazione è stata eseguita adottando un modello costitutivo elastico lineare. L'intero processo è definito in una funzione FISH. Il processo si ripete per un totale 30 fasi di scavo.

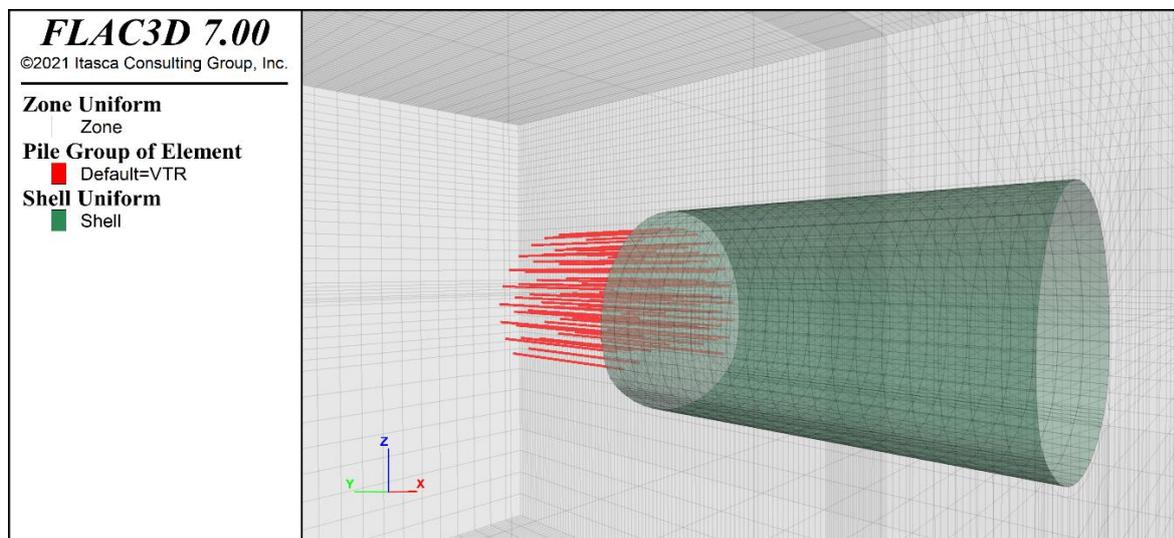


Figura 3.19: Geometria scavo a piena sezione e interventi tipologici

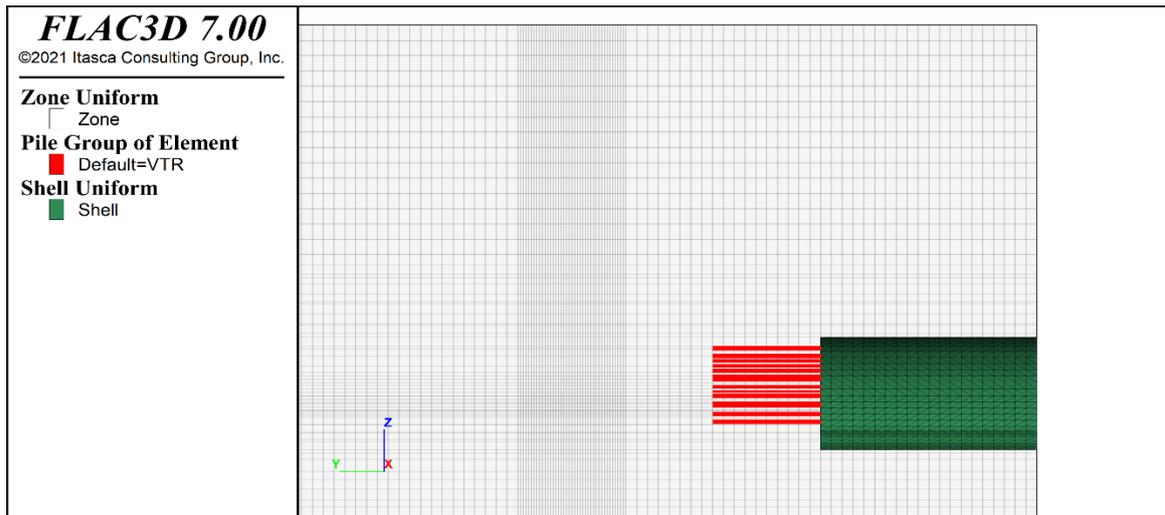


Figura 3.20: Sezione di scavo a 20 m

La Figura 3.20 mostra il modello in sezione dopo lo scavo di 20 m della galleria.

Al termine dello scavo di tutti i campi, lo step finale del calcolo è quello di valutare il fattore di sicurezza che viene calcolato con lo Strength Reduction Method descritto nel capitolo precedente. Viene eseguita l'analisi di stabilità adottando l'algoritmo iterativo "factor-of-safety resolution" (Figura 3.21). Una volta terminato il processo viene fornito come risultato la migliore stima del fattore di sicurezza (FOS).

```
model restore 'excavation-30'
zone gridpoint initialize disp (0 0 0)
model factor-of-safety resolution 0.015
```

Figura 3.21: Estratto del file di dati relativo al processo di calcolo del fattore di sicurezza

La modellazione numerica permette di stimare, oltre al fattore di sicurezza globale di stabilità del fronte, lo stato tenso-deformativo del terreno. A seguire si riportano i risultati delle analisi delle due sezioni di calcolo analizzate. Successivamente, si riporta il confronto dei risultati ottenuti dall'applicazione dei modelli. La versione integrale dei files di dati principali del progetto è riportata negli allegati.

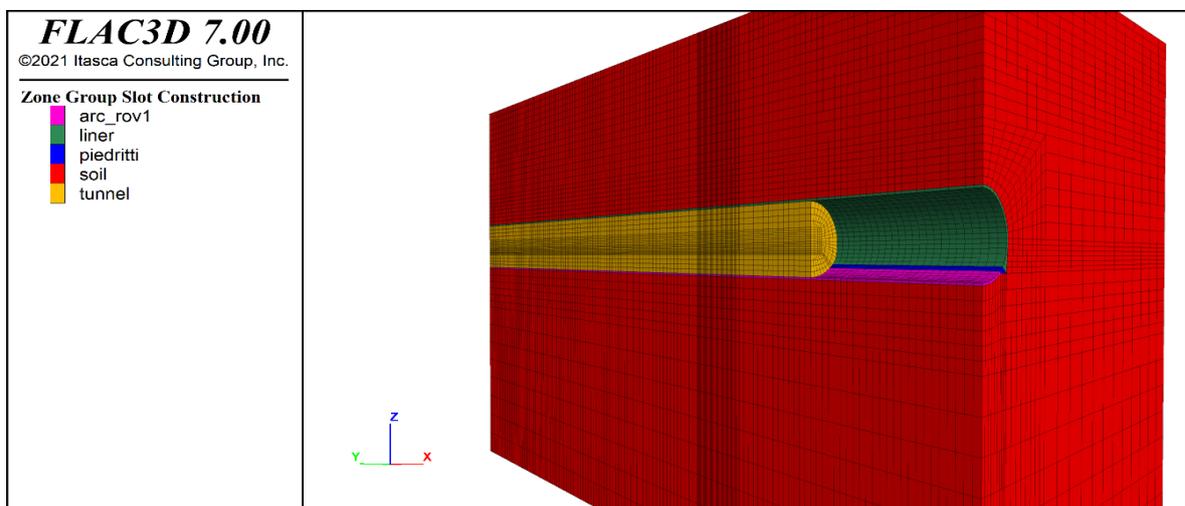


Figura 3.22: Modello numerico a fine scavo

3.4 Analisi dei risultati

In questo paragrafo si riportano in maniera sintetica i risultati principali delle analisi svolte, finalizzate a valutare il comportamento deformativo e tensionale della galleria. Tutti i risultati presentati di seguito fanno riferimento all'ultima fase dell'analisi. Le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le sollecitazioni in Newton.

3.4.1 Scavo a bassa copertura

Una volta realizzato il modello dell'area in esame e definite le condizioni al contorno si è passati all'analisi che come già accennato sono state condotte utilizzando il modello elastoplastico ideale con criterio di rottura di Mohr- Coulomb. Questo richiede all'interno del codice di calcolo i seguenti parametri del materiale: peso di volume γ (kN/m³), modulo elastico E (MPa), coefficiente di Poisson ν , angolo di attrito interno φ' (gradi), coesione c' (kPa) e coefficiente di spinta a riposo K_0 . I valori di tali caratteristiche sono riportati in Tabella 3.1 e sono il risultato di prove di laboratorio di campioni prelevati in sito.

γ (kN/m ³)	20
E (MPa)	150
ν	0.3
φ' (°)	22°
c' (kPa)	30
K_0	0.6

Tabella 3.1: Parametri geomeccanici

Nella simulazione svolta per valutare il comportamento dello scavo nel caso di basse coperture è stata considerata un'altezza della copertura pari a 20 m (Figura 3.23).

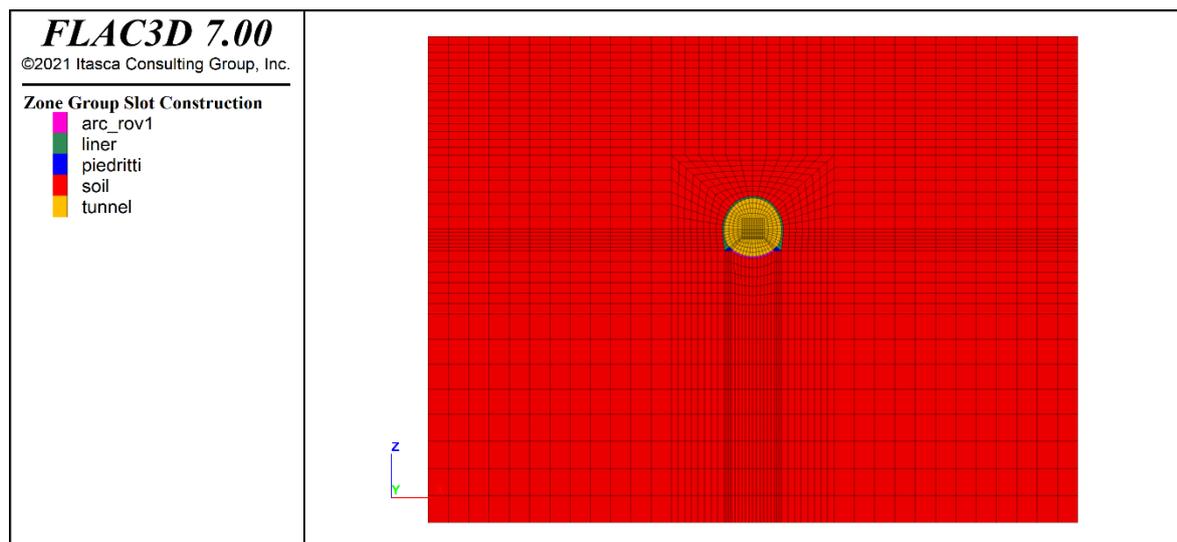


Figura 3.23: Mesh di calcolo

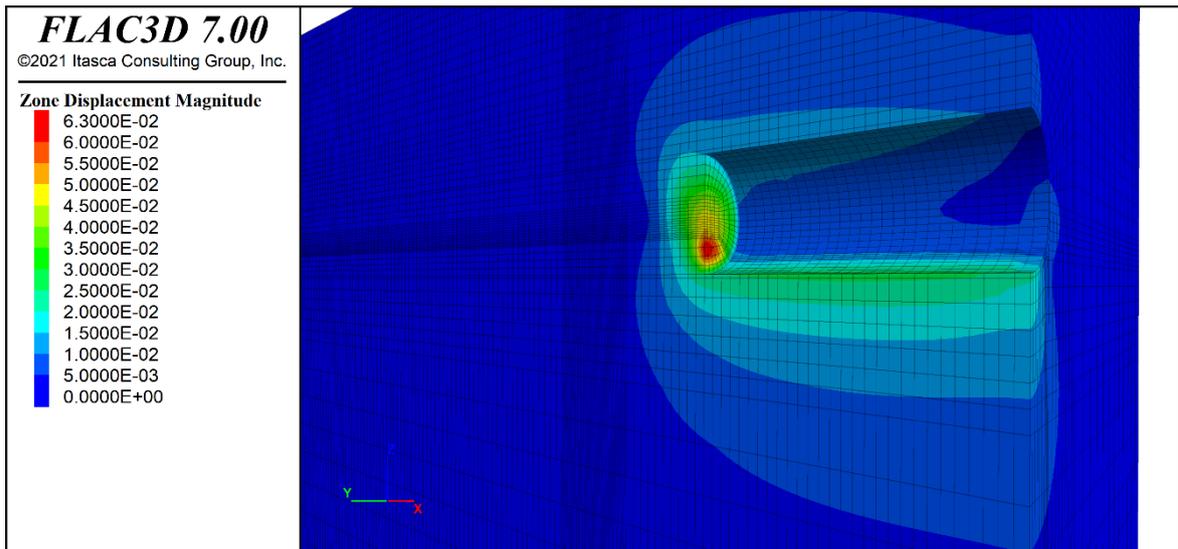


Figura 3.24: Spostamento a fine scavo

La Figura 3.24 riporta i risultati a livello di intensità dei vettori spostamento che si sono creati attraverso lo scavo delle varie fasi della galleria e quali sono i valori massimi che possiamo raggiungere.

Quello che si osserva nell'immagine è una concentrazione dei massimi spostamenti nella parte bassa del cavo. In questo punto gli spostamenti raggiungono un picco di 6.3 cm.

Nell'immagine che segue (Figura 3.25) viene invece messo in evidenza il meccanismo di collasso attraverso i vettori di velocità dei nodi della griglia. Il meccanismo che si viene a creare in questo caso può essere assimilato al processo di scivolamento di un cuneo e quindi in linea con le teorie viste in precedenza. La velocità di deformazione plastica di taglio viene invece rappresentata con fasce di colore diverso sulla superficie del modello.

La forma e l'estensione della zona di rottura sono funzione di diversi parametri e del terreno e dell'opera. Un ruolo fondamentale sulla stabilità del fronte giocano le caratteristiche meccaniche del terreno, la profondità della galleria e dunque il suo grado di copertura, la forma della sezione e le modalità costruttive.

