

POLITECNICO DI MILANO

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

Facoltà: Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale



**LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO GEOLOGICO NELLA
REALIZZAZIONE DI GALLERIE:
DALL'APPROCCIO METODOLOGICO ALL'APPLICAZIONE AD
UN CASO REALE**

Relatore: Prof.ssa Paola Gattinoni

Tesi di Laurea di:

Angelo Rizzella matr. 750124

Anno Accademico 2010– 2011

PARTE 1: APPROCCIO METODOLOGICO

Introduzione	9
---------------------	---

Cap. 1-Analisi del rischio: concetti generali e definizioni

1.1	Concetti generali	11
	1.1.1 <i>Identificazione e Valutazione dei rischi</i>	12
	1.1.2 <i>L'analisi del rischio</i>	12
	1.1.3 <i>Gestione del rischio</i>	13
1.2	Definizione qualitativa di rischio	13
1.3	Definizione quantitativa di rischio	14
1.4	Il rischio nel campo delle costruzioni	16
1.5	Principali aspetti normativi concerni alla valutazione del rischio geologico	17

Cap.2- Situazioni di pericolo potenziale nella realizzazione di gallerie

2.1	Introduzione	21
2.2	L'imprevisto geologico	22
2.3	Le problematiche geologiche	23
2.4	Problematiche legate alla natura litologica e all'assetto stratigrafico	24
2.5	Problematiche legate all'assetto tettonico	30
2.6	Problematiche connesse al rinvenimento di materiali rigonfianti	42

2.7	Problematiche connesse alle condizioni idrogeologiche	45
2.8	Problematiche connesse al rinvenimento di acque aggressive	54
2.9	Problematiche connesse al reperimento di gas	55
2.10	Innesco di cedimenti del suolo	56
2.11	Interferenze con la stabilità dei versanti	63
2.12	Problematiche connesse al gradiente geotermico	64
2.13	Problematiche connesse alla sismicità locale	67
2.14	Problematiche ambientali	68
	<i>2.14.1 Problemi connessi allo smaltimento degli inerti</i>	68
	<i>2.14.2 Problemi connessi all'inquinamento atmosferico</i>	69
	<i>2.14.3 Problemi connessi a rumori e vibrazioni in fase di escavazione</i>	71
2.15	Sintesi delle situazioni di rischio potenziale (HRP)	73

Cap.3-Studi geologici e caratterizzazione geomeccanica

3.1	Introduzione	77
3.2	Indagini geognostiche finalizzate alla scelta del tracciato	77
3.3	L'ammasso roccioso	82
3.4	Le classificazioni degli ammassi rocciosi	83
3.5	L'indice RQD	85
3.6	Classificazione di Hoek et al. (GSI)	86
3.7	Indice Rmi	93
3.8	La classificazione di Wickham (RSR)	95
3.9	Classificazione di Rabcewicz-Pacher	96
3.10	La classificazione geomeccanica di Bieniawski (sistema RMR)	98
3.11	La classificazione geomeccanica del Norwegian Geotechnical Institute (sistemaQ)	103

3.12	La classificazione geologica BSCS	108
3.13	Conclusioni	111

Cap.4 - Metodi e tecniche di valutazione del rischio

4.1	Introduzione	113
4.2	Approcci all'analisi di rischio	113
4.3	Valutazione del rischio geologico: aspetti generali	114
4.3.1	<i>Metodi euristici</i>	116
4.3.2	<i>Metodi deterministici</i>	120
4.3.3	<i>Metodi Statistici</i>	121

Cap.5 - Quantificazione del rischio

5.1	Introduzione	123
5.2	Criteri generali	124
5.3	Misura della sicurezza	127
5.4	Misura della sicurezza mediante metodi combinatori	131
5.4.1	<i>Distribuzione di probabilità dei parametri</i>	132
5.4.2	<i>Test statistici</i>	134
5.4.3	<i>Generazione di un campione di dati</i>	137
5.5	Il metodo Monte Carlo	137
5.5.1	<i>Utilizzi del metodo</i>	139
5.5.2	<i>Il metodo Monte Carlo nell'analisi del rischio in galleria</i>	141
5.6	Confronto tra rischio atteso e rischio accettabile	143
5.7	Conclusioni	150

Cap. 6- Tecniche di riduzione del rischio

6.1	Introduzione	151
6.2	Tipologie di interventi	153
6.3	Iniezioni	154
6.4	Jet-grouting	159
6.5	Congelamento	166
6.6	Drenaggio	170
6.7	Impermeabilizzazione	171
6.8	Compattazione	173
6.9	Spritz-beton	175
6.10	Arco rovescio	176
6.11	Anello di rivestimento	177
6.12	Armature	179
6.13	Pretaglio meccanico	187
6.14	Arco cellulare	189
6.15	Conclusioni	193

PARTE 2: APPLICAZIONE AD UN CASO REALE

Cap. 7-Caso di studio: la galleria in area urbana di Tehran

7.1	Introduzione	199
7.2	Inquadramento geografico e geomorfologico	199

7.3	Inquadramento geologico e tettonico dell'area di studio	200
7.4	Aspetti idrologici e idrogeologici	201
7.5	Sistema metropolitano di Tehran	204
7.6	La nuova linea 7 della metro di Tehran	205
7.7	Caratterizzazione del sottosuolo lungo la linea 7	217

Cap. 8- Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

8.1	Introduzione	231
8.2	Identificazione dei fenomeni di pericolosità associati al progetto specifico	231
8.3	Valutazione del pericolo	240
8.4	Quantificazione dei rischi	261
	8.4.1 <i>Valutazione della pericolosità nello scavo tramite metodi classici</i>	263
	8.4.2 <i>Valutazione della pericolosità nello scavo con EPBM</i>	268
8.5	Considerazioni	283

Conclusioni 285

Allegati

Allegato A	287
Allegato B	297
Allegato C	301

Bibliografia 307

Ringraziamenti

314

Introduzione

La realizzazione di un'opera in sotterraneo comporta la risoluzione di problemi tecnici più o meno complessi a seconda del contesto geologico e geologico-ambientale in cui l'opera s'inserisce. L'esperienza in campo internazionale dimostra come molto spesso il verificarsi di un "imprevisto geologico" abbia determinato consistenti lievitazioni nei tempi e nei costi di realizzazione dell'opera. Proprio per questo motivo, al fine di minimizzare il rischio finanziario, cioè sostanzialmente le perdite economiche, derivate dal verificarsi di un "imprevisto geologico", è nata la necessità di sviluppare metodi in grado di fornire una valutazione del "rischio geologico" connesso alla realizzazione dell'opera, inteso come danno atteso sull'opera derivante dal verificarsi di un evento geologico avente una certa probabilità di accadimento. Solo in un secondo momento, tale concetto di rischio geologico ha assunto anche un significato in termini ambientali, cioè come danno per la collettività potenzialmente derivante dalla realizzazione dell'opera. L'analisi del rischio geologico nell'ambito della progettazione di gallerie si pone quindi l'ambizioso obiettivo di giungere a soluzioni progettuali ottimali sotto tutti i punti di vista (compreso quello finanziario) e a garantire sicurezza alle maestranze, in fase costruttiva, e agli utenti dell'opera, in fase d'esercizio.

Nella pratica applicativa, però la valutazione del rischio geologico derivante dalla costruzione di una galleria costituisce un problema molto complesso, sia per il gran numero di variabili in gioco sia per la frequente carenza di dati disponibili in fase progettuale. Inoltre, un problema che rimane irrisolto è quello della definizione delle soglie di accettabilità del rischio, oltre le quali è necessario intervenire per garantire sia la tutela dell'ambiente che la sicurezza dell'opera.

Nella presente tesi si è cercato innanzitutto di fare una sintesi critica delle conoscenze attuali circa il problema della valutazione del rischio geologico connesso alla realizzazione di gallerie; l'analisi bibliografica e di casi reali ha permesso di delineare un approccio metodologico in grado, attraverso l'analisi stocastica e la definizione di valori soglia di accettabilità, di giungere a soluzioni progettuali ottimali.

Nella prima parte della tesi si propone l'approccio metodologico al problema, corredato da una ricca bibliografia e numerosi esempi applicativi; in particolare, forniti i concetti di base dell'analisi

di rischio (*Cap. 1*), vengono illustrate le problematiche di natura geologica ed ambientale correlate alla realizzazione di un'opera in sotterraneo e le conseguenti tipologie di pericolo potenziale (*Cap. 2*). Quindi, sintetizzati gli studi geologici atti alla ricostruzione del modello concettuale nel quale s'inserisce l'opera (*Cap. 3*), vengono analizzati i vari metodi e le tecniche per la valutazione del rischio geologico (*Cap. 4*), così da giungere alla definizione di un approccio metodologico utile alla quantificazione del rischio (*Cap. 5*); infine, in relazione alla gestione del rischio geologico in fase progettuale, si propongono brevemente le principali opere di mitigazione che si possono adottare in funzione della tipologia di rischio individuata (*Cap. 6*).

Nella seconda parte della tesi, lo schema di analisi proposto viene applicato ad un caso reale, quello della galleria metropolitana di Tehran (*Cap. 7*); per il caso specifico in esame, tramite la caratterizzazione statistica del mezzo e la modellazione stocastica del suo comportamento tenso-deformativo in risposta all'escavazione, si è giunti alla generazione di due scenari di rischio connessi a tecniche di scavo differenti, e quindi si è andati ad individuare la tecnica di scavo più adatta al contesto ambientale e socio-economico (*Cap. 8*).

Lo studio condotto ha evidenziato come la complessità del problema richieda l'uso integrato di differenti metodologie di analisi, nelle quali i tradizionali rilevamenti geologici e indagini geognostiche si affiancano ad analisi numeriche e statistiche. L'interesse applicativo del lavoro deriva dal fatto che l'introduzione, nella fase progettuale dell'opera, di un'analisi probabilistica del rischio geologico ad essa connesso consentirebbe al progettista, e successivamente a chi si occupa dell'esecuzione dei lavori, di tenere conto dei possibili scenari di rischio connessi alle diverse soluzioni progettuali, e di predisporre di conseguenza tutti gli interventi necessari a limitarne la probabilità di accadimento.

Cap. 1-Analisi del rischio: concetti generali e definizioni

1.1 Concetti generali

L'analisi del rischio può essere definita come l'insieme di attività che mirano a massimizzare la sicurezza e minimizzare l'incremento dei costi di realizzazione di un'opera. Essa:

- ✓ Massimizza la sicurezza in quanto un'attenta analisi, una conoscenza e una gestione dei rischi permette, con opportuni interventi di mitigazione, di ridurre il rischio ad un livello accettabile.
- ✓ Minimizza l'incremento dei costi di realizzazione in quanto la possibilità di contenere il costo di realizzazione di un'opera è massimo nelle fasi iniziali di pianificazione e progetto. Mentre nel l'avanzamento della progettazione e nelle fasi costruttive, tale possibilità si riduce notevolmente (*Figura 1.1*).

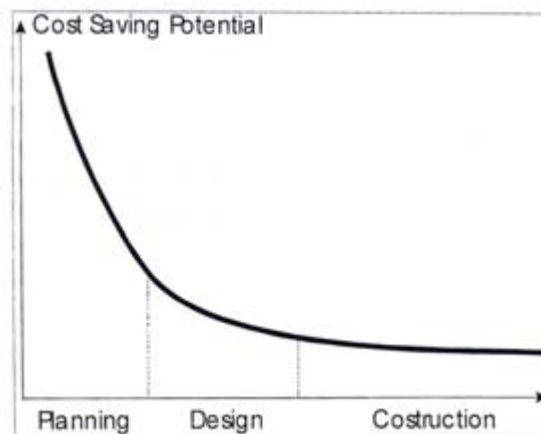


Figura 1.1: Potenziale riduzione dei costi correlata alle fasi di realizzazione (Pizzarotti 2007).

L'analisi del rischio può essere ricondotta alla valutazione della capacità del sistema di rispondere a esigenze sia funzionali che ambientali. In generale, l'analisi del rischio, si compone di tre fasi distinte, da affrontare in successione coerentemente con l'avanzamento del progetto e della sua

realizzazione. Esse sono ciascuna contenuta nella successiva, fino a giungere al processo complessivo di gestione del rischio, e sono (Pizzarotti 2009):

- ✓ **La valutazione (o identificazione) del rischio**
- ✓ **L'analisi del rischio**
- ✓ **La gestione del rischio**

1.1.1 Identificazione e Valutazione del rischio

L'identificazione e la valutazione del rischio consiste in un processo formalizzato d'individuazione di elementi di pericolosità e valutazione delle rispettive probabilità di occorrenza e delle specifiche conseguenze; essa può essere qualitativa, semiquantitativa o quantitativa.

La pericolosità è una situazione o condizione fisica che ha la potenzialità di generare un danno, o, comunque, di dar luogo a conseguenze indesiderate.

Lo scopo è quello di identificare gli elementi di pericolosità, ma anche di prevedere le loro conseguenze.

I passaggi fondamentali della fase di valutazione del rischio sono:

- ✓ identificazione degli elementi di pericolosità associati al progetto specifico (HRP)
- ✓ valutazione delle conseguenze e degli impatti
- ✓ classificazione dei rischi
- ✓ quantificazione dei rischi
- ✓ stima delle probabilità di occorrenza

1.1.2 L'analisi del rischio

Una volta identificate e classificate le possibili sorgenti di rischio, si procede con la fase di analisi, che solitamente prevede la compilazione di un apposito registro del rischio. I rischi in esso indicati sono ordinati in termini di probabilità di occorrenza e d'impatto. L'elenco ordinato permette di procedere alle successive fasi di progettazione degli interventi di mitigazione e gestione. Infine

dopo aver applicato i criteri di accettabilità del rischio prescelti, risulta necessario definire e confrontare le strategie più appropriate e le soluzioni progettuali più adatte.