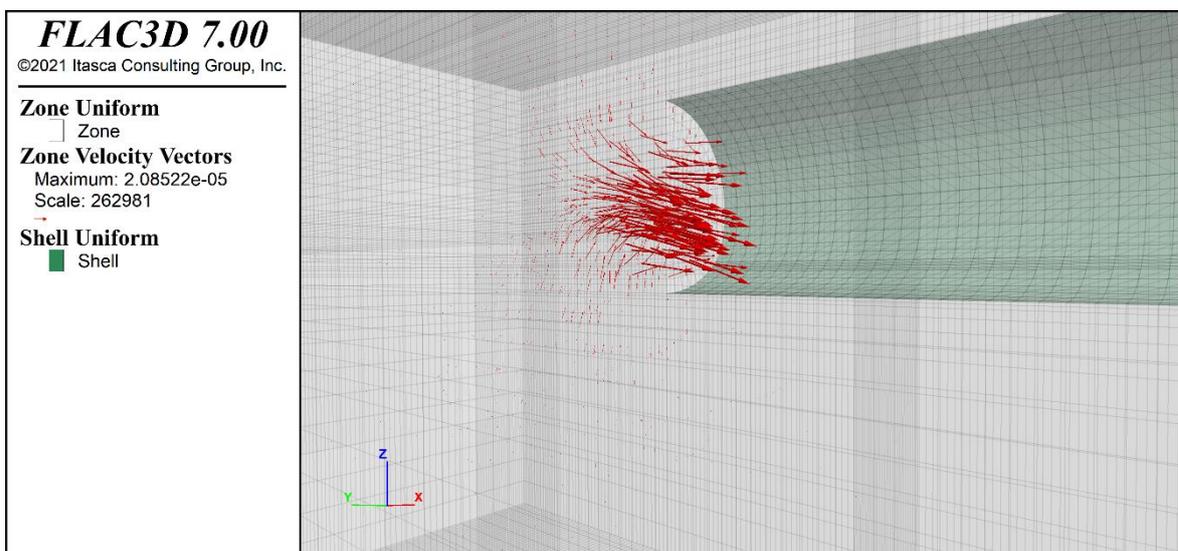


Figura 3.25: Vettori di velocità

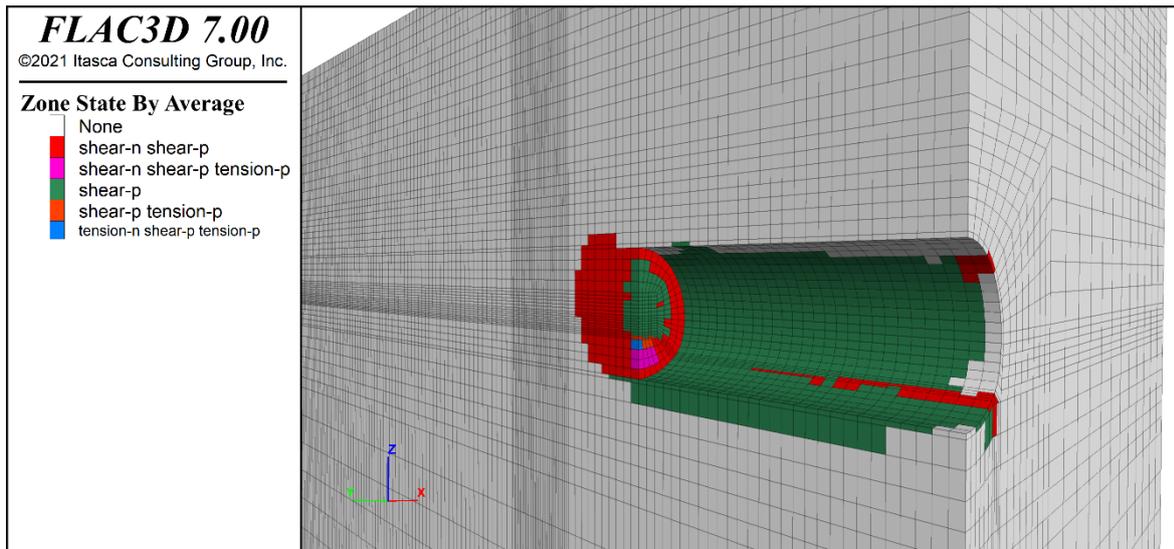


Figura 3.26: Distribuzione delle zone plasticizzate a fine scavo

In Figura 3.26 è mostrata l'estensione della zona di plasticità intorno allo scavo dopo 30 m. Dall'immagine si può notare che i fenomeni di plasticizzazione nel terreno sono abbastanza limitati. I diversi colori individuati permettono di distinguere le zone in cui avviene la rottura per taglio e quelle dove la rottura invece è per trazione. Il suffisso *n* (es. shear-*n*) indica che nella zona è in corso il processo di rottura. Il suffisso *p* indica invece che la zona ha ceduto [35]. Mentre nelle zone classificate come *none* non avviene alcun tipo di rottura.

In prossimità del fronte della galleria si crea una zona in cui si ha una concentrazione di deformazioni di taglio e nella quale si generano deformazioni irreversibili con la conseguente formazione di zone plasticizzate che si estendono su tutta la lunghezza della galleria.

In Figura 3.27 sono invece rappresentati gli spostamenti orizzontali dai quali si può notare che gli spostamenti massimi si hanno in corrispondenza dei piedritti dove si arriva ad un valore di spostamento pari a 0.77 cm.

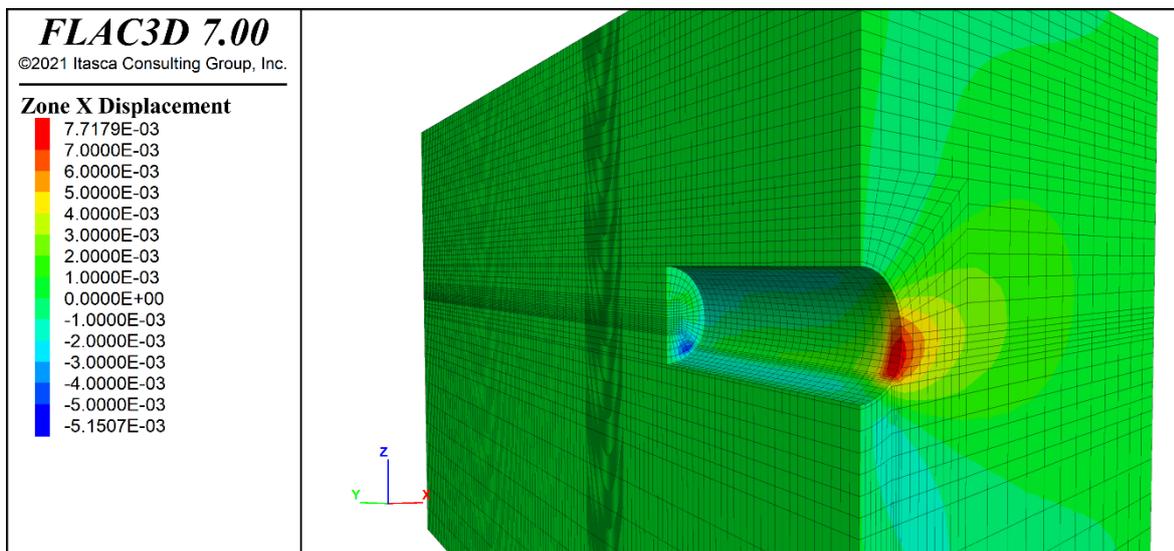


Figura 3.27: Spostamenti in direzione x

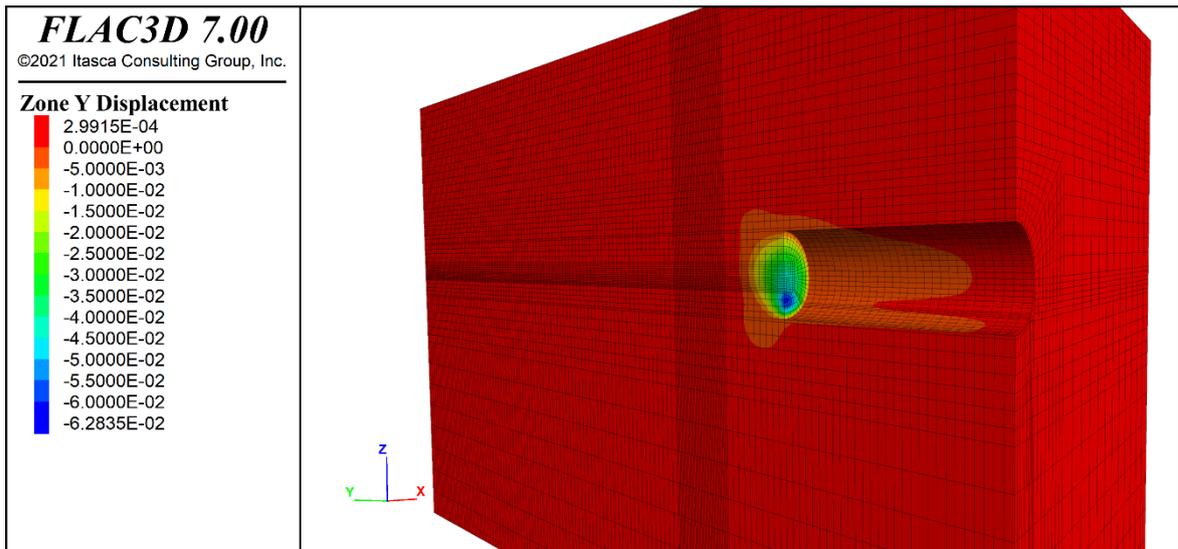


Figura 3.28: Spostamenti in direzione y

Gli spostamenti in direzione y (Figura 3.28) confermano quanto già visto inizialmente in Figura 3.24, ossia una concentrazione degli spostamenti massimi nella parte inferiore del cavo e una coerenza anche nei valori.

La Figura 3.29 riporta invece i cedimenti in superficie e nella quale si osserva che questi spostamenti verticali decrescono all'aumentare della distanza dal cavo.

Il valore massimo si osserva in corrispondenza della calotta al fronte della galleria ed è pari a circa 1.6 cm. Gli spostamenti verticali si estendono fino al piano campagna dove raggiungono il valore massimo di 0.2 cm in corrispondenza dell'asse centrale della galleria. Al di sotto della galleria gli spostamenti sono opposti ossia di sollevamento e raggiungono valori massimi di 2.56 cm.

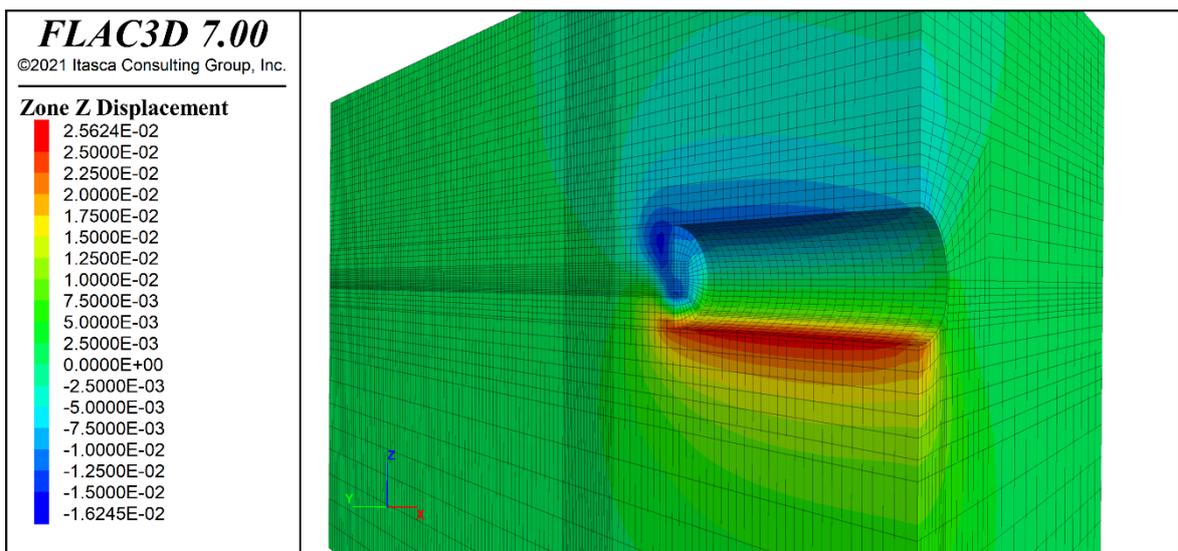


Figura 3.29: Spostamenti in direzione z

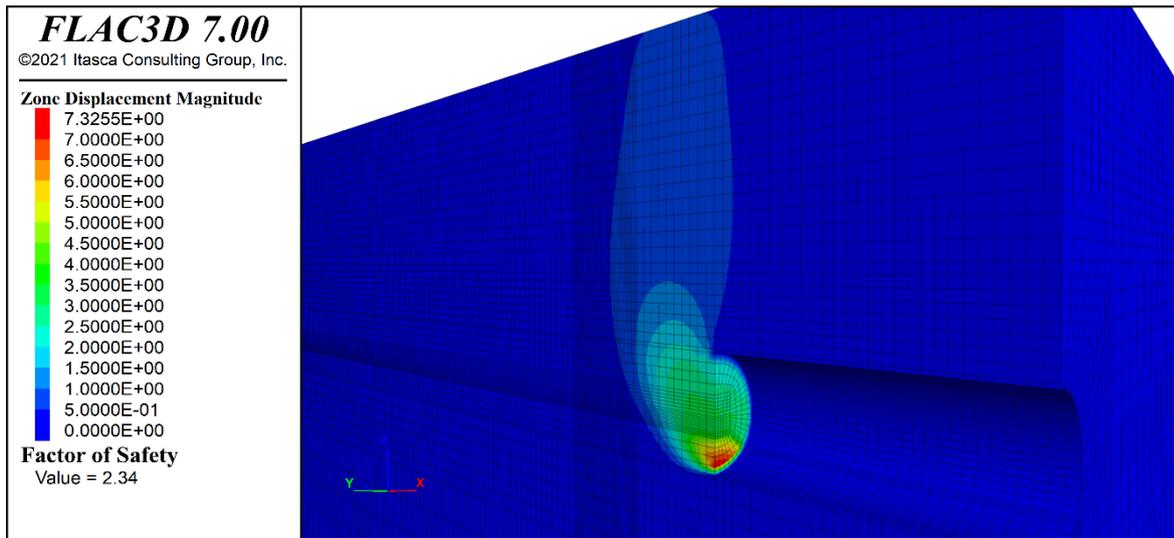


Figura 3.30: Analisi di stabilità - FOS = 2.34

In Figura 3.30 è rappresentato il risultato dell'analisi di stabilità da cui si è ottenuto un fattore di sicurezza prima del collasso pari a 2.34. Il calcolo è stato effettuato a fine scavo (30 m) ovvero lo step di scavo più sfavorevole ai fini della stabilità. L'analisi condotta ha permesso di individuare anche la porzione di ammasso interessata dall'incipiente collasso che in questa situazione di bassa copertura vede la propagazione della rottura che si estende fino al piano campagna.