I passaggi fondamentali sono:

- ✓ redazione e aggiornamento del registro del rischio
- ✓ applicazione dei criteri di accettabilità del rischio
- ✓ identificazione e analisi dei possibili interventi di mitigazione atti a limitare convenientemente i rischi calcolati.

1.1.3 Gestione del rischio

Tale fase conclude il processo globale, interessando la fase realizzativa. Durante questa fase si redige il registro del rischio, che deve comprendere, le proposte di gestione e mitigazione del rischio. Nella fase di mitigazione è essenziale che il grado di rischio residuo che permane dopo gli interventi venga portato a conoscenza di tutti gli interessati, per essere a sua volta gestito e mantenuto comunque sotto controllo.

La fase di gestione del rischio si compone delle seguenti fasi:

- ✓ scelta delle misure di mitigazione da prevedere e della loro entità
- ✓ verifica delle misure di mitigazione sulla base di dati di monitoraggio raccolti in corso d'opera
- ✓ in caso di superamento di valori di soglia, introduzione di modifiche o varianti per riportare il livello di rischio al di sotto della soglia accettabile.

1.2 Definizione qualitativa di rischio

Una prima considerazione è che esiste un rischio se è presente una potenziale sorgente di *danno* o *pericolo*. Tipicamente, per proteggersi da un pericolo, ad esempio dovuto ad un sistema che in certe condizioni può dare luogo a conseguenze indesiderate, vengono preposte delle *salvaguardie* che prevengano l'insorgenza di tali condizioni pericolose e delle associate conseguenze indesiderate. La sola presenza di un pericolo non è però sufficiente a definire una condizione di rischio (Zio 2005). Esiste anche una condizione di *incertezza* riguardo al fatto che tale pericolo si

trasformi, superando le salvaguardie, da potenziale a danno effettivo. Pertanto, si può schematicamente affermare che la nozione di rischio coinvolge una perdita o danno che può potenzialmente affliggere un sistema e l'incertezza dell'effettivo verificarsi di tale perdita o danno. Questa analisi qualitativa si riflette nelle varie definizioni di rischio "da dizionario", come ad esempio "possibilità di perdita o infortunio e grado di probabilità di tale evento".

1.3 Definizione quantitativa di rischio

Il rischio è un evento caratterizzato da una determinata probabilità di accadimento e da una determinata conseguenza: è il prodotto della misura della probabilità del verificarsi di un certo fenomeno e del valore delle sue conseguenze. Nella sua definizione più generale, il rischio è la combinazione della misura della probabilità di verificarsi di un certo fenomeno e del valore delle sue conseguenze. Spesso esso viene confuso con il pericolo (hazard), che è invece la probabilità di accadimento del fenomeno (UNESCO 1984).

Il rischio (R) così definito, detto anche Rischio Totale, può essere valutato come il prodotto di tre fattori:

$$R = H \cdot W \cdot V$$

dove:

Intensità (I) (magnitudo) = severità geometrica e/o meccanica dell'evento che genera rischio.

Può essere espressa in una scala relativa oppure in termini di una o più grandezze caratteristiche del fenomeno (velocità, volume, energia, ecc.);

Pericolosità (H) (probabilità di occorrenza) = probabilità che un evento potenzialmente distruttivo di determinata intensità si verifichi in un dato periodo di tempo e in una data area esposta. E' espressa in termini di probabilità annuale (o di tempo di ritorno). La pericolosità definita in questo modo è riferita a una determinata intensità del fenomeno:

$$H = H(I) = p(F = x, y, z, t)$$

Elementi a rischio (E) = maestranze, utenti, strutture, impianti, veicoli, mezzi d'opera, strumenti e beni ambientali e/o finanziari presenti o coinvolti in una data area esposta a rischio o in una data opera;

Valore degli elementi a rischio (W) = valore economico o numero di unità relative a ognuno degli elementi in una data area. Il valore degli elementi a rischio può essere espresso in termini di numero o di quantità di unità esposte (per esempio, numero di persone, numero di veicoli) oppure in termini monetari (valore delle strutture). Il valore è una funzione del tipo di elemento a rischio:

$$W = W(E)$$

Vulnerabilità (V) = grado di perdita atteso prodotto sugli elementi esposti a rischio risultante dal verificarsi di un evento di una data intensità. E' espressa in una scala da 0 (nessuna perdita) a 1 (perdita totale) ed è una funzione dell'intensità del fenomeno e della tipologia di elemento a rischio:

$$V = V(I, E)$$

Valore potenziale delle perdite (W_I) = entità potenziale delle perdite nel caso di un evento con intensità fissata. Può essere espresso in termini di numero o quantità di unità esposte oppure in termini monetari.

Per una determinata tipologia di elementi a rischio e per una data intensità I il valore potenziale delle perdite è dato da:

$$W_I = W_I(I, E) = W \times V$$

Date le precedenti definizioni, è possibile giungere alla definizione vera e propria di rischio, in termini specifici e totali:

Rischio specifico (R_S) = grado di perdita atteso quale conseguenza di un particolare evento di data intensità, espresso in termini di probabilità annua; per una data tipologia di elemento a rischio (E) e per una data intensità (I), il rischio specifico è dato da:

$$R_S = R_S(I, E) = H \times V$$

Rischio totale (R) = valore atteso delle perdite umane, dei feriti, dei danni alle strutture e di quelli economici dovuti a un particolare evento; è espresso in termini di costo annuo oppure di numero

o quantità di persone perse per anno; il rischio totale associato a un particolare elemento E e a una data intensità I è il prodotto tra il corrispondente rischio specifico e il valore degli elementi a rischio, oppure tra la pericolosità e il valore potenziale delle perdite.

$$R = R(I, E) = H \times V \times W = R_s \times W = H \times Wl$$

Poiché di fatto il rischio zero non esiste, né è condizione che può essere creata artificialmente, si usa definire anche un **rischio residuo (R_r)**:

$$R_r = R - \Delta R$$

dove:

ΔR = riduzione del rischio ottenuta con l'adozione degli interventi di mitigazione prescelti in relazione all'evento pericoloso in esame. Dal punto di vista progettuale il rischio residuo è la grandezza da limitare convenientemente.

1.4 Il rischio nel campo delle costruzioni

Nel campo delle costruzioni il rischio può essere definito come il valore atteso delle perdite umane ed economiche dovute a un particolare evento dannoso. La riduzione del rischio di eventi catastrofici (collapsi strutturali, crolli, franamenti, ecc.) entro livelli accettabili è ormai standardizzata mediante le Normative sulle costruzioni. La probabilità di rovina $Pr(H)$ accettata corrisponde, a seconda dei casi, a quella che minimizza, salvo diverse considerazioni politiche e sociali, il costo totale dovuto alla realizzazione e all'evento dannoso (Figura 1.2) o alla probabilità accettata dalle Compagnie di assicurazione o dai Finanziatori dell'opera o a quella che corrisponde alla mortalità per cause naturali della popolazione meno a rischio. Per le situazioni di collasso più comuni la probabilità di accadimento accettata è verificata attraverso una corretta progettazione con l'impiego dei metodi semiprobabilistici (SLU, SLE), cioè con l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali sulle resistenze dei materiali e di coefficienti amplificativi sulle azioni di calcolo. Tali coefficienti sono noti e standardizzati per i materiali da costruzione più comuni, per le principali caratteristiche di resistenza dei materiali geotecnici (angolo di resistenza al taglio,

coesione, resistenza a compressione) e per le tipologie strutturali correnti (Norme tecniche per le costruzioni 2005).

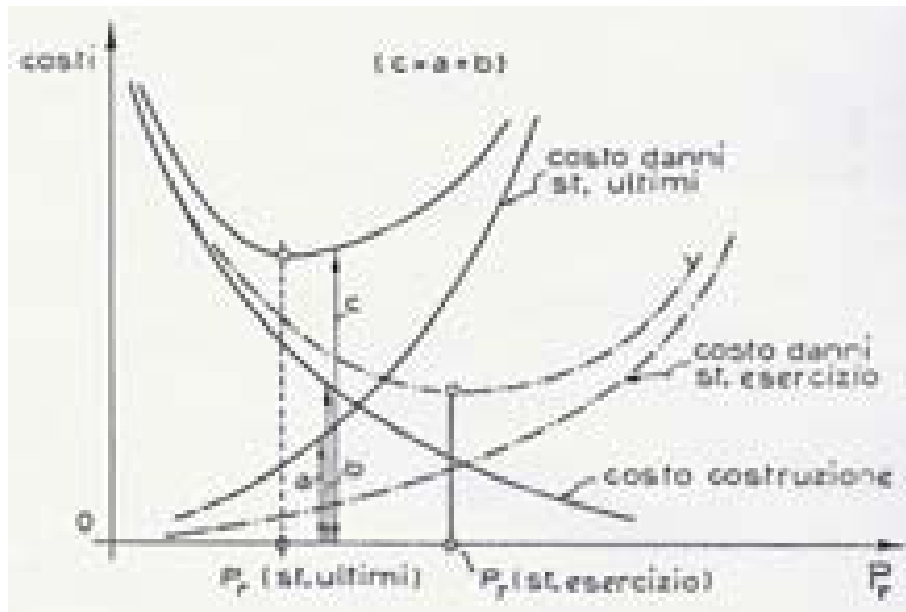


Figura 1.2: In ascisse P_r equivale alla probabilità di occorrenza (= pericolosità H), mentre in ordinate sono rappresentati i costi. Il costo di realizzazione della struttura (b) risulta inversamente proporzionale alla pericolosità, mentre il costo totale dei danni (a) è a questa direttamente proporzionale (Pizzarotti 2007).

Il rischio geologico legato alla realizzazione di opere in sotterraneo riguarda tutti quegli aspetti che possono avere conseguenze sia sull'ambiente circostante che sulla sicurezza delle maestranze, in fase di costruzione, e degli utenti, in fase di esercizio.

1.5 Principali aspetti normativi concerni alla valutazione del rischio geologico

Per quanto riguarda il rischio geologico derivante dalla realizzazione di opere ingegneristiche, le normative vigenti sottolineano chiaramente le responsabilità del progettista per quanto riguarda la sicurezza di tutte le operazioni legate alla realizzazione dell'opera. La legge sui Lavori Pubblici (Legge Merloni, Art. 16) specifica nei contenuti del progetto preliminare, del progetto definitivo e del progetto esecutivo, come il progettista debba tenere in conto di tutti gli aspetti del progetto che possano influire sulla sicurezza.

Il problema è necessariamente duplice: da un lato si deve considerare la sicurezza dell'opera, sia in fase di costruzione che in fase di esercizio, dall'altro si deve tutelare l'ambiente in cui l'opera si inserisce. Le normative vigenti (L 8/07/86 n. 349, DPCM 10/08/88 n. 377, DPCM 27/12/88, DPR

11/02/98, DPR 2/09/99 n. 348) impongono di considerare anche il rischio di carattere ambientale dovuto alla realizzazione di un'opera attraverso la *Valutazione di Impatto Ambientale (VIA)*; si tratta di uno strumento-processo per l'attuazione di una politica preventiva e rappresenta una applicazione del principio: "*la migliore politica ecologica consiste nell'evitare sin dall'inizio inquinamenti ed altri inconvenienti anziché combattere successivamente gli effetti*", citato sia dalla normativa europea che da quella italiana. La VIA implica che venga formulato un giudizio sugli effetti di una perturbazione di origine antropica sull'ambiente, valutata dal punto di vista tecnico.

Al suo interno, lo studio di impatto ambientale (SIA) costituisce il documento tecnico-scientifico che riporta l'analisi degli impatti negativi sull'ambiente, che devono essere descritti il più oggettivamente possibile, al fine di consentire la formulazione del giudizio di compatibilità. L'obiettivo del SIA sarebbe teoricamente fornire il supporto necessario alla scelta di un'opera di impatto negativo minimo, allocata in un sito ottimale. Le fasi in cui viene suddiviso il lavoro sono sostanzialmente tre:

1. fase di descrizione del progetto, dell'ambiente e delle alternative;
2. fase di individuazione e stima degli impatti del progetto sull'ambiente;
3. fase di valutazione, da parte del proponente (previa definizione di metodi e criteri di scelta).

Uno degli obiettivi fondamentali dello studio di impatto, che si articola attraverso la definizione delle interferenze prodotte dalle alternative di progetto, è appunto l'individuazione degli impatti potenzialmente significativi, la previsione degli effetti sull'ambiente, la valutazione in sede tecnica della significatività degli effetti ai fini della compatibilità ambientale. La stima degli impatti ambientali si ottiene dal confronto tra i livelli di qualità e criticità dell'ambiente in conseguenza dell'intervento e quelli ipotizzabili in sua assenza (*Franconi et Al. 2005*).

E' evidente che per redigere uno studio di impatto ambientale è fondamentale l'esistenza di un gruppo di lavoro interdisciplinare, di cui facciano parte diversi specialisti; ed è altrettanto evidente come la ricostruzione geologica del sito in esame sia sempre uno degli aspetti fondamentali.

Poiché ancora oggi non esistono procedure codificate per una vera e propria analisi quantitativa del rischio derivante dalla realizzazione di grandi opere, diventa sempre più urgente l'introduzione di una sistematicità nello studio delle aree interessate dal progetto, al fine di:

- ✓ Definire criteri e metodi di indagine geoambientale,
- ✓ Aggiornare le tecniche di calcolo per prevedere con maggiore razionalità il verificarsi di inconvenienti destinati ad avere un impatto sull'ambiente;
- ✓ Indicare le metodologie per effettuare la prevenzione del rischio.

Cap.2- Situazioni di pericolo potenziale nella realizzazione di gallerie

2.1 Introduzione

La diffusione di gallerie nel nostro Paese, con una estensione di più di 2400 km fra gallerie ferroviarie, stradali e metropolitane, ha sollecitato l'evoluzione del modo di progettare e costruire le opere in sotterraneo al fine di garantire condizioni sicure in tutte le fasi del processo costruttivo dell'opera. Le opere in sotterraneo risultano di grande interesse per il potenziamento delle infrastrutture di servizio sociale, di transito e di trasporto in aree urbane ed extraurbane, potenziamento che deve avvenire con l'uso del territorio compatibile con l'ambiente naturale e il contesto socio economico. Le esigenze di sicurezza, nella realizzazione di una tale opera, devono essere analizzate sia dal punto di vista di chi la commissiona, sia dal punto di vista di chi si occupa delle diverse fasi costruttive dell'opera. Il committente ha come esigenze principali la qualità dell'opera, in termini di utilizzo, di sicurezza statica e di durabilità nel tempo e la minimizzazione e il rispetto dei tempi e costi di esecuzione della stessa; mentre chi realizza l'opera, dalla fase di progettazione a quella di esecuzione e di esercizio, deve rispondere alle esigenze del committente e alle esigenze delle normative in tema di sicurezza nei luoghi di lavoro. La normativa in tema di sicurezza traduce, in pratica e in obblighi, quelle che sono le esigenze della collettività e cioè la salvaguardia dell'integrità psicofisica di chi opera nel singolo posto di lavoro. Per rispondere a tutte queste esigenze, il progettista deve adottare una metodologia in grado di poter affrontare, in sicurezza, le possibili situazioni che si possono incontrare durante la fase di realizzazione e in grado di poter definire, in fase di progettazione, in maniera più precisa possibile i tempi e i costi di realizzazione dell'opera. La principale difficoltà del progettista sta nell'incertezza del mezzo in cui va ad operare, cioè l'ammasso roccioso, incertezza legata alle difficoltà tecnologiche e/o economiche nell'indagare l'ammasso roccioso che può presentarsi con problematiche estremamente complesse: eterogeneità strutturale, presenza di acqua e gas, ecc. A tali difficoltà progettuali si aggiungono la specificità dei lavori in sotterraneo che, per le ristrettezze degli spazi, e le condizioni ambientali, amplificano quelli che sono i fattori di rischio presenti nei cantieri edili.

Quindi, è da non trascurare la necessità di una metodologia operativa che permetta una industrializzazione delle diverse fasi operative, al fine di avere delle procedure standard da utilizzare nelle varie situazioni e quindi di eliminare la necessità di dover improvvisare l'organizzazione del cantiere. Il progetto di un'opera deve garantire, inoltre, il risultato in termini di tempi, costi e qualità. Un'attenta fase progettuale, oltre ad approfondire il più possibile le conoscenze tecniche sull'ammasso roccioso e sul prevedibile comportamento di questo in fase di scavo e costruzione del tunnel, consente di valutare tempi e costi di costruzione con sufficiente attendibilità, e di creare degli strumenti di gestione del progetto in corso d'opera quanto più flessibili possibile (Focaracci et Al. 2001).

2.2 L'imprevisto geologico

Come in tutti progetti anche nella costruzione di una galleria si presentano interruzioni. Lo scavo di una galleria può essere visto come un processo ciclico dove le principali attività sono eseguite in serie (Salazar 1985) e proprio per questo motivo le interruzioni spesso hanno un forte impatto sui costi e i tempi di realizzazione e sono causate principalmente da fattori geologici, tecnologici ed economici, spesso correlati tra loro. Andando ad approfondire il fattore geologico risulta evidente che l'adeguata interpretazione dei dati raccolti durante la campagna geognostica e la loro corretta collocazione nella situazione geostrutturale esistente costituiscono il presupposto indispensabile per una sufficiente conoscenza dello stato degli equilibri naturali preesistenti nel mezzo da attraversare. Naturalmente, quanto più è estesa e approfondita sarà stata la fase conoscitiva, tanto più ridotto sarà il rischio geologico, inteso come costo da sostenere per gli imprevisti al momento della costruzione. Come è noto questi imprevisti rappresentano una delle cause principali della lievitazione dei costi e dell'allungamento dei tempi di realizzazione delle opere in sotterraneo.

È opportuno distinguere tra due diversi livelli di imprevisti geologici, afferibili ad una sufficiente conoscenza rispettivamente della natura geologica del massiccio o delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni che lo costituiscono.

- **Imprevisto geologico in senso stretto:** consiste in un accidente di natura geologica, la cui presenza e/o precisa ubicazione è sfuggita al momento dello studio progettuale, e che, di conseguenza obbliga a riprogettare parzialmente o totalmente l'opera e a cambiare

significativamente le metodologie d'attacco e i programmi di realizzazione della stessa. Generalmente, l'imprevisto geologico si concretizza in uno dei seguenti fenomeni:

- ✓ elemento tettonico di primaria importanza quale faglia a scala regionale, sovrascorrimento o settore di elevate tensioni residue spesso associato a rilevanti venute d'acqua;
 - ✓ imprecisa ricostruzione della posizione geometrica dei corpi geologici, altamente caoticizzati e/o tettonizzati, spesso associati a presenza d'acqua e con scadenti caratteristiche geomeccaniche;
 - ✓ deformazioni gravitative profonde di versante;
 - ✓ successione di terreni, di non elevata estensione superficiale sede di importanti acquiferi in pressione.
- **Imprevisto geologico in senso lato:** consiste prevalentemente in una caratteristica o in un comportamento geomeccanico di un elemento tettonico o di natura geologica non prevista in sede progettuale. La caratteristica o le caratteristiche in oggetto causano fenomeni negativi nei confronti della realizzazione dell'opera e in particolare sia nello scavo sia nel funzionamento delle opere di consolidamento e stabilizzazione dei cavità. Esempi peculiari sono:
- ✓ presenza di terreni argillosi sovra consolidati posti in corrispondenza di zone disturbate dal punto di vista tettonico che reagiscono allo scavo con elevati tassi di rigonfiamento;
 - ✓ presenza di cavità di natura carsica di sviluppo eccessivo rispetto a quello previsto;
 - ✓ presenza di formazioni geologiche ben conosciute, ma in manifestazioni inusuali e non previste.

Per queste ragioni le opere sotterranee come le gallerie sono le opere il cui costo di realizzazione stimato prima dell'intervento subisce incrementi medi del 30 % (Kastbjerg 1994).

2.3 Le problematiche geologiche

Le problematiche geologiche che si possono riscontrare durante la realizzazione di una galleria dipendono innanzitutto dalla natura litologica delle formazioni attraversate e dal loro assetto stratigrafico-tettonico.

Esistono inoltre problematiche di carattere morfologico e idrogeologico, anch'esse molto importanti, che variano a seconda della posizione della galleria rispetto alla superficie topografica.

Infine, problematiche meno frequenti, ma non per questo meno insidiose, sono quelle legate al reperimento di gas, alla presenza di acque aggressive e minerali rigonfianti, all'aumento di temperatura con la profondità (gradiente geotermico) e alla sismicità.

2.4 Problematiche legate alla natura litologica e all'assetto stratigrafico

Lo scavo di una galleria è fortemente influenzato dalla natura litologica dei terreni attraversati e dal loro comportamento geomeccanico. In particolare, se il foro intercetta dei terreni sciolti, si creeranno sempre situazioni assai gravose e variabili in funzione del grado di coesione e di attrito dei terreni stessi, nonché dalla presenza di acqua.

Se invece la galleria attraversa materiali lapidei, le problematiche geologiche sono legate sia alla natura litologica che allo stato di fratturazione. Entrambi questi fattori, infatti, influenzano il comportamento geomeccanico dell'ammasso (*Figura 2.1 e 2.2*).

E' noto che le condizioni più favorevoli per lo scavo di una galleria si hanno in presenza di rocce massive (ad esempio rocce magmatiche), poco fratturate.

Diversamente, in presenza di ammassi stratificati e/o fratturati andranno attentamente valutati lo spessore degli strati, l'orientazione degli stessi rispetto all'asse della galleria, nonché le caratteristiche strutturali della roccia (*Scesi et Al. 2003*).

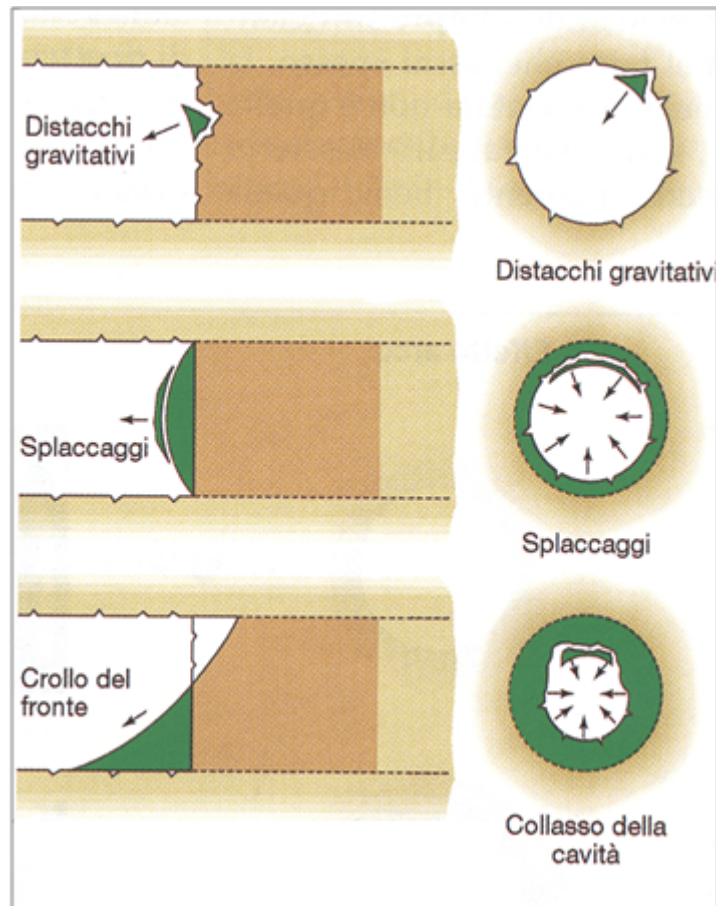


Figura 2.1: Tipologie di instabilità del fronte e del cavo di una galleria (Lunardi 1991).



Figura 2.2: Esempi di instabilità del fronte di scavo (Pizzarotti 2006).

Per quanto riguarda la stratificazione, in caso di strati orizzontali (Figura 2.3), le problematiche saranno sempre più marcate con l'assottigliarsi dello spessore degli strati. Si passerà, infatti, da

condizioni in cui gli strati saranno costituiti da ampie bancate con comportamento praticamente analogo a quello di ammassi non stratificati (soprattutto se le bancate più resistenti occuperanno le sedi della calotta e dei piedritti), a condizioni in cui gli strati saranno costituiti da sottili livelli di materiale assai friabile: in questo secondo caso saranno frequenti episodi di instabilità in calotta, per flessione e rottura di strati incapaci di autosostenersi e quindi destinati al crollo.

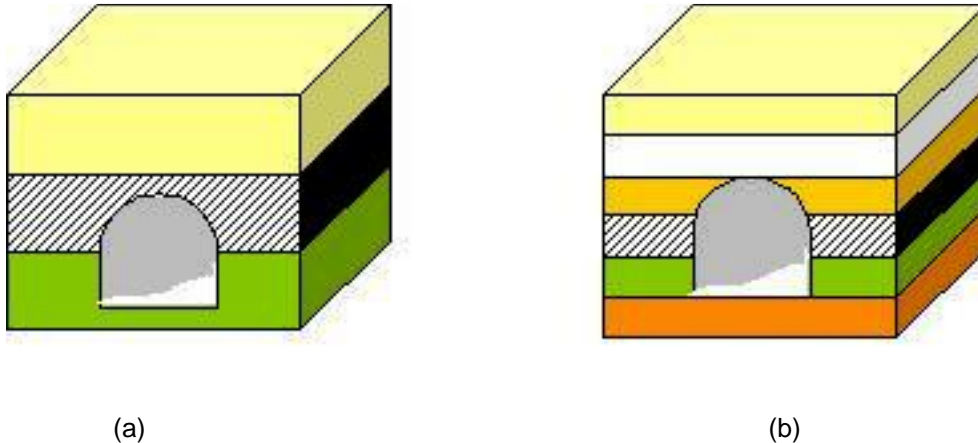


Figura 2.3: Esempi di galleria scavata in rocce aventi piani di stratificazione orizzontali: (a) strati di elevato spessore; (b) strati di ridotto spessore (Franconi, Gattinoni 2009).

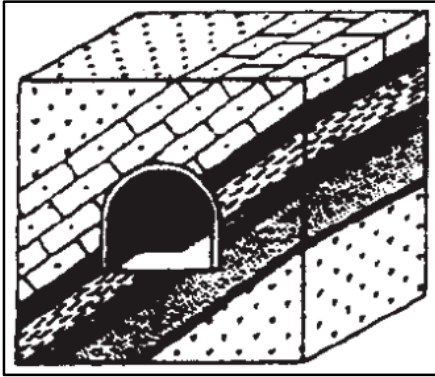
In presenza, invece, di strati inclinati, le condizioni di equilibrio varieranno sensibilmente in funzione della direzione dell'asse della galleria rispetto all'orientazione stessa degli strati (Figura 2.4).

Nel caso di andamento della galleria parallelo alla direzione degli strati ("galleria in direzione"), si potranno produrre, sui paramenti, spinte laterali dissimmetriche e pressoché costanti in senso longitudinale; nel caso invece di andamento della galleria perpendicolare alla direzione degli strati ("galleria traversobanco"), si avranno, al contorno della galleria, carichi ripartiti simmetricamente, mentre in senso longitudinale si avrà una variazione di resistenza in funzione della natura ed dello spessore degli strati di volta in volta intercettati.