Le immagini che seguono indicano lo sviluppo delle forze assiali e di taglio e degli spostamenti nei pali in vetroresina posti al fronte. Nelle Figure 3.31 - 3.33 sono riportati gli andamenti della forza assiale (N) mentre a seguire dalle Figure 3.34 a 3.36 gli andamenti delle forze di taglio (T) e infine i valori delle deformazioni verticali nelle Figure 3.37 - 3.39. Per una migliore comprensione dei risultati è stato messo in evidenza un solo elemento nelle diverse posizioni del fronte: sul paramento, al centro della sezione e in calotta. La massima forza assiale di trazione si sviluppa in prossimità della testa al palo, per tutti i pali. Il valore massimo è di circa 158 N per il palo posizionato sul paramento mentre diminuisce negli altri due casi, raggiungendo un valore di circa 139 N al centro e 120 N in calotta.

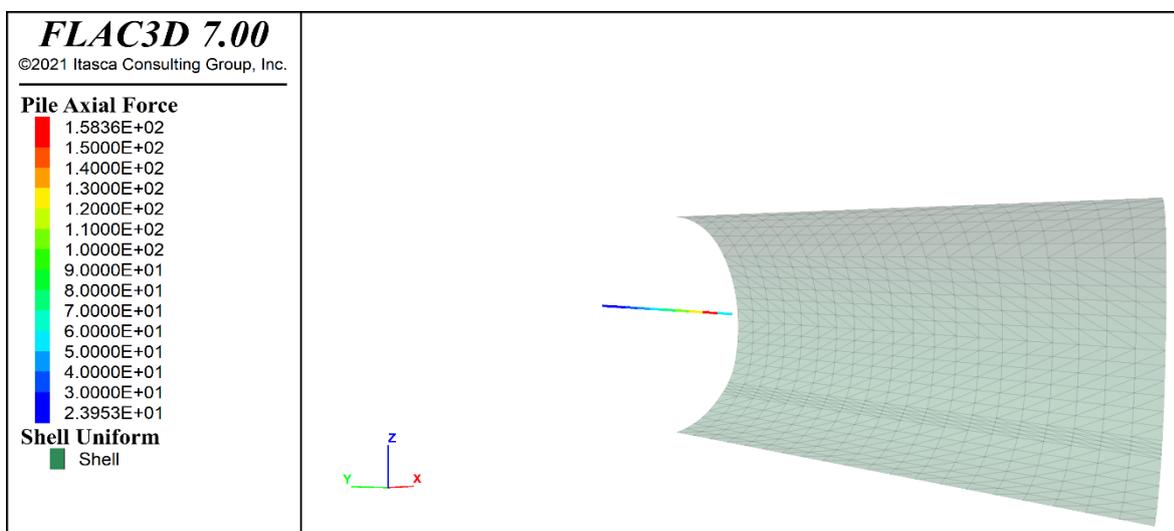


Figura 3.31: Forze assiali nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo

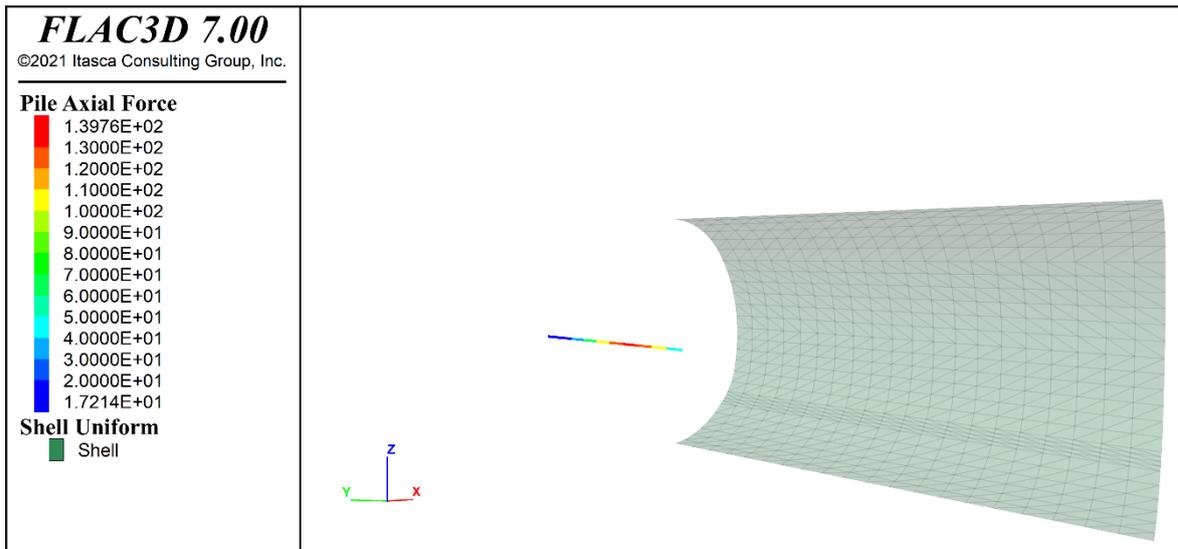


Figura 3.32: Forze assili nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo

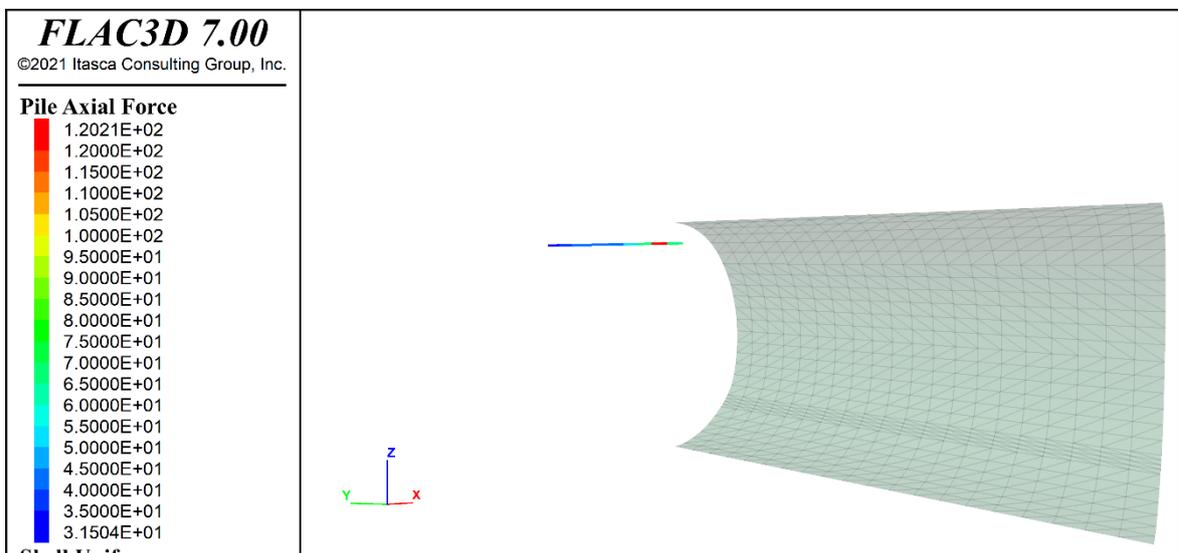


Figura 3.33: Forze assili nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo

Segue la distribuzione delle forze di taglio concentrata con valore massimo in testa al palo della calotta dove raggiunge un valore di 0.1 N. Mentre si mantengono quasi uguali i valori raggiunti nei due pali sul paramento e al centro della sezione che sono pari a circa 0.08 N.

Gli spostamenti verticali massimi (v. Figure 3.37 - 3.39) invece si raggiungono nella parte terminale del palo con spostamenti ben al disotto del cm e valori massimi registrati nei pali disposti in calotta che raggiungono un valore di 0.07 cm.

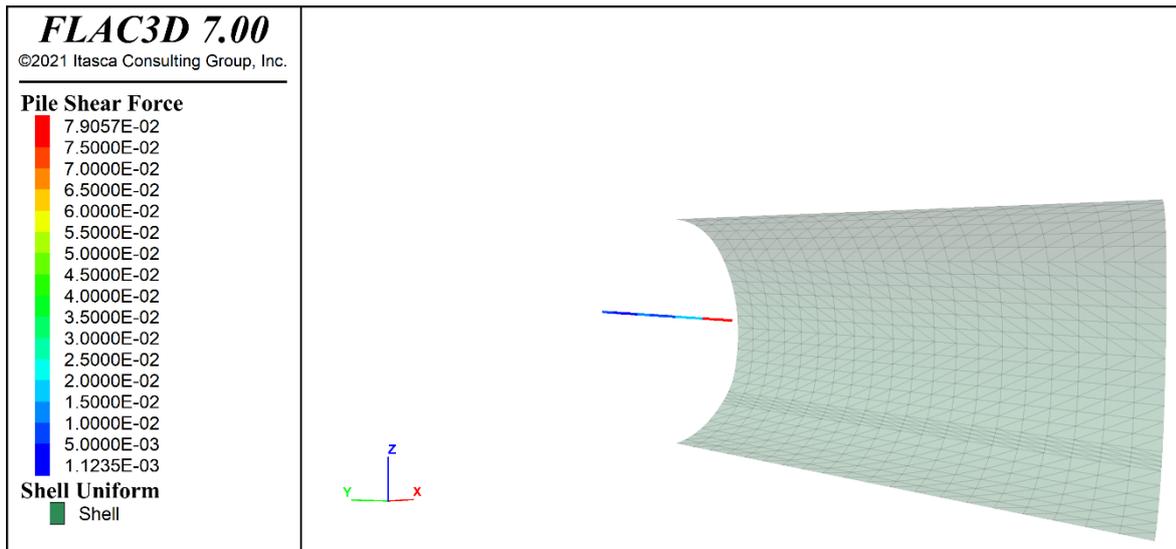


Figura 3.34: Forze di taglio nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo

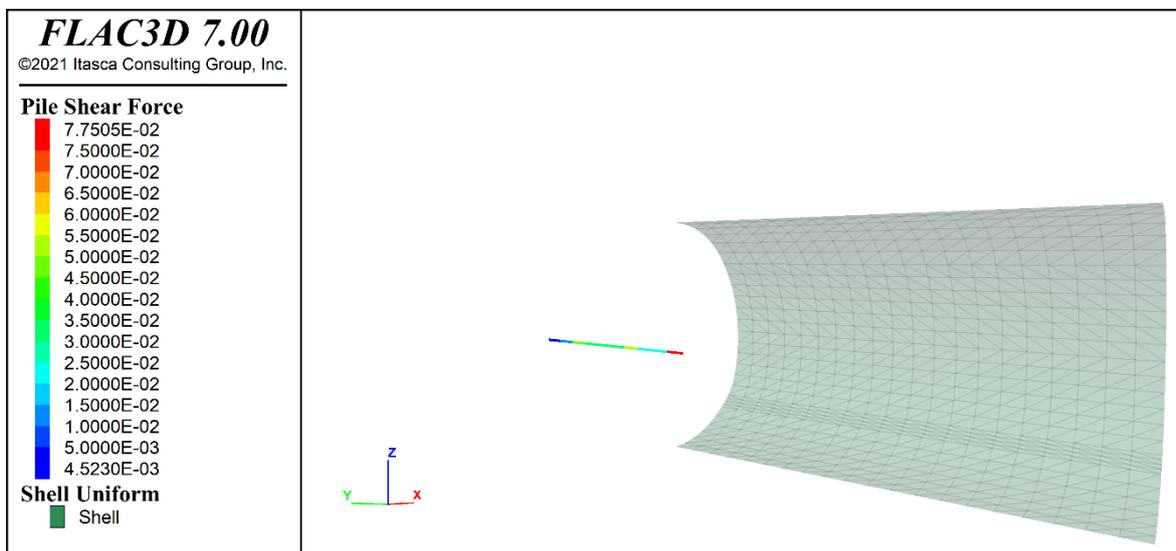


Figura 3.35: Forze di taglio nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo

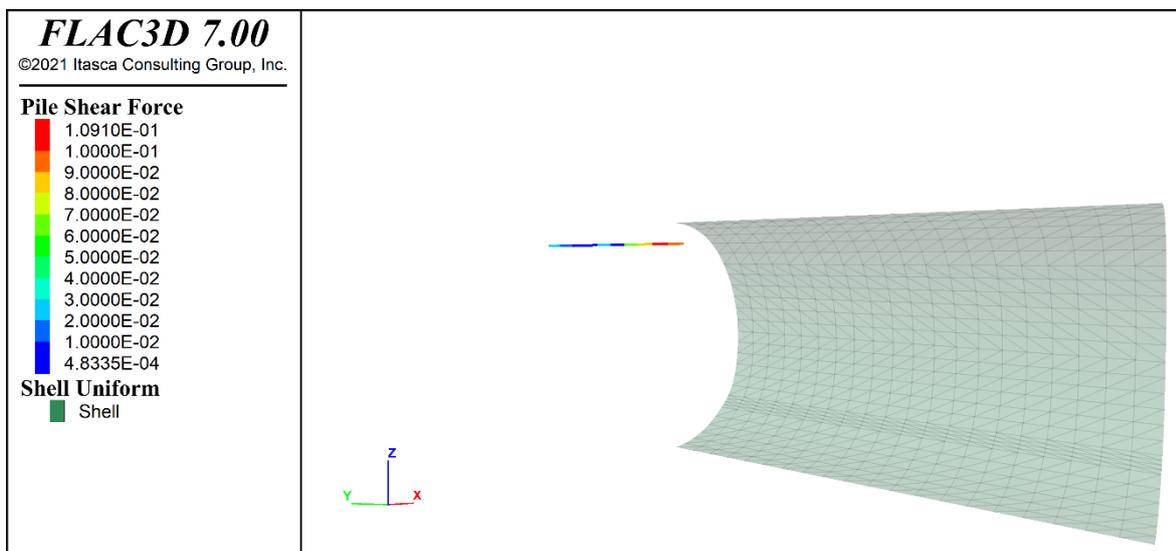


Figura 3.36: Forze di taglio nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo

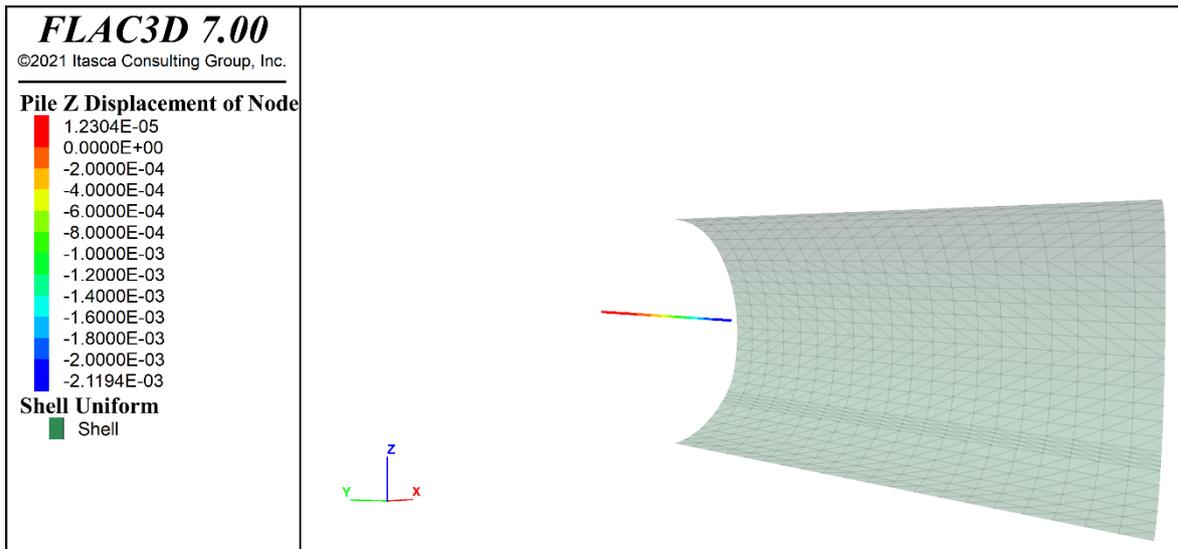


Figura 3.37: Deformazioni verticali nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo

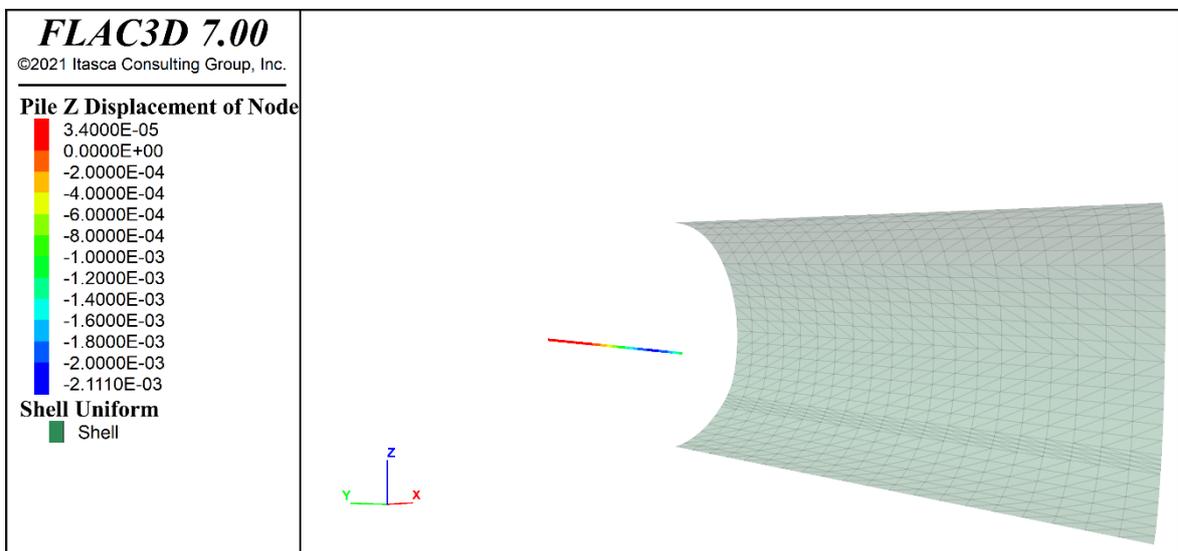


Figura 3.38: Deformazioni verticali nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo

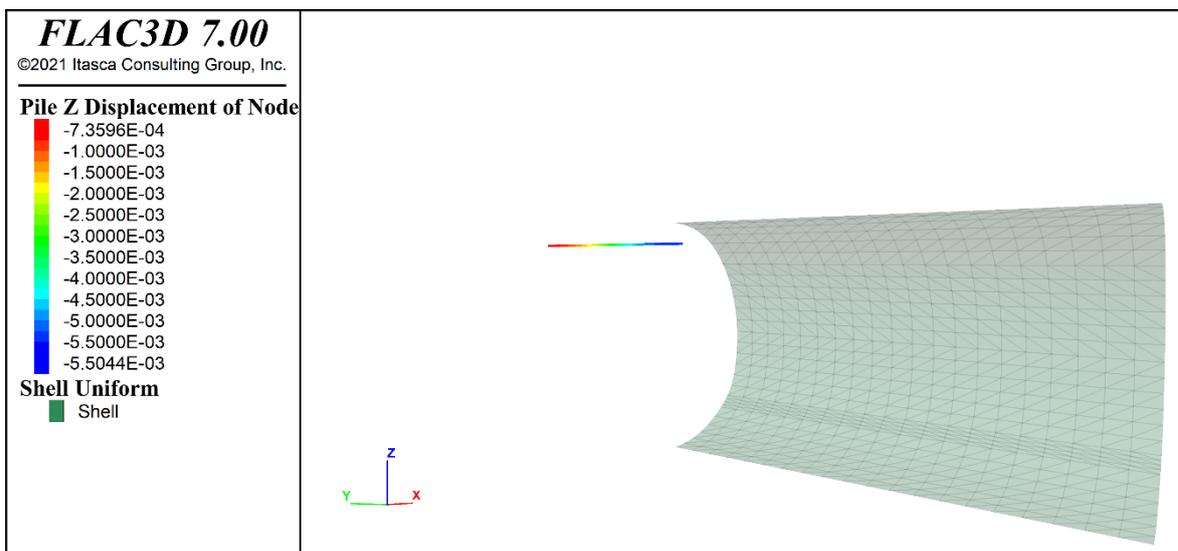


Figura 3.39: Deformazioni verticali nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo

3.4.2 Scavo ad alta copertura

Stessa procedura viene ripetuta per il modello alle alte coperture. In questo caso l'altezza della copertura passa da un valore di 20 m ad uno di 100 m visibile in Figura 3.40. Variano anche i valori delle caratteristiche del terreno. Questo perché date le coperture in gioco il modello ha richiesto resistenze maggiori. I valori sono riportati nella tabella che segue.

γ (kN/m ³)	20
E (MPa)	500
ν	0.3
ϕ' (°)	26°
c' (kPa)	60
K_0	0.6

Tabella 3.2: Parametri geomeccanici

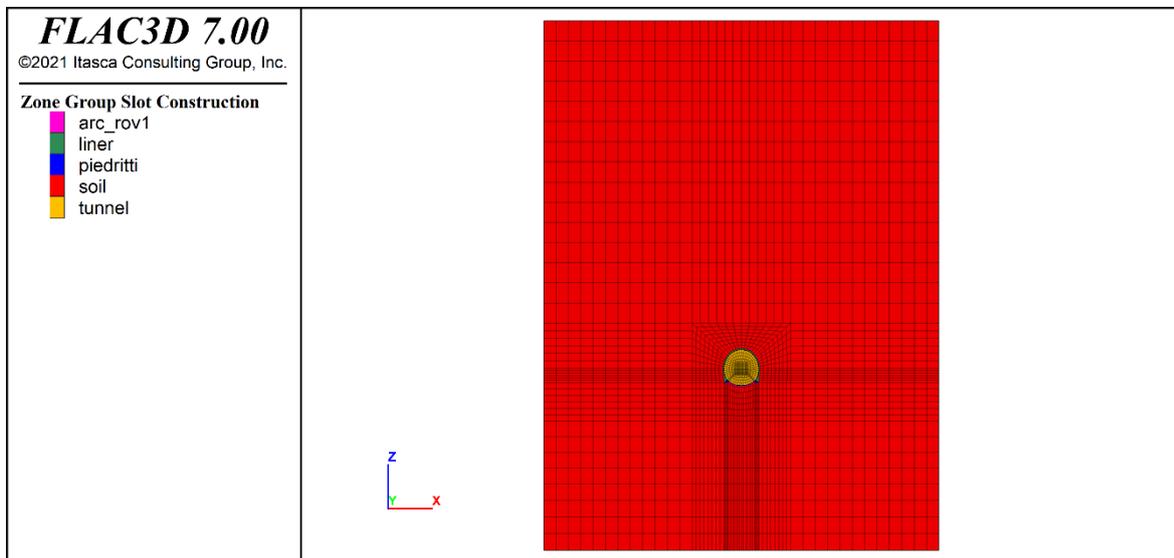


Figura 3.40: Mesh di calcolo

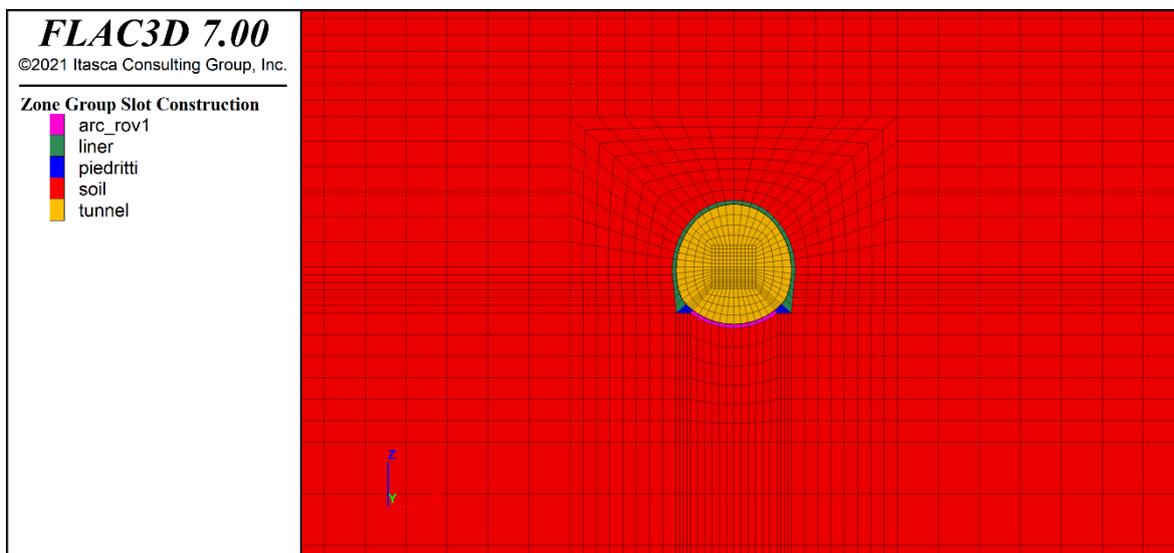


Figura 3.41: Particolare della mesh nell'intorno della galleria

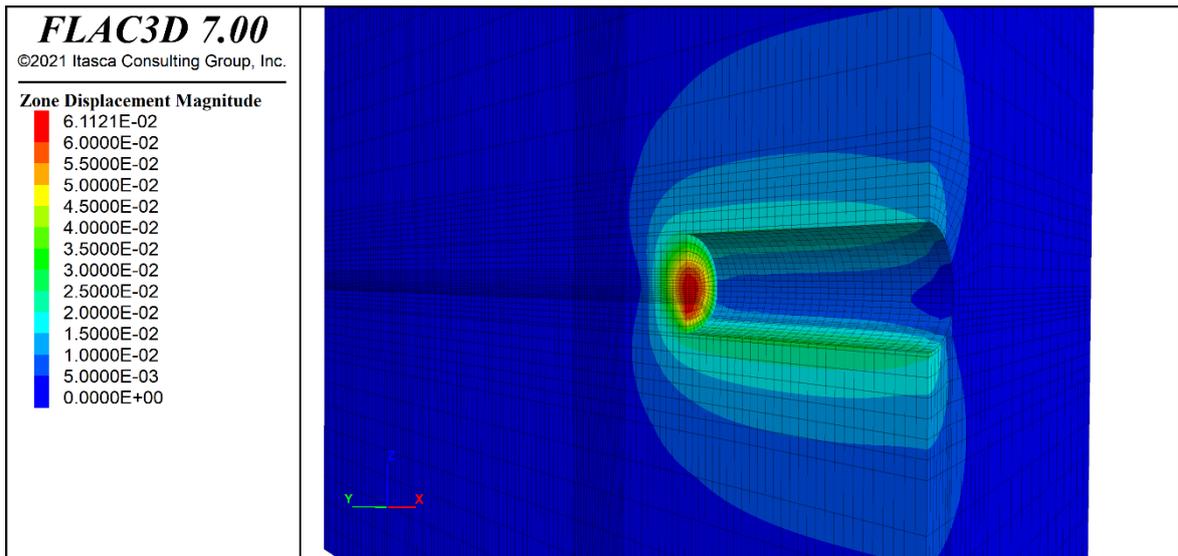


Figura 3.42: Spostamento a fine scavo

In questo caso, ad una profondità di 100 m, notiamo una distribuzione degli spostamenti in direzione parallela all'asse della galleria. Il baricentro degli spostamenti massimi adesso si sposta verso il centro del cavo, raggiungendo un valore di circa 6 cm. Questo processo è messo meglio in evidenza in Figura 3.43 attraverso i vettori di velocità. Possiamo quindi affermare che il fenomeno non è più assimilabile ad uno scivolamento come nel caso precedente, ma è un processo di estrusione. Questa differenza notevole porterà come conseguenza ad una diversa analisi del processo di stabilità.