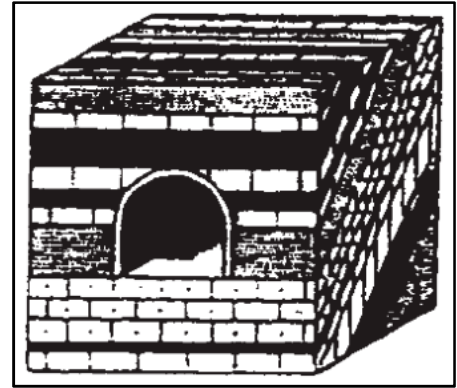
Nel caso vengano attraversati "in obliquo" strati inclinati, si produrrà una situazione intermedia fra le due appena descritte, anche se prevarranno le spinte dissimmetriche, che saranno in particolar modo apprezzabili in corrispondenza del piedritto posto sul lato della galleria verso il quale si immergono gli strati (Scesi et Al. 2003).

Va comunque evidenziato che in presenza di un basso angolo di inclinazione degli strati non si riscontreranno più situazioni né di "galleria in direzione", né di galleria "traversobanco", bensì

l'ammasso roccioso tenderà ad esibire un comportamento assimilabile al caso, già descritto, degli strati orizzontali.



(a)

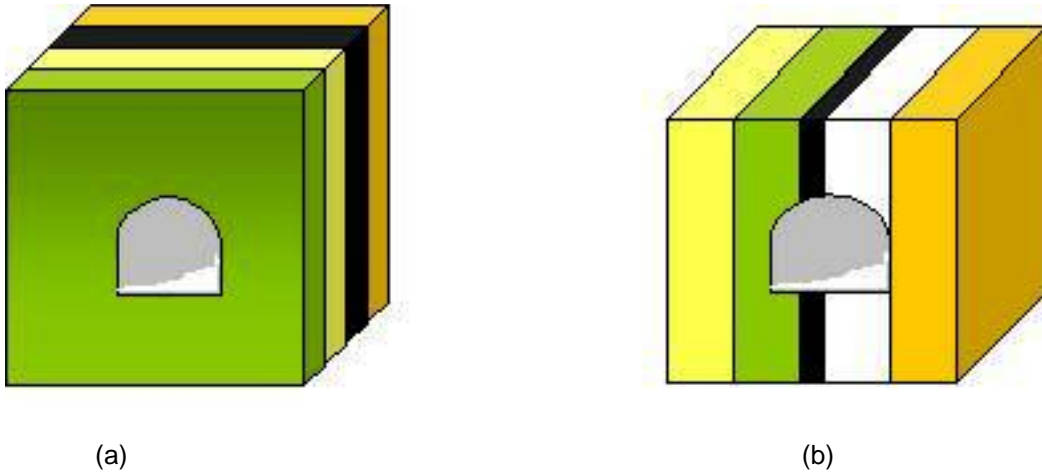


(b)

Figura 2.4: Esempi di gallerie scavate in rocce aventi piani di stratificazione inclinati: (a) la galleria (che si sviluppa in direzione) si mantiene sempre negli stessi strati, con pressioni massime sul lato destro; (b) la galleria attraversa obliquamente gli strati (traverso banco) per spessori maggiori della potenza reale di questi (Desio 1973).

In presenza di strati sub verticali (Figura 2.5), si avranno condizioni di gran lunga più favorevoli nel caso di una loro intercettazione secondo un andamento normale alla direzione: infatti, in questa situazione, ogni singolo strato attraversato potrà esibire condizioni di autoportanza scaricando lateralmente il carico gravante sulla calotta (effetto trave), mentre col diminuire dell' angolo formato dalla direzione della galleria con la stratificazione si avranno condizioni via via più sfavorevoli, con strati la cui portanza è affidata unicamente alla resistenza al taglio presente lungo i giunti.

Va infine fatto notare che quanto finora esposto per la stratificazione è del tutto riferibile anche alle altre situazioni in cui la presenza di un sistematico elemento disgiuntivo conferisce all' ammasso un assetto stratoide (scistosità, piani di colata lavica, ecc.).



(a) (b)
Figura 2.5: Esempi di galleria scavata in rocce aventi piani di stratificazione verticali: (a) asse della galleria ortogonale alla direzione degli strati; (b) galleria parallela alla direzione degli strati (Franconi, Gattinoni 2009).

Anche il fatto di essere in presenza di sezioni a litotipi misti può talora costituire un elemento di instabilità (Figure 2.6-2.7).



(a)



(b)

Figura 2.6: Esempi di sezioni a litotipi misti: (a) discontinuità verticale; (b) discontinuità orizzontale (Pizzarotti 2006).



Figura 2.7: Esempio di sezione a liotipi misti (Pizzarotti 2006).

Le problematiche legate alla natura litologica e all'assetto stratigrafico sono tipiche delle gallerie parietali (Figura 2.8). Infatti in tali opere le difficoltà di carattere progettuale e costruttivo derivano dai carichi fortemente dissimetrici (Figure 2.9 e 2.10).



Figura 2.8: Esempio di galleria parietale(Pizzarotti 2007).

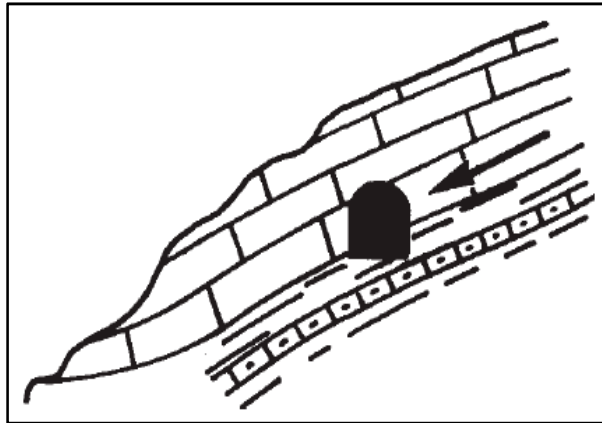


Figura 2.9: Carichi dissimmetrici agenti nelle gallerie parietali (Desio 1973).

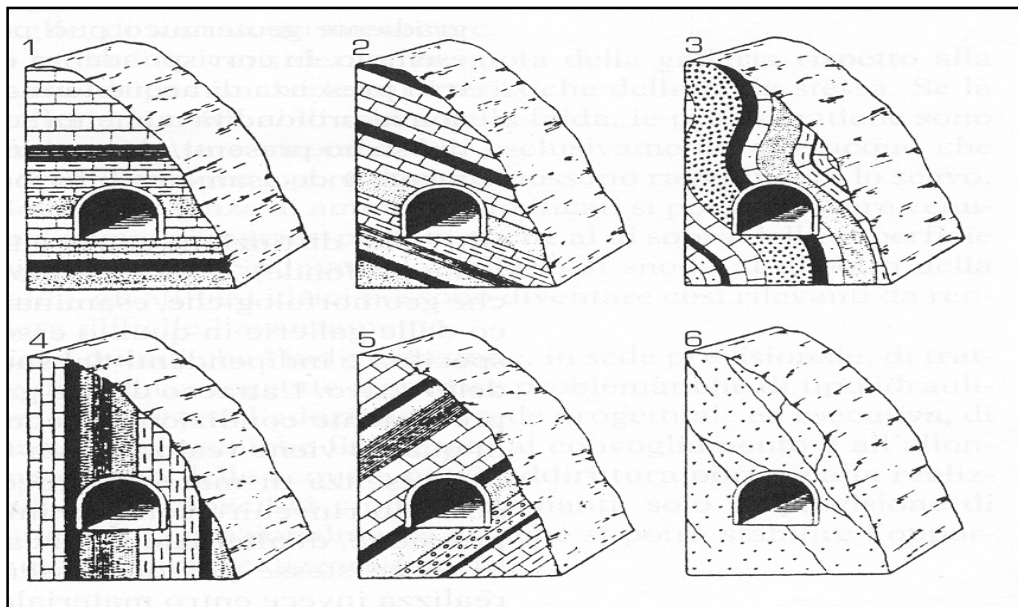


Figura 2.10: Condizioni di stabilità di gallerie parietali in relazione alla disposizione dei piani di stratificazione e di fessurazione: 1, 4, 5 molto stabile; 3, abbastanza stabile; 2, 6, poco stabile (Desio 1973).

2.5 Problematiche legate all'assetto tettonico

Considerando invece l'assetto tettonico, si può osservare che durante l' attraversamento in sotterraneo di un rilievo, assume particolare importanza l'eventuale presenza di sforzi residui all'interno dell' ammasso, derivanti dagli eventi tettonici che hanno interessato la regione, provocando deformazioni sia di tipo duttile (pieghe) che di tipo fragile (faglie, sovrascorrimenti, etc.). Per quanto riguarda la presenza di pieghe, queste possono facilmente ospitare tensioni

residue di varia entità; in particolare si avranno sforzi di compressione in corrispondenza del nucleo e di trazione nella cerniera (Scesi et Al. 2003).

Se le pieghe sono situate a grande profondità, gli sforzi tensionali in gioco tendono ad essere particolarmente elevati: questo sia per la difficoltà dei corpi geologici di detensionarsi verso l'esterno, sia per la presenza di considerevoli carichi litostatici.

Il fenomeno di instabilità più rappresentativo di tale contesto geostrutturale è costituito dalla brusca proiezione all'interno della galleria di blocchi di roccia contigui alla cavità. Tali blocchi, isolati dall'elevato sforzo deviatorico instauratosi al contorno della cavità, si proiettano violentemente all'interno del cavo.

Tale fenomeno, noto come "colpo di montagna" (Figura 2.11), tende a prodursi principalmente sui paramenti della galleria e si realizza, in particolare, a seguito dell'attraversamento di pieghe in direzione parallela al loro piano assiale.

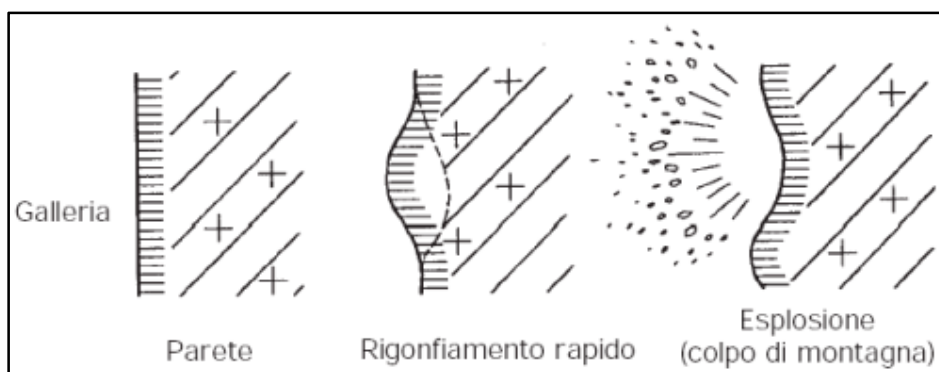


Figura 2.11: Colpo di montagna tipico delle gallerie profonde (Scesi et Al. 2003).

E' quindi di fondamentale importanza sapere dove la galleria intercetterà una piega e il tipo di piega intercettata (Figura 2.12): ad esempio l'attraversamento di una sinclinale in corrispondenza del piano assiale comporta sui fianchi della galleria forti spinte laterali e cospicui accumuli d'acqua talvolta anche in pressione, mentre l'attraversamento di un'anticlinale in zona di cerniera può provocare solamente modesti rilasci e crolli in calotta.

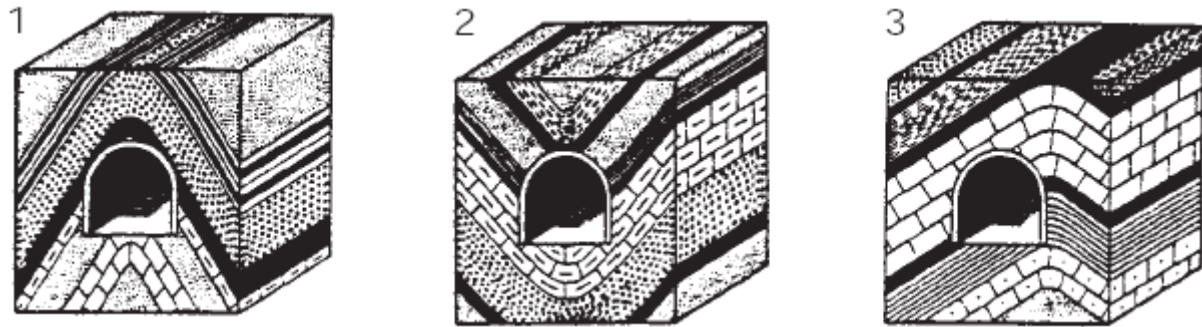


Figura 2.12: Relazione fra gallerie e pieghe degli strati: 1, galleria nel nucleo di un'anticlinale, minime pressioni; 2, galleria nel nucleo di una sinclinale, massime pressioni; 3, galleria nella gamba di una piega, pressioni disarmoniche (Desio 1973).

Per quanto concerne, invece, le deformazioni di tipo fragile, va detto che la presenza di faglie lungo il tracciato di una galleria provoca notevoli difficoltà in fase di realizzazione. Infatti, se l'azione esercitata dalla frizione lungo i piani della discontinuità risulta particolarmente intensa, l'ammasso roccioso arriverà ad essere talmente fratturato da avere un comportamento assimilabile a quello di un materiale sciolto; quest'ultimo andrà ad occupare fasce di terreno più o meno ampie, che, nell'ambito delle lavorazioni in sotterraneo, sono oggetto di particolari attenzioni, in quanto interessate da problematiche geologico-strutturali ed idrogeologiche di norma assai gravose.