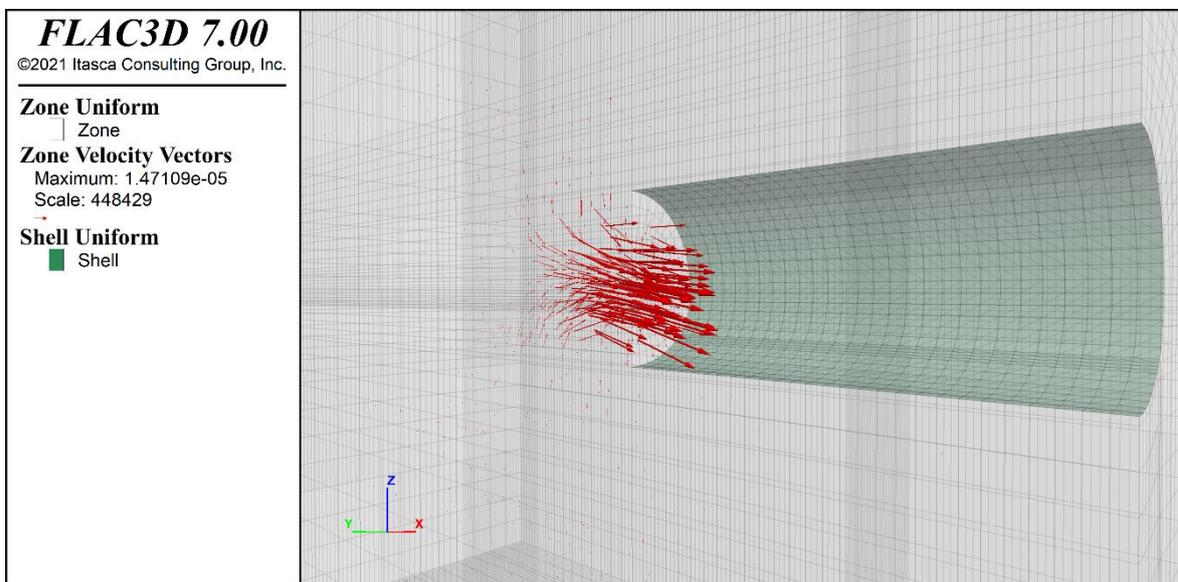


Figura 3.43: Vettori di velocità

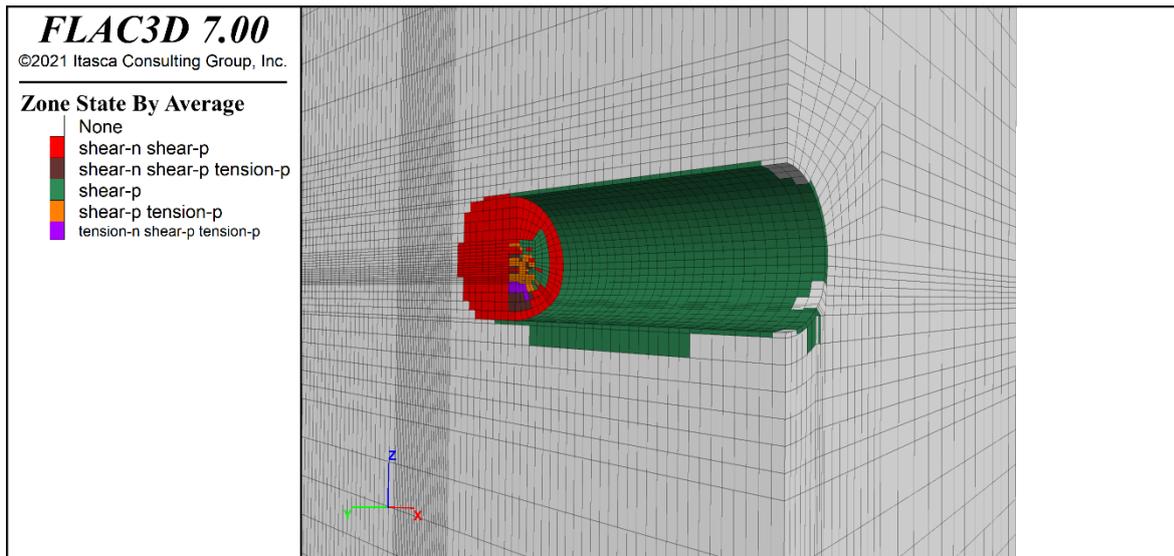


Figura 3.44: Distribuzione delle zone plasticizzate a fine scavo

Come prima la concentrazione delle deformazioni di taglio è al fronte della galleria, come anche l'estensione delle zone di plasticizzazione lungo tutta la lunghezza del tratto di scavo.

Gli spostamenti orizzontali raffigurati in Figura 3.45 anche in questa situazione mostrano che gli spostamenti positivi massimi si raggiungono in corrispondenza dei piedritti ma con un valore minore e pari a circa 0.4 cm. In questo caso però si nota un'ulteriore estensione sulle pareti della galleria, di deformazioni massime rivolte verso l'interno e dell'ordine di 0.55 cm.

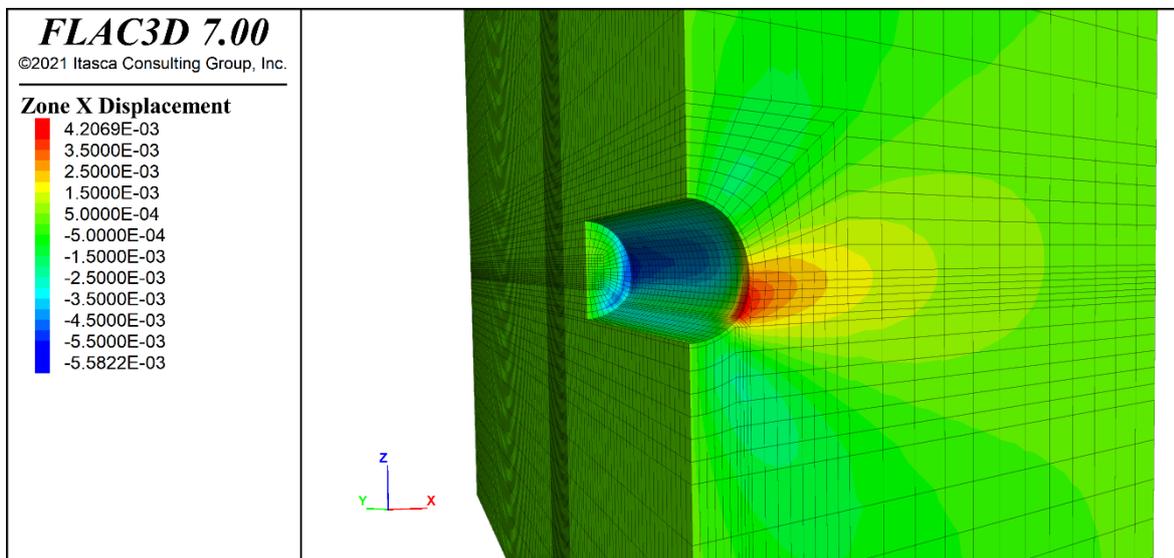


Figura 3.45: Spostamenti in direzione x

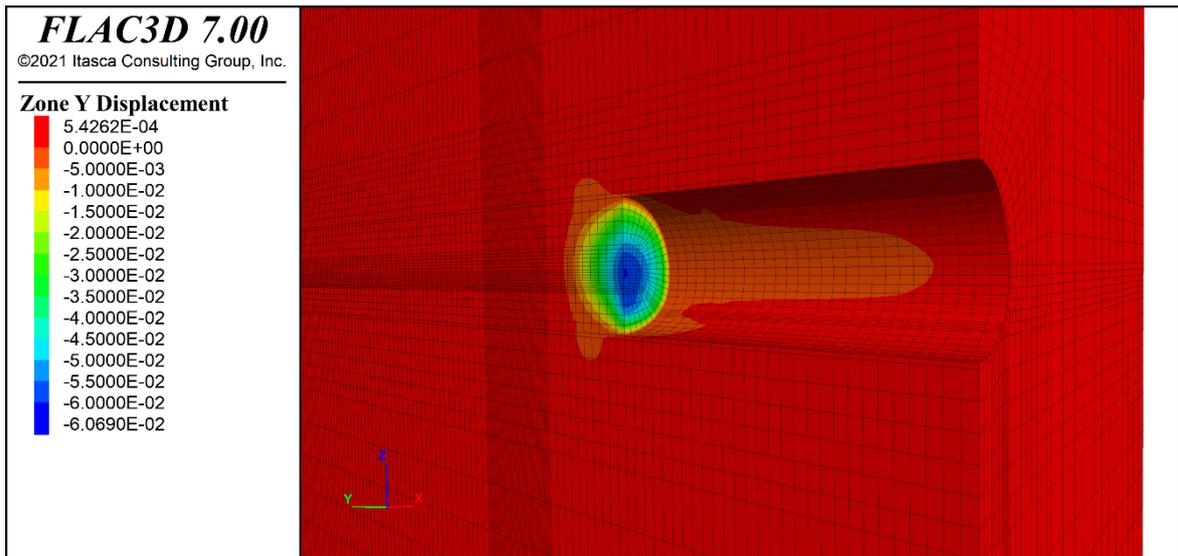


Figura 3.46: Spostamenti in direzione y

La Figura 3.46 riconferma la concentrazione degli spostamenti massimi in direzione y nel centro del cavo ed in linea anche con i valori massimi raggiunti dell'ordine di 6 cm. Resta molto simile anche la situazione gli spostamenti verticali (Figura 3.47) che anche in questo caso decrescono all'aumentare della distanza dal cavo ma molto più lentamente. Infatti, il cedimento massimo che prima restava maggiormente concentrato in prossimità del fronte, adesso si protrae per quasi tutta la lunghezza del tratto scavato. Il valore raggiunto in questo caso è di circa 2 cm.

Data l'altezza della copertura in gioco i cedimenti non raggiungono mai il piano campagna ma si arrestano circa ad un'altezza di 40 m al di sopra del fronte di scavo. Al di sotto della galleria si hanno spostamenti di sollevamento con valori massimi di 2.46 cm.

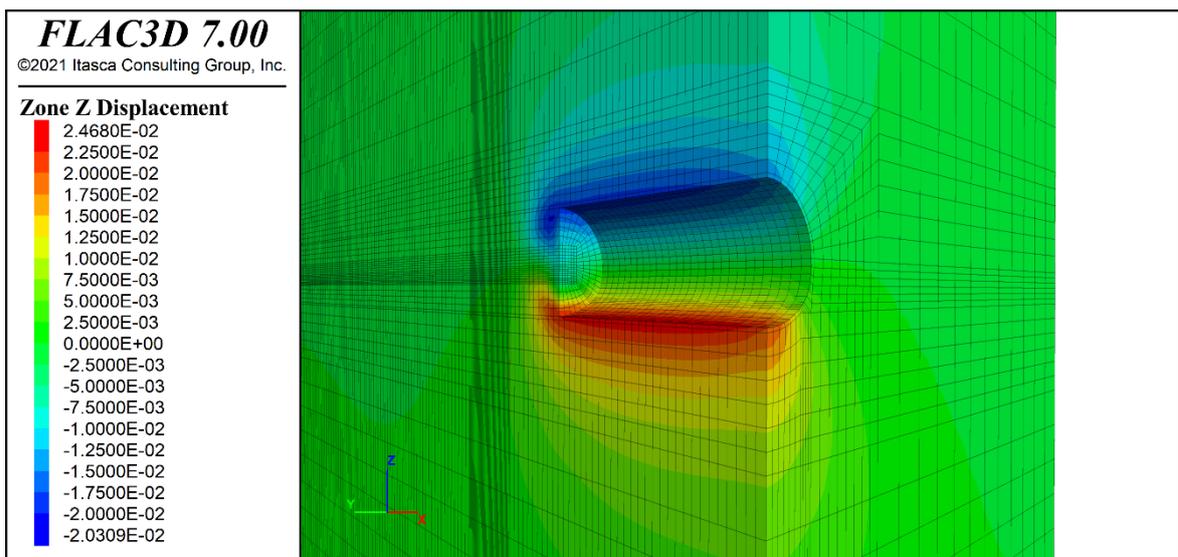


Figura 3.47: Spostamenti in direzione z

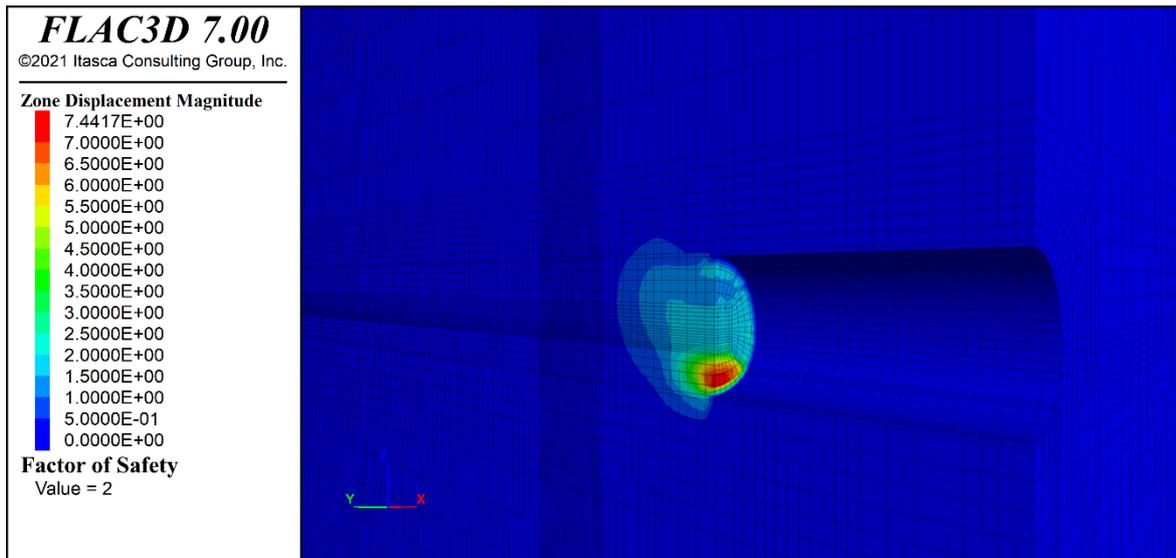


Figura 3.48: Analisi di stabilità - FOS = 2

L'analisi di stabilità in questo caso ha indicato un fattore di sicurezza poco minore del precedente e pari a 2 con una zona di incipiente collasso più contenuta. Mentre per i pali analizzati la trazione massima si registra ancora in testa del palo posizionato sul paramento, con un valore di circa 244 N.