Infatti il materiale cataclastato (limo, breccia di frizione, etc.), all'apertura delle cavità, denoterà condizioni di autoportanza scarsa o addirittura nulla.

A questo va aggiunto che le fasce cataclasate costituiscono frequentemente vie preferenziali per le acque sotterranee: in corrispondenza di tali tratte sarà pertanto frequente il reperimento di venute d'acqua anche di ingente portata (Scesi et Al. 2003). Allo stesso modo, la presenza di importanti discontinuità potrà, in alcuni casi, consentire ai gas nocivi di incanalarsi al loro interno e di pervenire alla quota di scavo (Figure. 2.13; 2.14; 2.15).

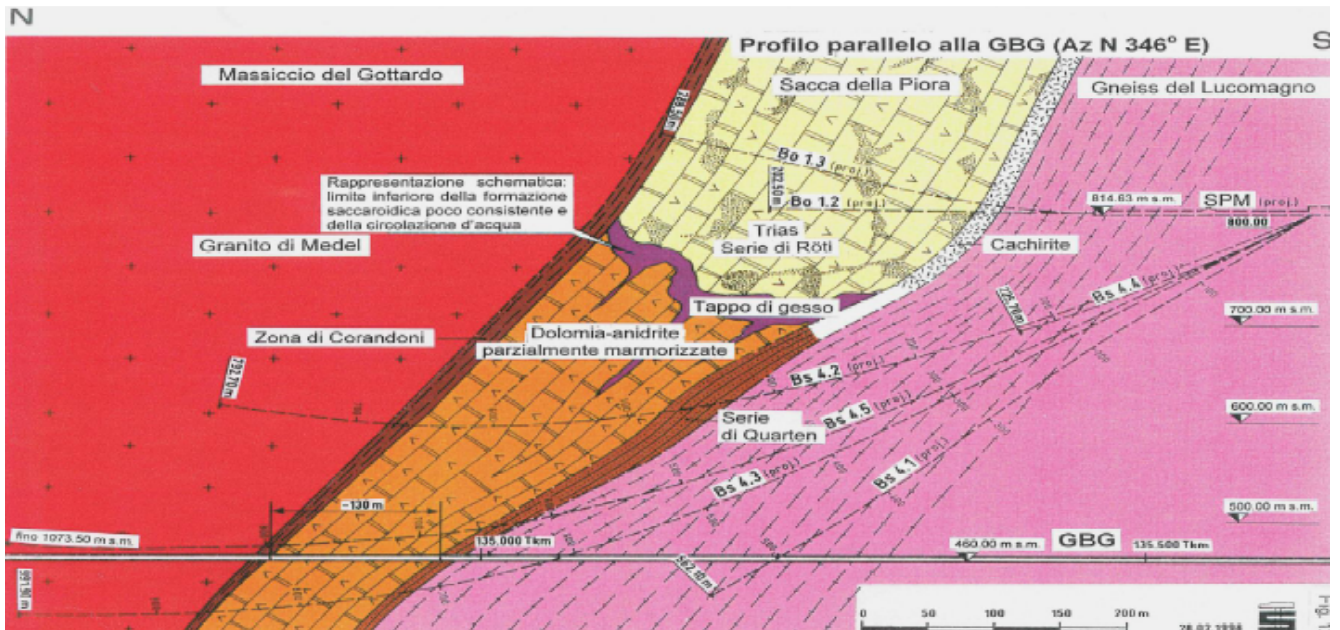


Figura 2.13: Faglie e sovrascorrimenti (documentazione archivio Pizzarotti).

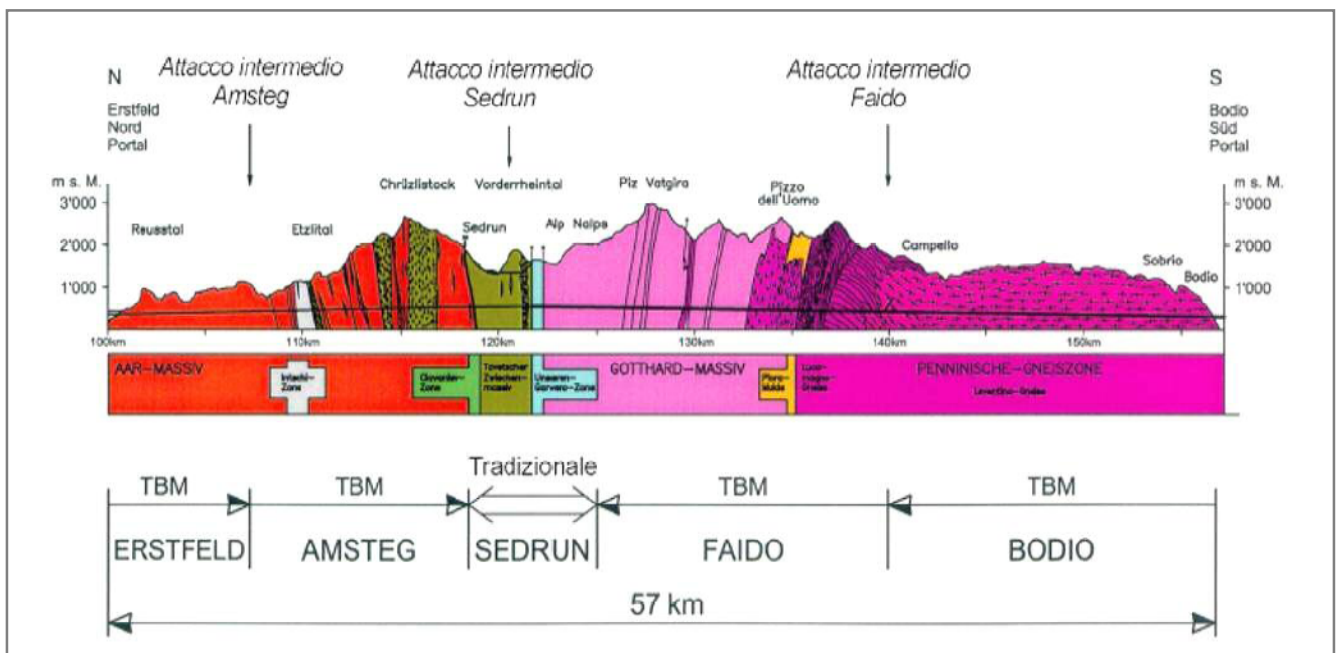


Figura 2.14: Faglie e sovrascorrimenti (documentazione da archivio Pizzarotti).

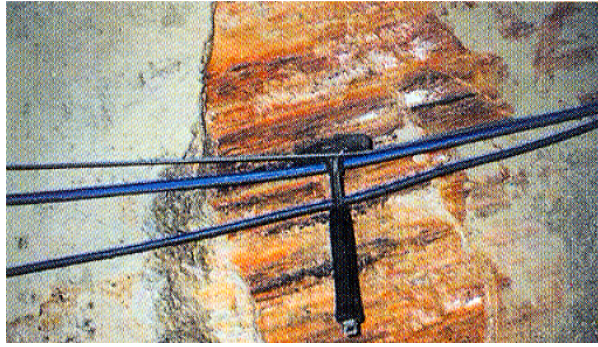


Figura 2.15: *Faglie e sovrascorrimenti (Pizzarotti 2006).*

Per tutto l'insieme di problematiche appena esposte, è importante, in sede di campagna geognostica preliminare, definire nel modo più accurato possibile la presenza di orizzonti tettonizzati nel territorio interessato dalla futura galleria. Nel caso si preveda l'intercettazione di una fascia cataclastica, si dovrà inoltre cercare di attraversarla il più possibile in senso normale, in modo da ridurre al minimo la sua interferenza con la cavità.

Problematiche analoghe a quelle appena descritte si rinvengono in presenza anche di sovrascorrimenti: in questo caso, peraltro, il basso angolo d'inclinazione dell'elemento tettonico comporterà il reperimento di materiale scadente alla quota di scavo per tratte di particolare lunghezza.

Sulla base di quanto detto in precedenza, appare evidente che la stabilità di uno scavo sia fortemente condizionata dal comportamento del materiale intercettato.

Infatti, all'atto dell'apertura della cavità, ci si troverà in condizioni di sostanziale equilibrio solo per quei materiali definiti autoportanti, in grado cioè, per le loro elevate qualità geomeccaniche, di autosostenersi al passaggio del fronte di scavo. Tali materiali sono rappresentati unicamente da ammassi rocciosi poco o per nulla fratturati, o comunque suddivisi in modo tale da non consentire il rilascio di blocchi all'interno della cavità (elevata resistenza al taglio lungo i giunti, fratture discontinue, giacitura degli strati favorevole all'equilibrio, ecc.).

Negli altri casi, invece, la scarsa resistenza del materiale e/o le sfavorevoli condizioni dell'assetto tettonico possono provocare, durante gli scavi, dei crolli gravitativi aventi forma e dimensioni variabili a seconda del tipo di materiale coinvolto.

Ad esempio, nei terreni sciolti, si creeranno situazioni differenti a seconda del grado di coesione del materiale; diversamente per le rocce, la forma e le dimensioni dei rilasci saranno funzione

della giacitura e della spaziatura delle discontinuità presenti (piani di strato, scistosità, fratture, ecc.).

Un approfondito studio geomeccanico sarà pertanto indispensabile per formulare previsioni attendibili sulla formazione di rilasci in galleria consentendo di progettare gli interventi più adeguati per contrastarli (Scesi et Al. 2003).

Per quanto concerne le deformazioni di tipo duttile, queste tendono a manifestarsi quando il comportamento tenso-deformativo dell'ammasso intercettato evolve in campo plastico: il risultato di tale comportamento è la convergenza delle pareti della galleria, ovvero il restringimento della sezione di scavo (Figura 2.16).



Figura 2.16: Esempio di instabilità del cavo nella galleria ferroviaria Fleres: in paragnaiss tettonizzati e argillificati, con coperture di 600 m e con rivestimento di prima fase, si verificano convergenze radiali fino a oltre 60 cm (10%) senza crolli, ma con completa plasticizzazione del priverivestimento che, anzi, viene lasciato libero di deformarsi. Le convergenze si protraggono nel tempo per diversi mesi anche a fronte fermo (creep) (Pizzarotti 2006).

Tale fenomeno, che può iniziare contemporaneamente o in tempi successivi rispetto al passaggio del fronte di scavo, può evolvere o in una nuova situazione di equilibrio, raggiunta a seguito di deformazioni radiali anche di notevole entità, oppure nel collasso della cavità. Il primo caso è possibile se le caratteristiche di resistenza dell'ammasso sono in grado di assorbire i nuovi stati tensionali che si vengono a creare a seguito dello scavo, mentre nel secondo caso le scarse proprietà meccaniche del materiale e/o gli elevati sforzi tensionali in gioco non consentono il ripristino di nuove condizioni di equilibrio.

Particolarmente predisposti a fenomeni di convergenza sono i terreni coesivi e le rocce sottoposte a elevati carichi litostatici in grado di provocarne la plasticizzazione.

Negli ultimi anni, inoltre, è stata rivolta particolare attenzione a uno specifico fenomeno di instabilità legato a deformazioni di tipo duttile in corrispondenza del fronte di scavo. Tale fenomeno, denominato "estrusione", consiste nella fuoriuscita di materiale dal fronte di scavo a causa della scarsa rigidità del nucleo di avanzamento in relazione ai carichi agenti.

Analogamente ai crolli di tipo gravitativo, anche per le deformazioni di tipo duttile sarà indispensabile un approfondito studio geomeccanico per prevedere l'ubicazione e l'entità degli episodi deformativi e poterli in tal modo appositamente contrastare.

ESEMPIO: Elemento tettonico di primaria importanza, galleria di base del Brennero (Italia)

La galleria di base del Brennero costituisce la parte centrale dell'asse ferroviario Monaco di Baviera – Verona, facente parte del collegamento ad alta velocità e per il trasporto combinato nord sud, denominato corridoio Berlino – Palermo.

La galleria di base del Brennero si sviluppa per una lunghezza di circa 55 km; i portali sono ubicati nei pressi delle stazioni di Innsbruck e Fortezza (Figura 2.17) (Lombardi et Al. 2008).