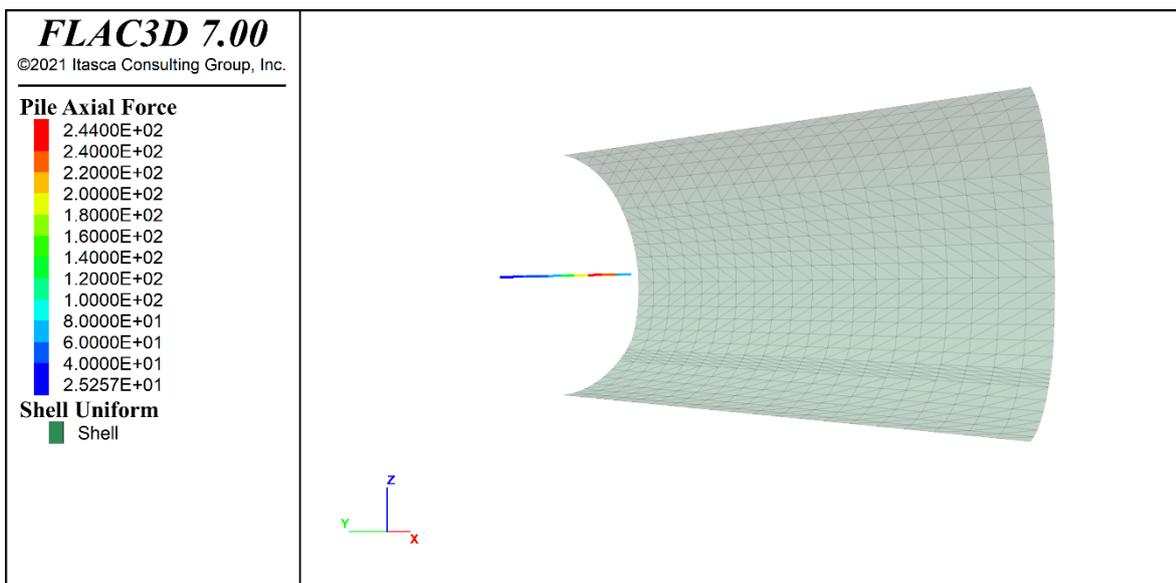


Figura 3.49: Forze assili nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo

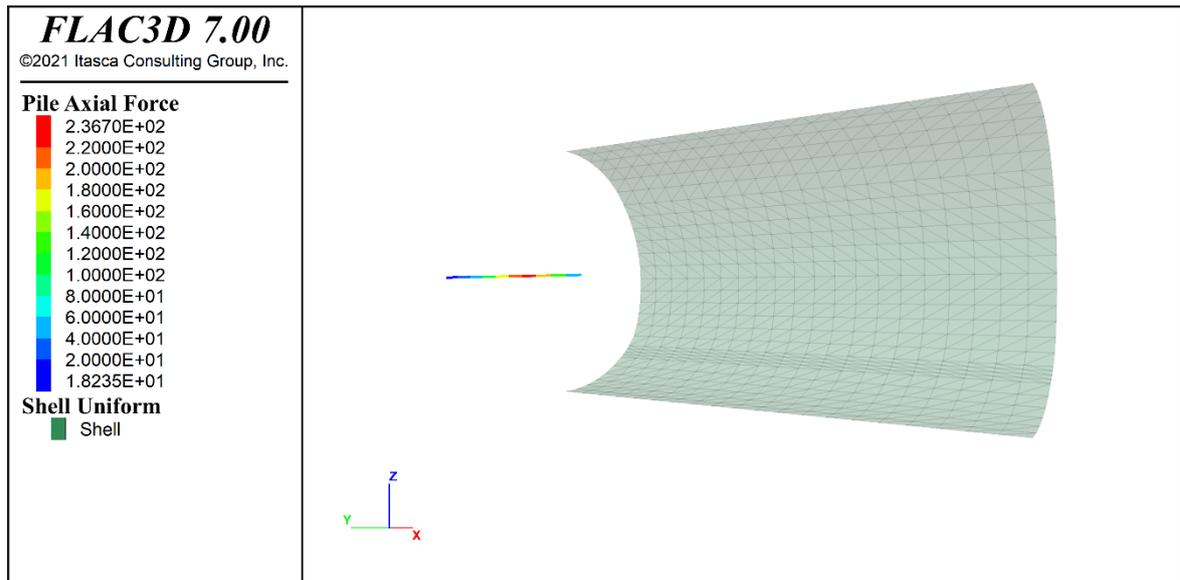


Figura 3.50: Forze assili nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo

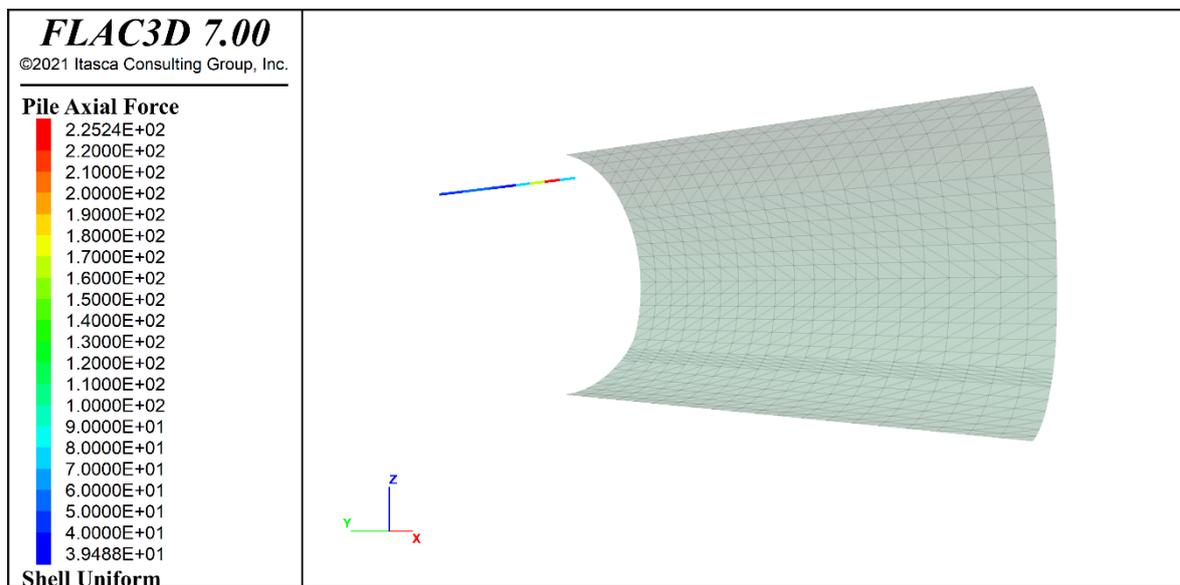


Figura 3.51: Forze assili nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo

Le forze di taglio massime si registrano invece sul palo posto in calotta dove raggiungono un valore di 0.1 N per poi diminuire gradualmente passando dal paramento fino a raggiungere il centro della sezione con un valore di 0.05 N. Mentre le deformazioni verticali massime anche in questo caso si registrano nei pali di calotta con uno spostamento di 0.016 cm.

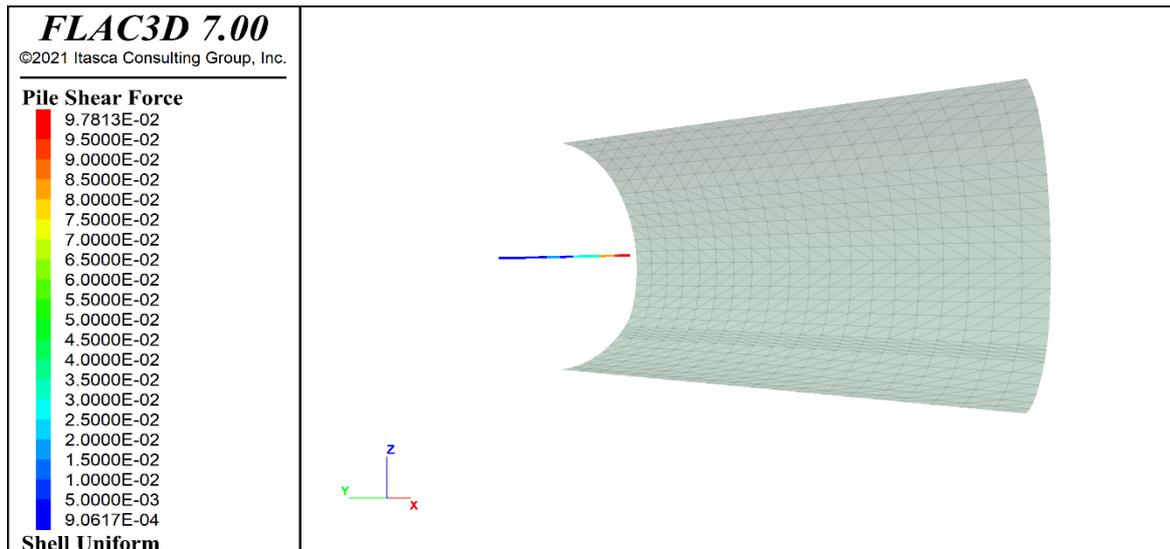


Figura 3.52: Forze di taglio nel VTR sul paramento dopo 20 m di scavo

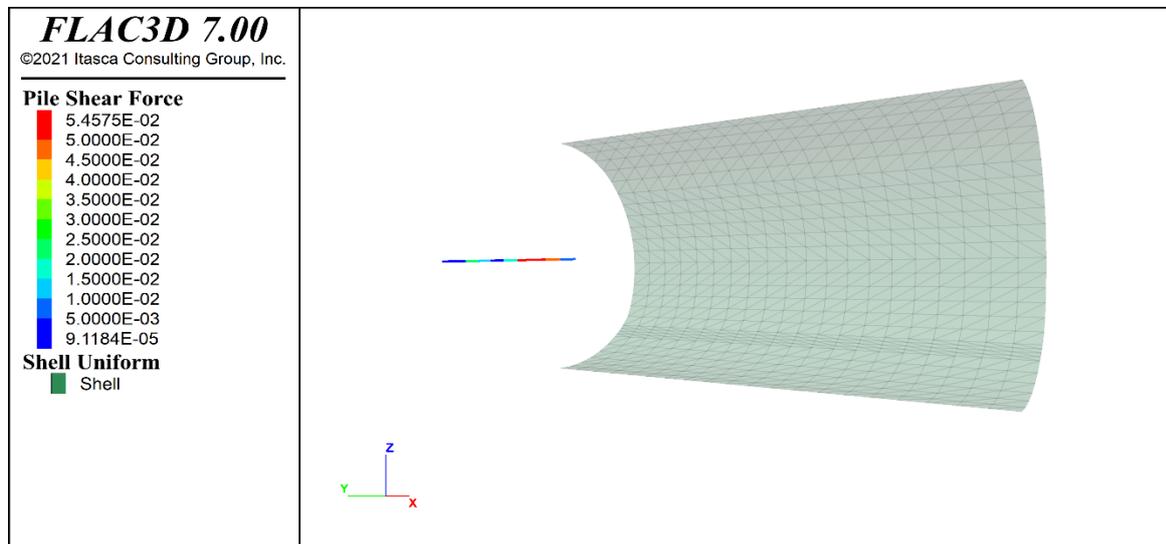


Figura 3.53: Forze di taglio nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo

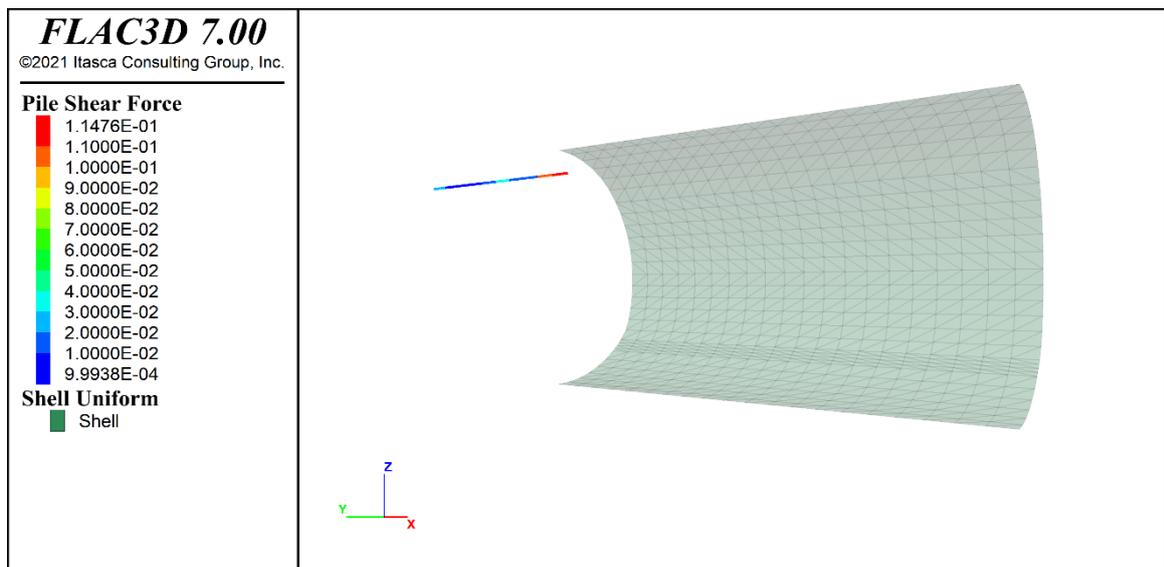


Figura 3.54: Forze di taglio nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo

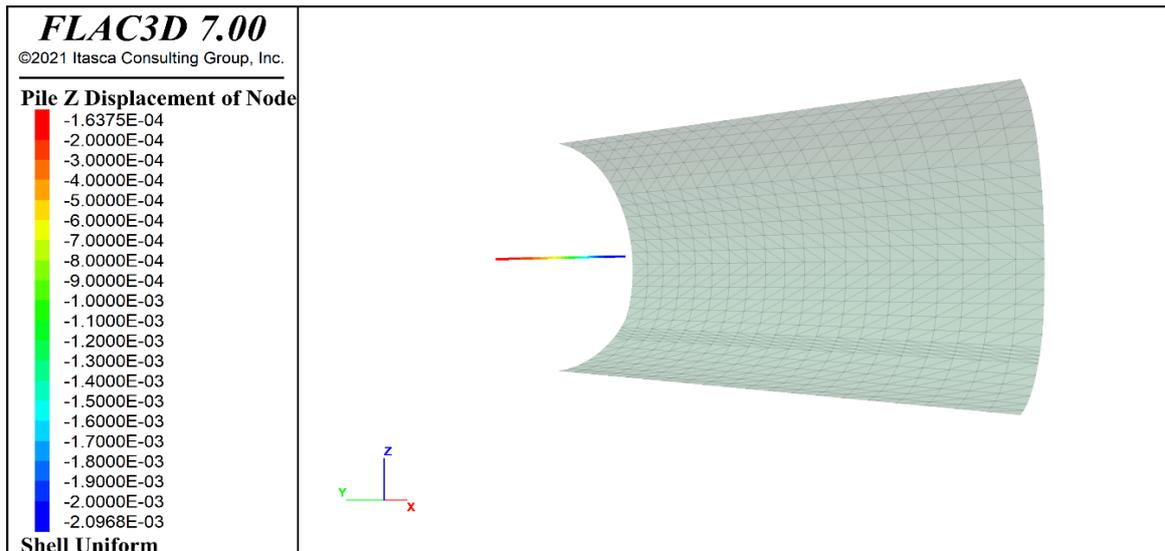


Figura 3.55: Deformazioni verticali nel VTR sul paramento dopo 20 mdi scavo

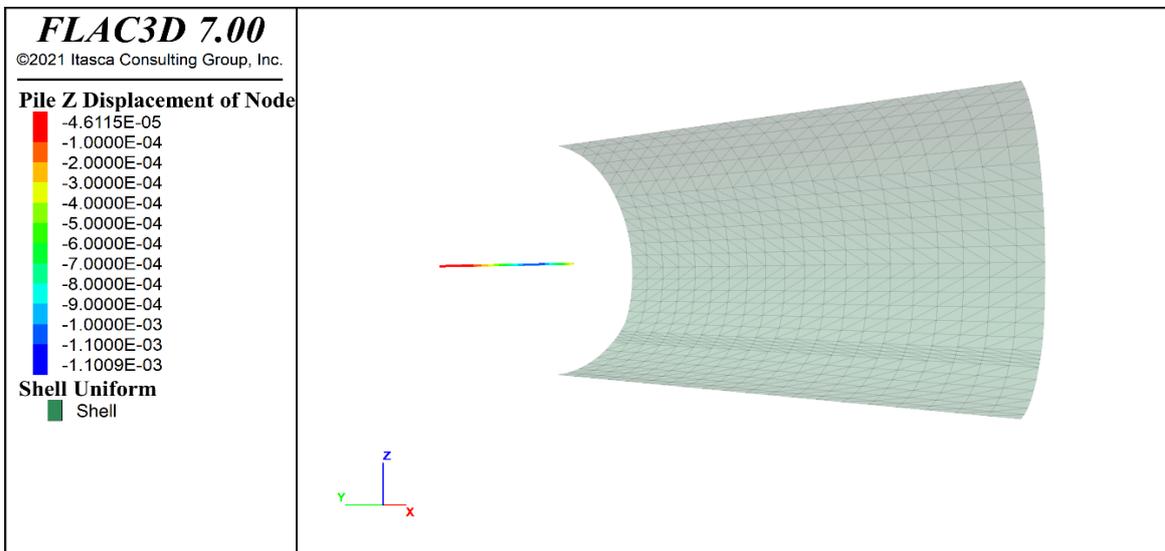


Figura 3.56: Deformazioni verticali nel VTR al centro della sezione dopo 20 m di scavo