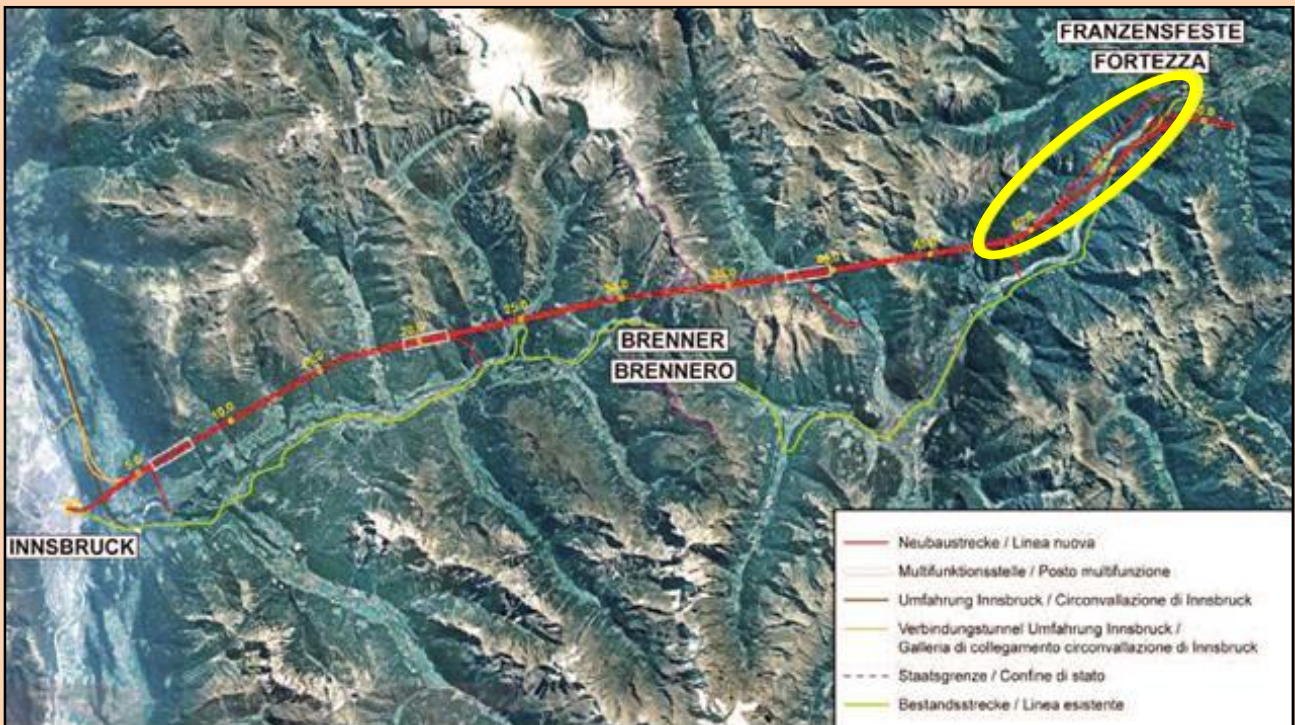


Figura 2.17 :Corografia generale (Lombardi et Al. 2008).

Data la notevole estensione, la galleria di base attraversa numerose formazioni diverse, come si evince dal profilo geologico (Figura 2.18). In generale, la qualità degli ammassi attraversati è buona e il loro comportamento risulta scadente solamente all'interno di zone particolari, circoscritte, ricche di strutture di faglia o che presentano elevati valori del carico idraulico in asse alla galleria.

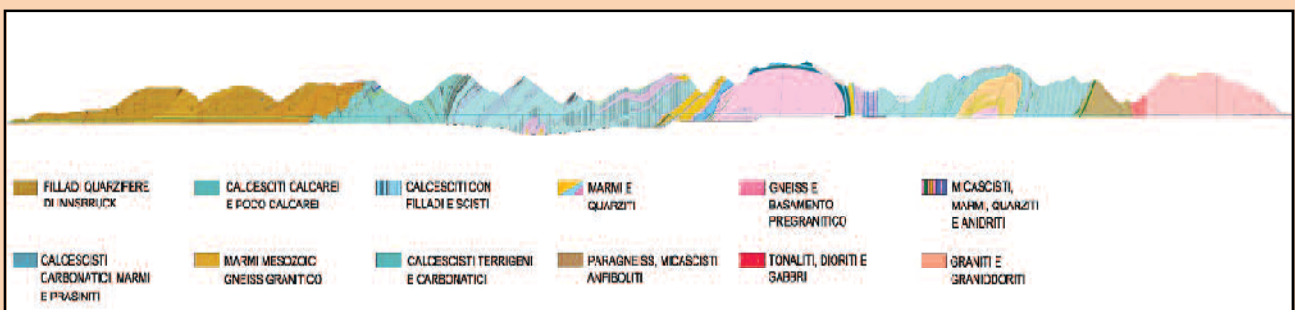


Figura 2.18: Profilo geologico del tunnel di base (Lombardi et Al. 2008).

In questa sede viene trattato il cunicolo esplorativo Aica – Mules, evidenziato dall'ellissi gialla in *Figura 2.17*. Il cunicolo Aica ha una lunghezza totale di 10,477 m dall'imbocco Sud, situato nel comune di Aica, all'asse della camera di smontaggio della TBM, che sarà raggiunta dalla finestra laterale di Mules; la copertura massima è pari a 1.400 m.

Il progetto esecutivo prevede lo scavo con metodi tradizionali dei primi 150 m del cunicolo, così da superare una prima tratta con materiale di scarsa qualità geomeccanica e creare uno spazio utile per l'assemblaggio della TBM nella sua configurazione minima di funzionamento. La parte principale del cunicolo è scavata per mezzo di una TBM; il diametro di scavo minimo previsto è pari a 6 m.

Dal punto di vista geomeccanico-progettuale le caratteristiche salienti dell'opera sono le seguenti:

- ✓ circa il 90% dello scavo interessa rocce con qualità geomeccaniche da discrete a buone (Classe II e III secondo Bieniawski);
- ✓ approssimativamente il 10% dello scavo interessa ammassi rocciosi di qualità peggiore, a tratti molto scadente.

Il cunicolo si sviluppa interamente all'interno dell'unità tettonica del Granito di Bressanone, unità non metamorfica che ha subito importanti deformazioni durante l'orogenesi alpina (*Figura 2.19*). Giunti e faglie sono il risultato degli eventi deformativi. Lo scavo ha attraversato circa 11 faglie senza particolari problemi ma, la faglia attraversata alla progressiva km 6+151 con andamento NO-SE, immersione ad alto angolo e con uno spessore di circa 5m, ha causato un fenomeno di instabilità del cavo interessando un tratto di circa 60 m (*Relazione Tecnica Pro Iter 2010*).

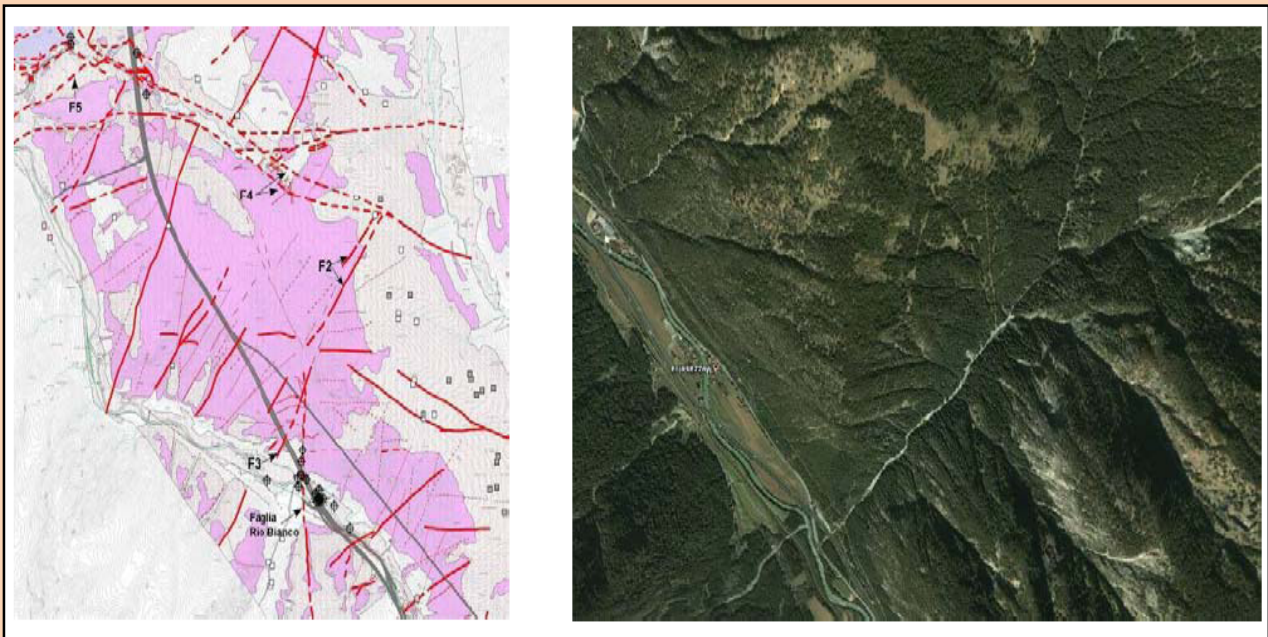


Figura 2.19: Tracciato del cunicolo esplorativo attraverso l'unità del granito di Bressanone (*Relazione Tecnica Pro Iter 2010*).

Il giorno 7 agosto 2009 il cunicolo pilota Aica-Mules della Galleria di Base del Brennero, in corso di realizzazione con TBM a doppio scudo del diametro di scavo di 6,2m, aveva raggiunto la progressiva km 6+151 (*Figure 2.20-2.21*).

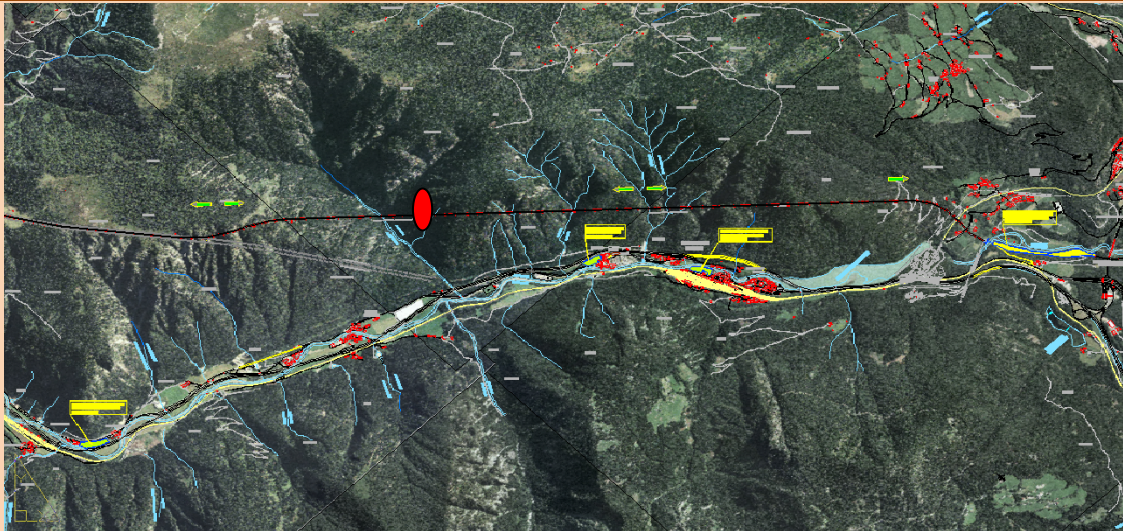


Figura 2.20: Spot rosso indica punto in cui si è intercettata la faglia che ha causato il blocco della TBM (Relazione Tecnica Pro Iter 2010).

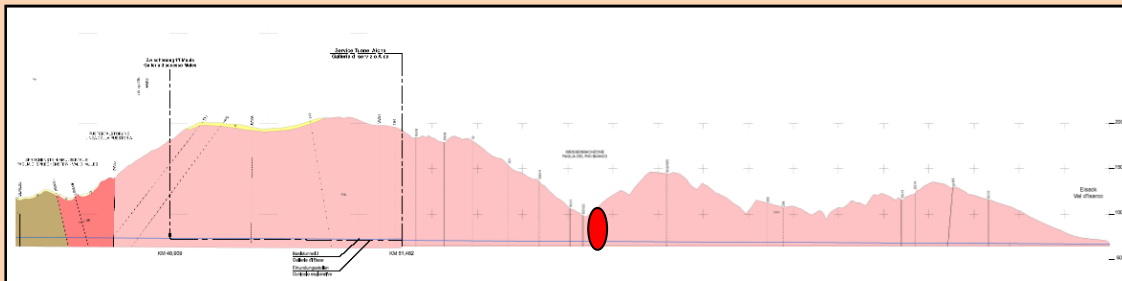


Figura 2.21: Spot rosso indica punto in cui si è intercettata la faglia che ha causato il blocco della TBM (Relazione Tecnica Pro Iter 2010).

Nel corso di una normale fase di avanzamento della TBM, sono state osservate alcune lesioni nel paramento sinistro a circa 20 m dal fronte. Sabato 8 agosto le lesioni si sono estese verso il fronte, fino a raggiungere lo scudo verso sera. Il fenomeno deformativo ha avuto una manifestazione improvvisa, localizzata a circa 20 m dal fronte, e si è evoluto piuttosto rapidamente nei giorni immediatamente successivi alla prima manifestazione del dissesto per poi portarsi in uno stato di sostanziale quiescenza dopo 7-10 giorni.

Rotture e fessurazioni (Figure 2.22 – 2.23) hanno avuto un andamento esclusivamente orizzontale e si sono concentrate nella porzione di rivestimento attorno al piano diametrico orizzontale. In particolare le rotture hanno interessato direttamente il corpo dei conci in c.a. di rivestimento anche quando si sono manifestate in prossimità dei giunti tra due conci. La parte destra del rivestimento non ha subito danni né spostamenti evidenti. La parte sinistra ha invece subito spostamenti a seguito delle rotture che hanno comportato il bloccaggio del carro porta conci (una struttura reticolare in acciaio posta nella parte inferiore della galleria dietro lo scudo per circa 12 m) e il rientro in sagoma delle porzioni di conci danneggiati per una tratta di circa 20 m (km 6+139 – 6+129) (Relazione Tecnica Pro Iter 2010).



Figura 2.22: Rotture dei conchi di rivestimento, (Relazione Tecnica Pro Iter, 2010).



Figura 2.23: Frattura del granito al fronte (pk 6+151m) e nella parte precedente (pk 6+120m), (Relazione Tecnica Pro Iter, 2010).

Una ripresa del fenomeno circoscritta alla porzione di galleria tra le progressive km 6+112 e 6+105 si è verificata successivamente nel giorno 18/08 a seguito dell'esecuzione di un sondaggio geognostico sul paramento sinistro che ha intercettato una venuta d'acqua in pressione a una profondità di circa 20m dal paramento stesso. In questa occasione, le fessure già presenti nei conci si sono ampliate fino a generare una vera e propria rottura con rientro in sagoma di 4 conci. Gli spostamenti del rivestimento nella tratta km 6+000 – 6+139 sono stati continuamente tenuti sotto controllo e, nonostante tutte le operazioni successivamente eseguite che hanno sicuramente comportato un certo disturbo all'ammasso circostante, fatta eccezione per l'episodio sopra richiamato, non hanno evidenziato apprezzabili evoluzioni.

In sostanza, presumibilmente dalla progressiva km 6+040 circa, la galleria si è trovata ad avanzare in un ammasso costituito da una roccia granitica sostanzialmente di buona qualità (anche se non sono mancati gli attraversamenti di due fasce più fratturate dello spessore di una ventina di metri sub-verticali e sub-ortogonali al tracciato), risultando tuttavia pressoché tangente sul paramento sinistro a una faglia sub-verticale e sub-parallela al tracciato, avente uno spessore di 5-10 m, costituita da fasce di roccia molto fratturata e fasce di brecce tettoniche di colore verde scuro completamente trasformate. La posizione della faglia rispetto alla direzione di avanzamento non ne ha reso possibile il riconoscimento attraverso i rilievi giornalieri del fronte di scavo che pure hanno evidenziato le fasce fratturate sub-ortogonali. D'altra parte, le indagini sismiche sistematicamente eseguite durante l'avanzamento non sono in grado di individuare riflettori paralleli all'asse della galleria (*Relazione Tecnica Pro Iter 2010*).

A seguito dell'arresto della TBM sono state svolte una serie di attività con i seguenti obiettivi:

1. mettere in sicurezza la galleria nell'immediato;
2. ripristinare la sagoma interna per rendere possibile la ripartenza della TBM;

Queste operazioni hanno avuto un'incidenza diretta sulla lievitazione dei costi e dei tempi di realizzazione, in particolare il costo di messa in sicurezza della galleria e il ripristino della sagoma interna per rendere possibile la ripartenza della TBM, si aggira intorno ai 10 milioni di euro mentre il ritardo accumulato in queste fasi è prossimo ai 4 mesi.

2.6 Problematiche connesse al rinvenimento di materiali rigonfianti

Un'ulteriore problematica strettamente connessa alle caratteristiche litologiche é quella relativa alla presenza di materiali rigonfianti. Con questo termine si indicano quei materiali che, una volta privati del loro naturale confinamento a seguito dell'apertura della cavità, tendono ad aumentare significativamente di volume, alle volte anche in modo assai vistoso. Ciò avviene a seguito di fenomeni di adsorbimento di acqua, anche sotto forma di umidità, presente nell'aria. I materiali rigonfianti più diffusi sono quelli che contengono i minerali argillosi, in particolare del gruppo delle smectiti, ed in misura minore delle illiti e, in toni ancora più sfumati, delle caoliniti.

In galleria i materiali rigonfianti pongono problematiche piuttosto simili a quelle dei materiali spingenti (le due condizioni possono peraltro coesistere): i relativi fenomeni di instabilità che si manifestano attraverso una progressiva chiusura delle pareti di scavo vengono affrontati in modo diverso a seconda delle loro entità. In ogni caso, oltre ad applicare particolari interventi di stabilizzazione, si possono calibrare in modo adeguato le fasi di lavorazione (si tende, in genere, a realizzare in tempi particolarmente brevi il rivestimento definitivo) (Scesi et Al. 2003).

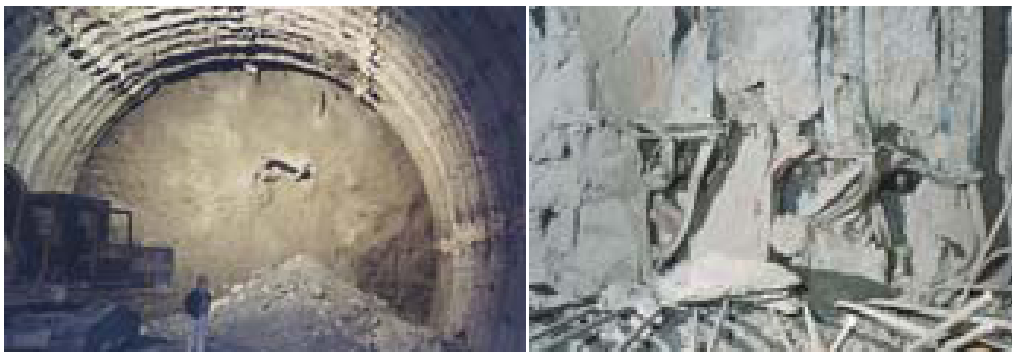


Figura 2.24: Esempio di rigonfiamento e comportamento spingente (Pizzarotti 2006).

ESEMPIO: Comportamento spingente nelle galleria di base del Gottardo (Svizzera)

La galleria del Gottardo ha una lunghezza complessiva di 57 km. Il tipo di terreno incontrato durante lo scavo non è omogeneo, anzi è un susseguirsi di formazioni diverse come si può vedere nella sezione geologica di *Figura 2.25*.

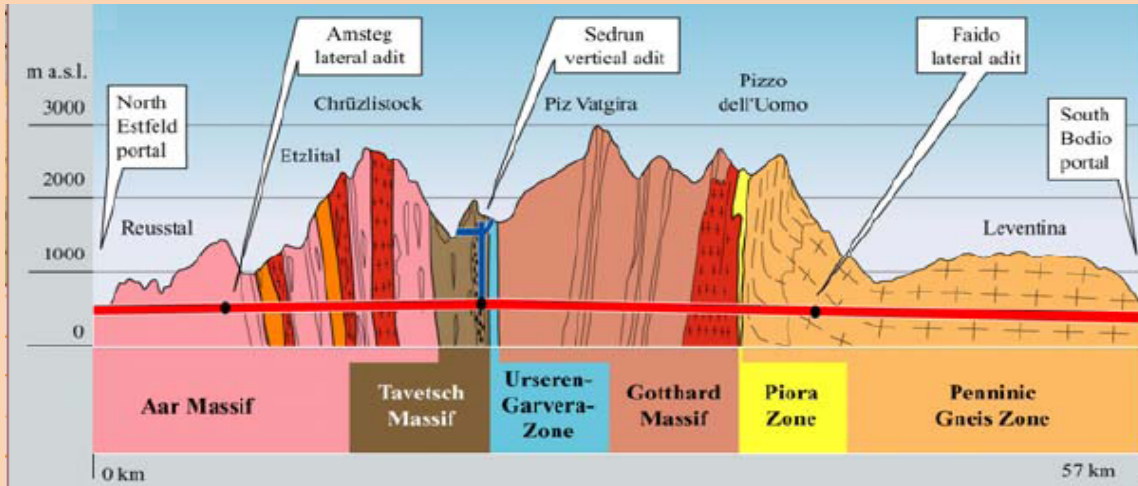


Figura 2.25: Sezione geologica della galleria del Gottardo (Loew et Al. 2000).

In questa sede focalizziamo l'attenzione sull'accesso laterale *Amsteg* poiché proprio in tale zona (*Figura 2.26*), un potenziale rischio si è manifestato diventando un rischio reale (*Figura 2.27*).

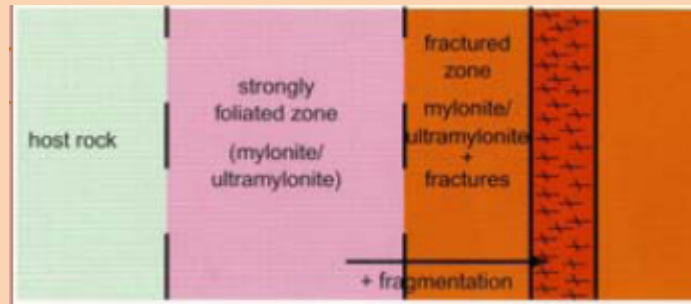


Figura 2.26: Dettaglio Sezione Geologica (Loew et Al. 2000).

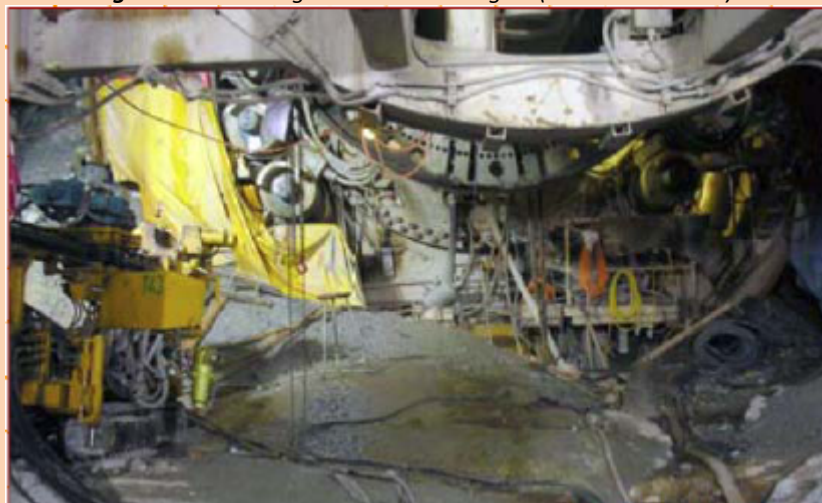


Figura 2.27: Danni alla testa della TBM causati dal flusso di materiale sciolto (Eberhardt 2005).

In questa tratta, la TBM che procedeva da Ovest, si trova a scavare in rocce idrotermicamente alterate prossime ad una faglia, causando venute d'acqua con portate dai 2-3 l/s responsabili di colate di materiale sciolto dentro il cavo e dentro la TBM. Questi fenomeni hanno portato all'interruzione momentanea dello scavo, necessaria, per la messa in sicurezza e ripristino delle condizioni idonee a riprendere lo scavo.

Questo fatto provocò un ritardo nei lavori di 5 mesi e una spesa di \$ 10 milioni quando il costo complessivo dell'opera era stato stimato in \$7 miliardi (Eberhardt 2005).

Purtroppo durante la realizzazione del tunnel vi fu un altro evento di rischio geologico in corrispondenza dell'attraversamento di una faglia nella zona d'accesso Sud, ingresso Bodio *Figura 2.28*.

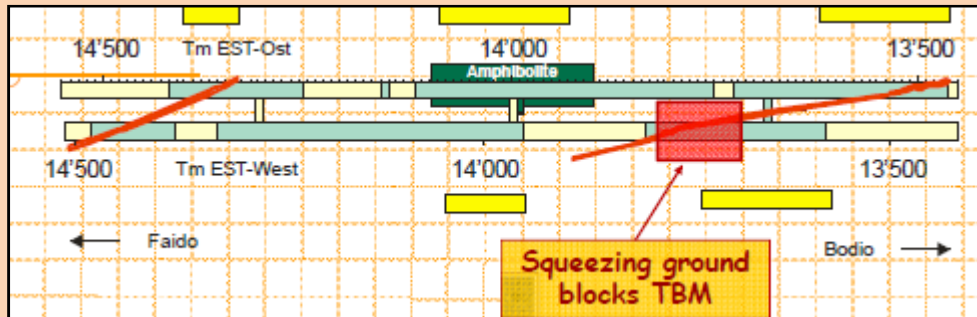


Figura 2.28: sezione planimetrica della zona in cui si ha avuto il blocco della TBM (Eberhardt 2005).

Nella tratta Bodio e Faido, in base alle informazioni geologiche e geofisiche, erano previste solo alcune brevi zone di faglia perpendicolari all'asse del tunnel e non estese zone instabili, soprattutto in roccia spingente con una copertura di 1000 m.

Con le informazioni raccolte durante la fase di indagine e per fare fronte a eventuali imprevisti geologici, la pianificazione dei lavori prevedeva la realizzazione di perforazioni di sondaggio a partire dal fronte di scavo nel settore di Bodio. La tipologia di sondaggio è stata adattata in corso d'opera, in base alle conoscenze e alle esperienze acquisite. Preventivamente, oltre a queste perforazioni di sondaggio e ai piani d'intervento in caso di eventi straordinari, era stato elaborato un piano per l'attraversamento di massicci difficili. Che si trattasse di zone instabili, previste o meno, una procedura descriveva passo dopo passo gli interventi stabiliti. Nonostante una buona fase di individuazione del rischio e azioni atte a prevenire rischi le due TBM partite da Bodio hanno incrociato una zona di faglia a partire dalla p.k. 13460. Questa zona ha generato la formazione di cavità nella calotta e nei rivestimenti della canna est (circa alle p.k. 13450 e 14340), quindi nella canna ovest (circa alle p.k. 13745 e 14425). Si tratta di due faglie sub-verticali quasi parallele che tagliano la canna est e continuano in direzione della canna ovest con un angolo di 5-10° rispetto all'asse del tunnel, e che proseguono verso est con un angolo di quasi 60°. Le faglie, si presentano come una placca spessa 3-5 m, e comprendono rocce cataclastiche, all'interno delle quali si alternano strati di kakirite. Sono delimitate da rocce altamente fratturate nella zona di contatto.

In questa tratta le TBM rimasero bloccate a causa delle rocce spingenti. Il ritardo accumulato per attraversare la singola faglia evidenziata in *Figura 2.28* fu di un anno ma simili condizioni di terreno si trovarono anche a Faido e qui l'ulteriore ritardo fu di due anni e il budget previsto è stato superato del 200% (Eberhardt 2005).

2.7 Problematiche legate alle condizioni idrogeologiche

Per quanto riguarda le problematiche legate alle condizioni idrogeologiche, va detto che il rinvenimento di acqua sotterranea durante gli scavi di una galleria è un'evenienza molto frequente: sarà pertanto importante venire a conoscenza, in sede previsionale, di quelle situazioni idrogeologiche che potrebbero comportare, all'atto dell'apertura degli scavi, rifluimenti idrici di particolare entità.