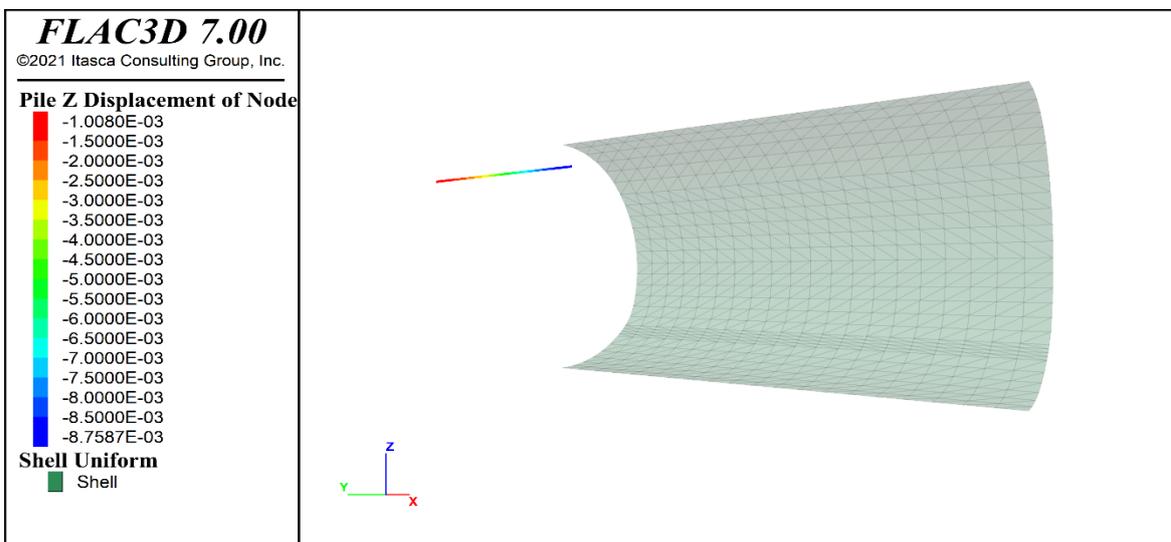


Figura 3.57: Deformazioni verticali nel VTR in calotta dopo 20 m di scavo

3.5 Confronti

I risultati mostrati sono quindi stati calcolati con lo scopo di andare a evidenziare la differenza di comportamento della stabilità del fronte nei due casi analizzati, che è uno degli aspetti più importanti per la statica delle gallerie. Questa differenza è ben visibile soprattutto dalla posizione del baricentro degli spostamenti che andrà ad influenzare significativamente il processo di rottura al fronte. Nel modello alle basse coperture si osserva come quello che si viene a formare è un processo simile allo scivolamento di un cuneo e quindi in linea con le teorie dell'equilibrio limite. Alle alte coperture invece il processo è di estrusione.

Questa differenza porta come conseguenza la necessità di adottare un diverso sistema di consolidamento del fronte. Alle basse coperture dovrà infatti andare ad attuare un sistema con degli elementi che lavoreranno maggiormente a taglio mentre alle alte coperture dovrà utilizzare elementi che lavoreranno maggiormente a trazione perché, come si nota anche dalla posizione assunta dai vettori di velocità, la direzione degli sforzi è parallela all'asse degli elementi in vetroresina. Quindi lo stesso elemento lavorerà in maniera completamente diversa in caso o nell'altro. Dunque, anche l'approccio alla progettazione dovrà essere diverso.

Queste differenze possono quindi essere apprezzate solo attraverso la realizzazione di modelli tridimensionali di calcolo. Questo perché gli approcci analitici generalmente non sono in grado di cogliere questo aspetto. Da qui si evince quindi come la rappresentazione tridimensionale, se correttamente usata può essere un valido supporto alla progettazione di queste opere.

Conclusioni

L'obiettivo della tesi presentata, svolta in collaborazione con la Rocksoil S.p.A. è lo studio degli aspetti di instabilità del fronte di scavo di gallerie naturali analizzandone le differenze di comportamento alle alte e alle basse coperture. Il problema è stato analizzato dal punto di vista teorico mettendo a confronto i metodi disponibili in letteratura con la modellazione numerica. Lo stesso problema è stato ulteriormente approfondito con lo sviluppo del modello tridimensionale del problema reale.

Lo studio presentato è stato tratto dallo scavo delle gallerie ferroviarie del Terzo Valico dei Giovi sviluppando due sezioni tipo previste per la realizzazione di una galleria naturale a singolo binario scavata a piena sezione secondo l'approccio ADECO-RS. La simulazione numerica è stata eseguita con il codice di calcolo alle differenze finite Flac 3D. I metodi di analisi numerica sforzi-deformazioni nel campo tridimensionale ad oggi risultano i più idonei a rappresentare il comportamento delle gallerie anche in condizioni difficili. Data le dimensioni in gioco, nell'esempio è stata modellata una porzione limitata dell'ammasso di lunghezza 30 m a cui è stata fatta variare l'altezza della copertura. L'intervento di sostegno al fronte è stato realizzato mediante la messa in opera 70 elementi in vetroresina disposti secondo cerchi concentrici di raggio variabile.

I risultati ottenuti da queste analisi hanno permesso di confermare le differenze di comportamento attese tra le gallerie a basse e alte coperture. Sono stati posti a confronto i due modelli con coperture paria a 20 e 100 m che hanno messo in evidenza come:

- la concentrazione degli spostamenti massimi si sposta dal basso verso il centro del cavo, passando dal caso di bassa copertura ad una alta mantenendo comunque un livello di spostamento simile;
- i cedimenti che si manifestano in superficie sono relativamente piccoli con basse coperture mentre nel caso opposto i cedimenti non raggiungono la superficie;
- alle basse coperture il collasso si propaga fino in superficie mentre alle alte coperture coinvolge solo una porzione limitata della copertura;
- i meccanismi di rottura trovati confermano quelli ipotizzati con l'approccio dell'equilibrio limite globale nei casi di basse coperture mentre alle alte coperture mostrano meccanismi di estrusione con componente di deformazione prettamente parallela all'asse della galleria;
- l'utilizzo di elementi in vetroresina consente di contrastare efficacemente le spinte del terreno permettendo di contenere le sollecitazioni assiali e di taglio.

Lo studio effettuato mette quindi in luce i vantaggi dell'utilizzo di un'analisi tridimensionale nella pratica progettuale evidenziando come i risultati di calcolo siano più affidabili e in grado di consentire notevoli risparmi futuri in termini operativi ed economici.

Questo risultato porta con sé la necessità di una diversificazione dell'approccio alla progettazione e di un riequilibrio nel sistema di verifica della stabilità alle alte coperture.

Ringraziamenti

“Non chi comincia ma quel che persevera” lodava Leonardo da Vinci. Sognare, progettare, compiere il primo passo e avere il coraggio di continuare quando hai poco più di diciotto anni e sei lontano da casa, non è semplice. Ci vuole pazienza, tenacia e sacrificio.

Quando otto anni fa presi quell'autobus che mi avrebbe condotto fino a Torino, avevo ben in mente quel che stavo facendo. Volevo cambiare la mia vita, nonostante fossi già grata per quella che avevo. Volevo conoscere persone nuove, nonostante fossi circondata da persone meravigliose. Volevo provare sensazioni nuove, nonostante la paura.

Durante tutti questi anni trascorsi qui, ho gioito ed ho pianto, mi sono innamorata, mi sono arrabbiata, ho avuto paure, ho sconfitto paure e allo stesso tempo me ne sono venute delle altre, ho vinto ed ho perso, sono caduta e mi sono rialzata. Ad oggi, ho capito che in fondo quel qualcosa che cercavo e per cui sono andata via, l'ho trovato. Quel qualcosa era la consapevolezza, la consapevolezza di essere una Donna e di poter raggiungere dei traguardi. Traguardi importanti. Alla mia lista adesso posso aggiungerne un altro e voglio ringraziare tutte quelle alle persone che hanno fatto sì che questo accadesse.

Grazie al Professor Claudio Scavia, che con la sua professionalità e dedizione mi ha accompagnato fin qui. Grazie perché ancora una volta ha creduto in me.

Grazie all'Ingegnere Andrea Bellocchio per la fiducia e l'opportunità. Grazie per avermi insegnato che il successo è un impegno e come tale richiede pazienza e sacrificio. I suoi insegnamenti sono stati e saranno sempre d'ispirazione.

Un grazie particolare va anche alla Dottoressa Valentina Caruso che fin da subito ha creduto in questo progetto. Grazie perché con la sua disponibilità e gentilezza ha fatto sì che riuscissi a concretizzarlo. Il suo contributo e quello dei suoi colleghi sono stati fondamentali.

Anche se i loro nomi non compaiono in copertina, voglio dire grazie a chi mi ha permesso di essere qui oggi, la mia famiglia. A Mamma, Papà e Grazia, questa mia vittoria è anche merito vostro, dei vostri sacrifici e del vostro incondizionato amore. I vostri nomi sono scritti nel mio cuore.

Grazie ad Alessio, mio più grande amico e fedele compagno di viaggio, per il suo supporto e la sua tenacia. Grazie per avermi sostenuto ed incoraggiato sempre, per il tuo aiuto e per la tua pazienza. Questo percorso non sarebbe stato lo stesso senza di te.

Grazie anche a Giovanni, amico fidato e spirito guida che mi ha trasmesso la sua passione per la geotecnica. Come vedi la tua passione oggi è diventata anche la mia.

Quando otto anni fa presi quell'autobus che mi avrebbe condotto fin qui, quello che invece non sapevo è che questo nuovo viaggio mi avrebbe arricchito la vita di esperienze e persone meravigliose, che insieme a me, questa nuova vita l'hanno vissuta. Parlo di Federica, Giulia, Flavia, Martina, Gloria, Francesca insomma tutte le mie coinquiline, quelle con cui fino ad ora questa vita l'ho condivisa. Ma parlo anche di tutti i miei amici, quelli con cui questa vita l'ho vissuta dentro e fuori l'università.

Infine, un doveroso grazie va anche a Torino, la città che mi ha stravolto la vita.

Bibliografia

- [1] P. Lunardi, Progetto e Costruzione di Gallerie: Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli - A.DE.CO.-RS., Hoepli, 2006.
- [2] Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale Serie Generale, 2018, 42.
- [3] ITALFERR, Specifica Tecnica PPA. 0002403 "Linee guida per la progettazione geotecnica delle gallerie naturali", Dicembre 2015.
- [4] M. Tanzini, La relazione geologica e geotecnica. Caratterizzazione dei terreni e delle rocce per la realizzazione di opere civili e infrastrutture, Dario Flaccovio Editore, 2014.
- [5] M. Tanzini, Gallerie - Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione, Dario Flaccovio Editore, 2015.
- [6] Z. T. Bieniawski, Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, Balkema, Rotterdam, 1984.
- [7] L. R. a. L. J. Barton N., «Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support.,» *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech*, vol. 6, n. 4, 1974.
- [8] E. Hoek, «Strength of rock masses,» *ISRM News Journal*, vol. 2, 1994.
- [9] E. Hoek, C. Carranza-Torres e B. Corkum, «Hoek-Brown criterion,» in *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto, 2002.
- [10] N. Barton e S. Brandis, «Review of the predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Rock joints.,» Loen, 1990.
- [11] Z. T. Bieniawski , «Determining rock mass deformability: experience from case histories.,» *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 1978.
- [12] J. Serafim e J. Pereira , «Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski,» in *International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisbon, Portugal, 1983.
- [13] E. Hoek e E. Brown , «Practical Estimates of Rock Mass,» *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 1997.
- [14] A.G.I., Some Italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex Formations. Proc. IV I.C.R.M., Montreaux, 1, 827- 846, 1979.
- [15] P. Marinos e E. Hoek , «Estimating the geotechnical proprieties of heterogeneous rock masses such as flysch,» *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 2001.

- [16] UNI EN 1997-1, Eurocodice 7 -Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali, 2005.
- [17] ITA/AITES, «Seismic design and analysis of underground structures,» *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 2001.
- [18] P. Lunardi , «Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo,» in *SIG Conference within the SAMOTER on „La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo “*, Verona, 1993.
- [19] G. Canetta , «La verifica di stabilità del fronte di avanzamento e il progetto del supporto del fronte con metodi numerici 3D,» *Gallerie e grandi opere sotterranee n.84*, Dicembre 2007.
- [20] B. B. Broms e H. Bennermark , «Stability of a clay at a vertical opening.,» in *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 1967.
- [21] W. Broere, «Tunnel face stability and new CPT applications,» 2002.
- [22] S. Sloan e A. Assadi , *Stability of shallow tunnels in soft ground. Predictive Soil Mechanics*, Oxford, 1993.
- [23] E. H. Davis , M. J. Gunn, R. J. Mair e H. N. Seneviratne, «The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material,» in *Géotechnique*, 1980.
- [24] E. Leca e L. Dormieux , *Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow tunnels in frictional material*, *Géotechnique*, 40, 1990.
- [25] J. F. Chambon e Corté, «Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modelisation en centrifugeuse.,» in *Colloque internationale Tunnels et Microtunnels en Terrain Meuble: du Chantier à la Théorie*, Paris, 1990, pp. 307-315.
- [26] T. Krause, «Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust.,» PhD thesis, Technischen Universität Carolo-Wilhelmina, Braunschweig, 1987.
- [27] S. Jancsecz e W. Steiner, «Face support for a large mix-shield in heterogenous ground conditions,» in *Tunneling '94*, London, Institution of Mining and Metallurgy, 1994.
- [28] E. Tamez e I. Cornejo, «Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology.,» in *Tunnels & Tunnelling.*, 1989.
- [29] A. S. Rabuffetti, «Alcuni cenni sulle tecniche numeriche non tradizionali nella progettazione geotecnica,» Studio Terrain, Milano, 2011.
- [30] M. Barla, *Lecture of the course: Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Politecnico di Torino, 2017.
- [31] P. Lunardi, G. Cassani, A. Bellocchio e N. Meister, «Milan to Genoa high speed/capacity railway: the Italian section of the Rhine-Alpine corridor,» 2019.
- [32] E. Pagani e G. Cassani, «Terzo Valico dei Giovi: Milan-Genoa High Speed/High Capacity Line,» in *Proceeding of Swiss Tunnel Congress*, Luzern, Switzerland, ISBN 978-3-033-05486-8, 15-16 June 2016, pp. 48-57.

- [33] G. Lunardi, G. Cassani, A. Bellocchio , F. Pennino e P. Perello, «Studi Idrogeologici per la progettazione delle gallerie AV/AC Milano-Genova. Verifica e mitigazione degli impatti dello scavo sugli acquiferi esistenti.» *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, n. 117, pp. 17-24, 2016.
- [34] G. Lunardi , G. Cassani e A. Bellocchio , «Linea ferroviaria ad alta velocità Milano-Genova. Analisi parametrica della risposta tenso-deformativa delle "Argille a Palombini" durante lo scavo di gallerie,» in *Le sfide per la realizzazione di grandi opere in sotterraneo: progettazione, costruzione e gestione di opere complesse e sfidanti*, Bologna, 20-21 Ottobre 2016.
- [35] Itasca Consulting Group Inc., FLAC3D 7.0 Documentation, 2017.
- [36] R. J. Mair, «Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations,» in *Civil Engineering*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1993.
- [37] G. Anagnostou e K. Kovari , «Face stability in slurry and EPB shield tunnelling processes in soft ground,» in *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Grounds*, London. Balkema, 1996.
- [38] M. Panet, «Le calcul des tunnels par la méthode convergenceconfinement,» *Ponts et chaussées*, 1995.
- [39] R. B. Peck, «Deep excavation and tunneling in soft ground. State of the art volume,» in *VII International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Mexico, 1969.
- [40] S. Guido, Gv4. Manuale d'uso, 2003.
- [41] G. Lombardi, «Nuovi concetti sulla statica delle gallerie,» *La rivista della strada*, n. 406, pp. 465-482, 1975.
- [42] C. Casarin e R. J. Mair, «The assessment of tunnel stability in clay by model test, in soft ground tunneling - failure and displacements,» Baljema, Resendiz e Romo, 1981, pp. 95-103.
- [43] M. Horn, Alagutak homlokbiztosítására ható vízszintes. Az országos mélyépítőipari konferencia előadásai, Budapest (in Hungarian): Közlekedési Dokumentációs Vállalat , 1961.
- [44] A. S. Rabuffetti, «Alcuni cenni sulle soluzioni avanzate in geotecnica. Modellazioni FEM e FDM».

Allegati

Si inseriscono nel seguito gli allegati relativi ai file di dati principali prodotti in Flac 3D:

- Tunnel_H20.prj
- Tunnel_H100.prj

Tunnel_H20.prj

Stage1.dat

```
model large-strain off
fish automatic-create off
zone cmodel assign null range position-z 32.0 45
; assign material properties
zone group 'soil1' slot 'Material' range group 'soil' position-z 27.0 42.0
zone group 'soil2' slot 'Material' range group 'soil' position-z 17.0 27.0
zone group 'soil3' slot 'Material' range group 'soil' or 'arc_rov1' or 'piedritti'
or 'tunnel' or 'liner' position-z -50.0 17.0
;
zone cmodel assign mohr-coulomb range group 'soil1'
zone cmodel assign mohr-coulomb range group 'soil2'
zone cmodel assign mohr-coulomb range group 'soil3'
;
zone prop density 2.0 friction 22 cohesion 30 range group 'soil1'
zone prop young 150000 poisson 0.3 range group 'soil1'
zone prop density 2.0 friction 22 cohesion 30 range group 'soil2'
zone prop young 150000 poisson 0.3 range group 'soil2'
zone prop density 2.0 friction 22 cohesion 30 range group 'soil3'
zone prop young 150000 poisson 0.3 range group 'soil3'
;
; assign boundary conditions
zone face apply velocity-normal 0 range group 'front' or 'back'
zone face apply velocity-normal 0 range group 'right' or 'left'
zone face apply velocity (0,0,0) range group 'bottom'
;
; assign initial stress equilibrium
model gravity 10
zone initialize-stresses ratio 0.65 range group 'soil1'
zone initialize-stresses ratio 0.6 range group 'soil2'
zone initialize-stresses ratio 0.55 range group 'soil3'
;
; solve
model solve elastic only convergence 1.0
model solve convergence 1.0
;
model save '01-initial'
zone results model-mechanical on
```

Stage2.dat

```

model restore '01-initial'
;
zone initialize state 0
zone gridpoint initialize disp (0 0 0)
;
history interval =500
model history mechanical unbalanced-maximum
; gallery points
zone history displacement-z position (0,0,11.421)
zone history displacement-x position (5.63391,0,0)
zone history displacement-x position (-5.63391,0,0)
zone history displacement-z position (0,0,0)
; surface point
zone history displacement-z position (0,0,42)
;
; define piles
program call 'pile-element'
; install initial piles
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 1 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '1'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 2 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '2'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 3 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '3'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 4 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '4'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 5 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '5'
struct pile delete range position-y -130 0 ; remove elements outside model
; piles property
struct pile property density 0.1 young 2.0e7 poisson 0.2 ...
           cross-section-area 1.100e-2 moi-y 5.93e-6 ...
           moi-z 5.93e-6 moi-polar 0.02e-6 ...
           coupling-stiffness-normal 2e7 ...
           coupling-cohesion-normal 1e5 ...
           coupling-friction-normal 0 ...
           coupling-stiffness-shear 2e7 ...
           coupling-cohesion-shear 150 ...
           coupling-friction-shear 0 ...
           perimeter 0.3 range id 1 5
;
; advancement
call 'tunnel-excavation' suppress
;
@excavate
;
model save '02-excavation'

```

Tunnel-excavation.dat

```

fish define excavate
; 30 excavation steps
loop global cut (1,30)
  local y0 = 1*(cut-1)
  local y1 = y0 + 1
  ; advance excavations
  local idx = ((cut-1)%5) + 1
  io.out(' EXCAVATION STEP '+ string(cut) + ' PILE PATTERN '+ string(idx))
  ;
  command
    ; rivestimento provvisorio
    zone face select skin begin (4.40545,-25.1268,4.27262) ...
    direction (-0.290759,0.956722,-0.0119291) break-angle 45
    zone face select skin begin (4.41602,-25.1243,4.25665) ...
    direction (-0.216698,0.968943,-0.0119129) break-angle 45
    zone face select off internal use-hidden-zones
    struct shell create by-face internal reverse ...
      range group 'centina' position-y [y0] [y1]
    struct shell create by-face internal reverse ...
      range group 'arc_rov' position-y [y0] [y1]
    struct shell property isotropic (10.5e6,0.25) thickness 0.9 ...
      density 2.5 range position-y [y0] [y1]
    struct shell group "Construction=riv_provv"
  ; excavate next step
  zone cmodel assign null ...
    range group 'tunnel' position-y [y0] [y1]
  ; delete piles
  struct pile delete range position-y [y0] [y1]
  ; install new piles
  struct pile delete range id [idx]
  struct pile import from-geometry 'piles' segments 24 id ...
    [idx] offset (0,[y1],0) group 'VTR' range group [string(idx)]
  struct pile property density 0.1 young 2.0e7 poisson 0.2 ...
    cross-section-area 1.100e-2 moi-y 5.93e-6 ...
    moi-z 5.93e-6 moi-polar 0.02e-6 ...
    coupling-stiffness-normal 2e7 ...
    coupling-cohesion-normal 1e5 ...
    coupling-friction-normal 0 ...
    coupling-stiffness-shear 2e7 ...
    coupling-cohesion-shear 150 ...
    coupling-friction-shear 0 ...
    perimeter 0.3
  end_command
  if y1+24 > 30 then
    command
      struct pile delete range position-y 30 130
    end_command
  end_if
  ; rivestimento definitivo
  if cut+1 > 1 then
    command
      zone cmodel assign elastic range group 'arc_rov1' ...
      or 'piedritti' or 'liner' position-y [y0] [y1]
      zone property bulk 20.0e6 shear 10.5e6 ...
      range group 'arc_rov1' or 'piedritti' ...
      or 'liner' position-y [y0] [y1]
    end_command
  end_if
end_if

```

```
; solve to equilibrium
command
  model solve
end_command
; save results
command
  model save ['excavation-'+string(cut*1)]
end_command
end_loop
end
```

Stage3.dat

```
model restore 'excavation-30'
zone gridpoint initialize disp (0 0 0)
zone factor-of-safety resolution 0.015
model solve
model save 'FS'
```

Tunnel_H100.prj

Stage1.dat

```
model large-strain off
fish automatic-create off
; assign material properties
zone group 'soil1' slot 'Material' range group 'soil' position-z 27.0 112.0
zone group 'soil2' slot 'Material' range group 'soil' position-z 17.0 27.0
zone group 'soil3' slot 'Material' range group 'soil' or 'arc_rov1' or 'piedritti'
or 'tunnel' or 'liner' position-z -50.0 17.0
;
zone cmodel assign mohr-coulomb range group 'soil1'
zone cmodel assign mohr-coulomb range group 'soil2'
zone cmodel assign mohr-coulomb range group 'soil3'
;
zone prop density 2.0 friction 26 cohesion 60 range group 'soil1'
zone prop young 500000 poisson 0.3 range group 'soil1'
zone prop density 2.0 friction 26 cohesion 60 range group 'soil2'
zone prop young 500000 poisson 0.3 range group 'soil2'
zone prop density 2.0 friction 26 cohesion 60 range group 'soil3'
zone prop young 500000 poisson 0.3 range group 'soil3'
;
; assign boundary conditions
zone face apply velocity-normal 0 range group 'front' or 'back'
zone face apply velocity-normal 0 range group 'right' or 'left'
zone face apply velocity (0,0,0) range group 'bottom'
;
; assign initial stress equilibrium
model gravity 10
zone initialize-stresses ratio 0.65 range group 'soil1'
zone initialize-stresses ratio 0.6 range group 'soil2'
zone initialize-stresses ratio 0.55 range group 'soil3'
;
; solve
model solve elastic only convergence 1.0
model solve convergence 1.0
;
model save '01-initial'
zone results model-mechanical on
```

Stage2.dat

```

model restore '01-initial'
;
zone initialize state 0
zone gridpoint initialize disp (0 0 0)
;
history interval =500
model history mechanical unbalanced-maximum
; gallery points
zone history displacement-z position (0,0,11.421)
zone history displacement-x position (5.63391,0,0)
zone history displacement-x position (-5.63391,0,0)
zone history displacement-z position (0,0,0)
; surface point
zone history displacement-z position (0,0,112)
;
; define piles
program call 'pile-element'
; install initial piles
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 1 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '1'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 2 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '2'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 3 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '3'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 4 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '4'
struct pile import from-geometry 'piles' ...
           segments 24 id 5 offset (0,-1,0) group 'VTR' range group '5'
struct pile delete range position-y -130 0 ; remove elements outside model
; piles property
struct pile property density 0.1 young 2.0e7 poisson 0.2 ...
           cross-section-area 1.100e-2 moi-y 5.93e-6 ...
           moi-z 5.93e-6 moi-polar 0.02e-6 ...
           coupling-stiffness-normal 2e7 ...
           coupling-cohesion-normal 1e5 ...
           coupling-friction-normal 0 ...
           coupling-stiffness-shear 2e7 ...
           coupling-cohesion-shear 150 ...
           coupling-friction-shear 0 ...
           perimeter 0.3 range id 1 5
;
; advancement
call 'tunnel-excavation' suppress
;
@excavate
;
model save '02-excavation'

```

Tunnel-excavation.dat

```

fish define excavate
; 30 excavation steps
loop global cut (1,30)
  local y0 = 1*(cut-1)
  local y1 = y0 + 1
  ; advance excavations
  local idx = ((cut-1)%5) + 1
  io.out(' EXCAVATION STEP ' + string(cut) + ' PILE PATTERN ' + string(idx))
  ;
  Command
  ; rivestimento provvisorio
  zone face select skin begin (4.40545,-25.1268,4.27262) ...
  direction (-0.290759,0.956722,-0.0119291) break-angle 45
  zone face select skin begin (4.41602,-25.1243,4.25665) ...
  direction (-0.216698,0.968943,-0.0119129) break-angle 45
  zone face select off internal use-hidden-zones
  struct shell create by-face internal reverse ...
    range group 'centina' position-y [y0] [y1]
  struct shell create by-face internal reverse ...
    range group 'arc_rov' position-y [y0] [y1]
  struct shell property isotropic (10.5e6,0.25) thickness 0.9 ...
    density 2.5 range position-y [y0] [y1]
  struct shell group "Construction=riv_prov"
  ; excavate next step
  zone cmodel assign null ...
    range group 'tunnel' position-y [y0] [y1]
  ; delete piles
  struct pile delete range position-y [y0] [y1]
  ; install new piles
  struct pile delete range id [idx]
  struct pile import from-geometry 'piles' segments 24 id ...
    [idx] offset (0,[y1],0) group 'VTR' range group [string(idx)]
  struct pile property density 0.1 young 2.0e7 poisson 0.2 ...
    cross-section-area 1.100e-2 moi-y 5.93e-6 ...
    moi-z 5.93e-6 moi-polar 0.02e-6 ...
    coupling-stiffness-normal 2e7 ...
    coupling-cohesion-normal 1e5 ...
    coupling-friction-normal 0 ...
    coupling-stiffness-shear 2e7 ...
    coupling-cohesion-shear 150 ...
    coupling-friction-shear 0 ...
    perimeter 0.3
  end_command
  if y1+24 > 30 then
    command
      struct pile delete range position-y 30 130
    end_command
  end_if
  ; rivestimento definitivo
  if cut+1 > 1 then
    command
      zone cmodel assign elastic range group 'arc_rov1' ...
        or 'piedritti' or 'liner' position-y [y0] [y1]
      zone property bulk 20.0e6 shear 10.5e6 ...
        range group 'arc_rov1' or 'piedritti' ...
        or 'liner' position-y [y0] [y1]
    end_command
  end_if
end_if

```

```
; solve to equilibrium
command
  model solve
end_command
; save results
command
  model save ['excavation-'+string(cut*1)]
end_command
end_loop
end
```

Stage3.dat

```
model restore 'excavation-30'
zone gridpoint initialize disp (0 0 0)
zone factor-of-safety resolution 0.015
model solve
model save 'FS'
```