I fattori che favoriscono gli afflussi idrici in galleria sono connessi alla presenza di (Figura 2.29):

- ✓ materiale dotato di elevata permeabilità (terreni granulari, rocce permeabili per porosità o per fratturazione),
- ✓ bruschi cambi di permeabilità,
- ✓ dislocazioni tettoniche (faglie, sovrascorrimenti) fortemente alimentate,
- ✓ corpi soggetti a fenomeni carsici,
- ✓ sinclinali,
- ✓ alvei sepolti.

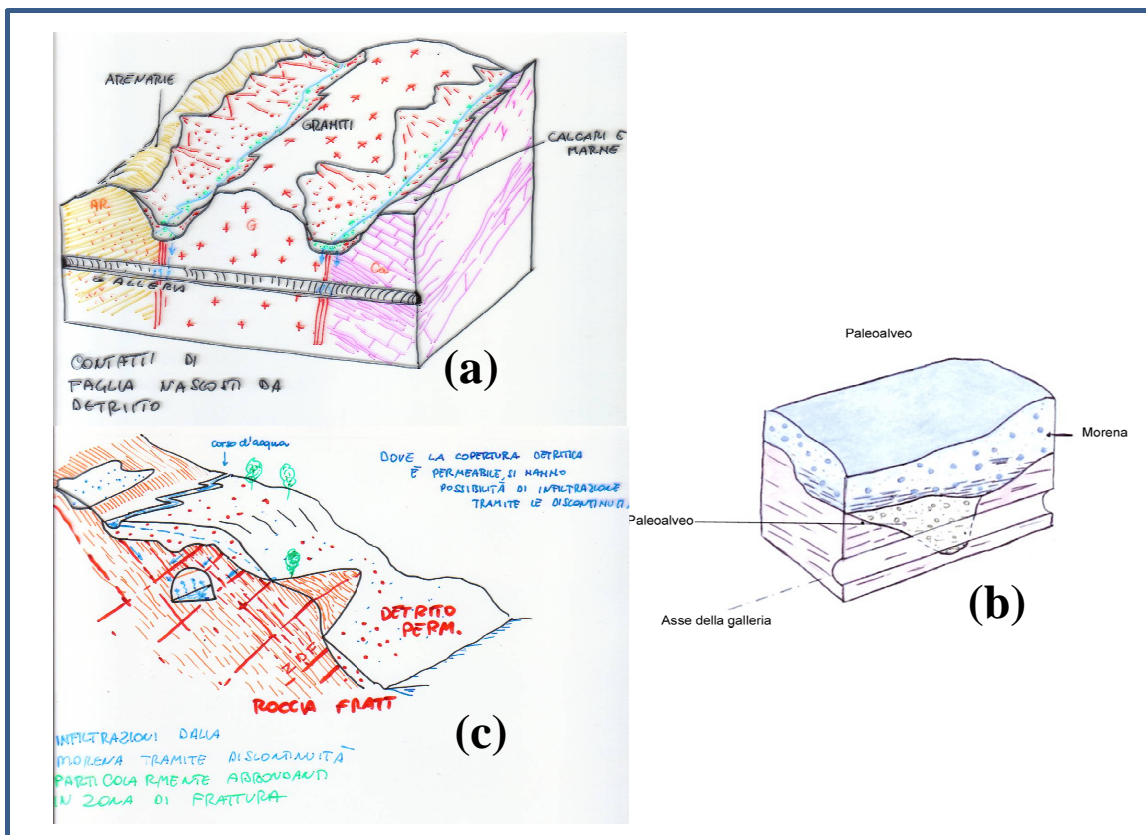


Figura 2.29: Esempi di strutture geologiche che possono dar luogo ad elevante venute d'acqua in galleria: (a) zone di faglia; (b) paleo alveo; (c) rocce fratturate (Francani e Gattinoni 2009).

E' inoltre da considerare la quota della galleria rispetto alla falda idrica nonché le caratteristiche della falda stessa. Se la galleria si trova al di sopra della falda, le problematiche sono molto ridotte e riconducibili esclusivamente alle acque che per infiltrazione e percolazione possono raggiungere lo scavo. Solo in presenza di ammassi carsificati si possono avere venute d'acqua di ingente portata anche al di sopra della superficie piezometrica.

Ad esempio le gallerie superficiali caratterizzate da coperture costantemente ridotte, mai superiori a qualche diametro di galleria (da 5-10 m fino a 60 m di profondità). Sono fortemente condizionate dagli aspetti meteorici e quindi, anche in funzione della permeabilità dei materiali, facilmente soggette a cospicue venute d'acqua; queste ultime possono peraltro provocare nelle rocce episodi di alterazione responsabili di un decadimento delle proprietà meccaniche delle rocce stesse (Figura 2.30) (Scesi et Al. 2003).

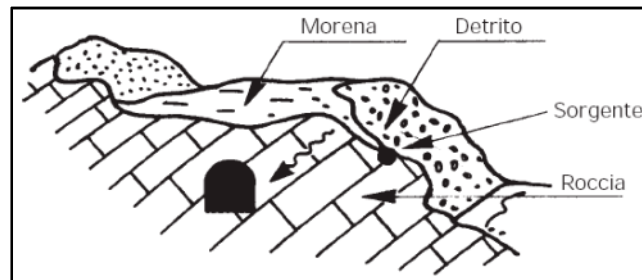


Figura 2.30: La coltre di detrito ed i depositi glaciali favoriscono l'infiltrazione delle acque sotterranee che vengono convogliate in galleria attraverso le fratture della roccia (Desio 1973).

Se invece la galleria si snoda al di sotto della falda gli afflussi idrici possono diventare così rilevanti da rendere difficile l'avanzamento. Ecco quindi che l'individuazione, in sede previsionale, di tratte di galleria soggette a gravose problematiche di tipo idraulico, comporterà l'adozione, in sede progettuale ed esecutiva, di particolari tecniche finalizzate al convogliamento e all'allontanamento delle acque e potrà addirittura portare alla realizzazione di specifici cunicoli drenanti; solo in previsione di situazioni eccezionalmente critiche si potrà stabilire l'opportunità di non realizzare l'opera. (Scesi et Al. 2003)

Il problema dell'interazione tra la realizzazione di un'opera e le acque di falda ha assunto negli ultimi anni grande rilevanza per la necessità di salvaguardare le risorse idriche dal depauperamento e dal rischio di inquinamento. Gli esempi (Figura 2.31) più emblematici in tal senso riguardano lo scavo delle gallerie autostradali del Gran Sasso (Cotecchia 1993), che sono state interessate da venute d'acqua di oltre 2000 l/s, e le gallerie ferroviarie dell'Alta Velocità Bologna-

Firenze (Rossi et Al. 2001), con portate drenate che raggiungono complessivamente i 650 l/s. Un esempio positivo è, invece, quello delle gallerie di San Pellegrino Terme, dove l'approccio interdisciplinare dello studio e l'attenzione per l'ambiente ha garantito la salvaguardia delle sorgenti idrotermali dell'area (Barla 2000).

Una galleria in fase di costruzione ha un effetto drenante che determina un abbassamento più o meno generalizzato del livello di falda (Figura 2.32), con effetti non sempre desiderabili, tra i quali: l'estinzione di sorgenti (Figure 2.33 e 2.34) e/o pozzi (Gisotti et Al. 2001), variazioni qualitative della falda (Civita et Al. 2002), modificazioni della vegetazione, variazioni nelle condizioni di stabilità dei versanti (Picarelli et Al. 2002), cambiamenti nel regime e nella qualità delle acque termali, variazioni del bilancio idrogeologico a scala di bacino.

L'importanza di prevedere le interazioni dello scavo con le acque di falda deriva dalle seguenti considerazioni:

1. l'irruzione delle acque sotterranee (*venute d'acqua*, Figura 2.35) mette a repentaglio gli operatori;
2. alti afflussi creano elevate forze di filtrazione che danneggiano la stabilità del cavo, attirando verso di esso tutte le acque circolanti;
3. la depressione piezometrica agisce sugli sforzi efficaci che agiscono lungo le discontinuità, influenzando la stabilità dell'ammasso;
4. il drenaggio delle strutture idrogeologiche ad alta permeabilità determina impatti ambientali in superficie, con l'estinzione o il depauperamento delle sorgenti, e subsidenza, anche in rocce resistenti e in tunnel profondi.

Galleria	Tipo	L (km)	Q max (m ³ /s)	Q min (m ³ /s)	Acquifero
Sempione (ITA – CH)	FER	19.8	1.700	0.864	Calcari
Vaglia (BO – FI)*	FER	18.6	0.080	—	Calcari, calcaren., arenarie
Direttissima (BO - FI)	FER	18.5	1.200	0.060	Arenarie
Pavoncelli bis (AV)	IDR	15.5	0.800	0.070	Calcari, argille scagliose
Firenzuola (BO – FI)*	FER	15.1	0.277	0.070	Arenarie e marne fratturate
Santomarco (Paola – CS)	FER	15.3	0.100	0.038	Metamorfiti
Frejus (T4)	AUT	12.9	0.007	0.001	Diversi
M. Bianco (T1)	AUT	11.6	0.800	0.440	Granito fessurato
Raticosa (BO – FI)*	FER	10.4	0.037	—	Arenarie, marne e argille
Gran Sasso (A 24)	AUT	10.2	3.000	0.600	Calcari
S. Lucia (NA – SA)	FER	10.2	1.000	0.250	Calcari
Putifigari (SS)	GRO	9.8	0.070	0.050	Vulcaniti
Zuc del Bor (UD – AUT)	FER	9.3	0.700	0.650	Calcari
S. Stefano (GE – F)	FER	7.9	—	alta	Calcari marnosi, arenarie
M. Olimpino 2 (MI – CO)	FER	7.2	elevata	—	Calcari, conglom., sabbie
Serena (PR – SP)	FER	6.9	media	—	Calcareniti, brecce, flysch
M. La Mula	IDR	6.3	0.200	0.800	Calcari, dolomie
Turchino (GE – AT)	FER	6.4	0.110	0.075	Calcescisti
Satriano (1° salto)	IDR	6.4	elevata	—	Graniti milonitizzati
Gran S. Bernardo (T2)	AUT	5.9	scarsa	bassa	Gneiss, scisti
S. Leopoldo (UD – AUT)	FER	5.7	3,600	alta	Calcari
Gravere (TO – FRA)	FER	5.6	elevata	0.013	Calcescisti
Vado Ligure (ITA – FRA)	FER	4.9	0.200	0.050	Dolomie
Colle Croce (ITA – FRA)	STR	4.1	scarsa	bassa	Calcescisti
Col di Tenda (ITA - FRA)	FER	3.2	0.600	0.200	Calcari
Bypass Spriana	IDR	3.2	0.300	0.040	Gneiss, calcari, dolomie
Villeneuve (A 5)	AUT	3.2	0.200	0.001	Calcescisti, carnirole
Prè Saint Didier (A5)	AUT	2.8	0.100	0.080	Calcescisti, arenarie
Moro (AN – BA)	FER	1.9	0.080	—	Sabbie, ghiaie
Colle della Scala	FER		elevata	alta	Calcari
Crocetta (Paola – CS)	STR	1.5	0.022	0.028	Scisti tettonizzati

Figura 2.31: Esempi di venute d'acqua osservate in galleria durante le operazioni di scavo (Civita et Al. 2002).

L'effetto della galleria sull'assetto idrogeologico dipende dalle condizioni di alimentazione e dalla permeabilità dell'acquifero, nonché dalle caratteristiche del sistema di rivestimento della galleria (Reuter et Al. 2000). I numerosi studi condotti sull'argomento negli ultimi anni hanno consentito di definire i contributi che l'idrogeologia deve fornire alle diverse fasi di progettazione delle gallerie (Civita et Al. 2002), in particolare in relazione al problema della previsione degli afflussi idrici in galleria (Goodman et Al. 1965; Knutsson et Al. 1996; Ribacchi et Al. 2002; Anagnostou 1995; Federico 1984; Loew 2002; Molinero et Al. 2002; Dunning et Al. 2004) e dell'impatto sulle condizioni idrogeologiche dell'ambiente circostante, soprattutto sul regime di sorgenti, falde acquifere e corpi idrici superficiali (Dematteis et Al. 2001).

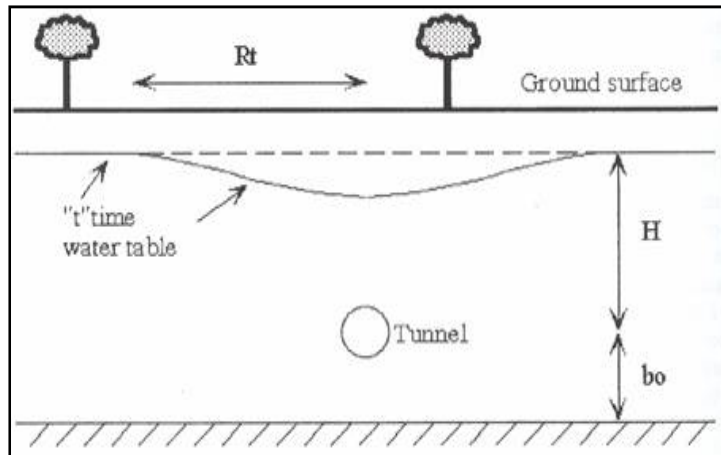


Figura 2.32: Abbassamento piezometrico indotto dall'apertura di una galleria sotto falda. H è il livello piezometrico iniziale al di sopra della galleria, b_o la profondità del substrato rispetto alla quota della galleria, R_t il raggio di influenza della galleria (Lunardi e Focaracci 2001).

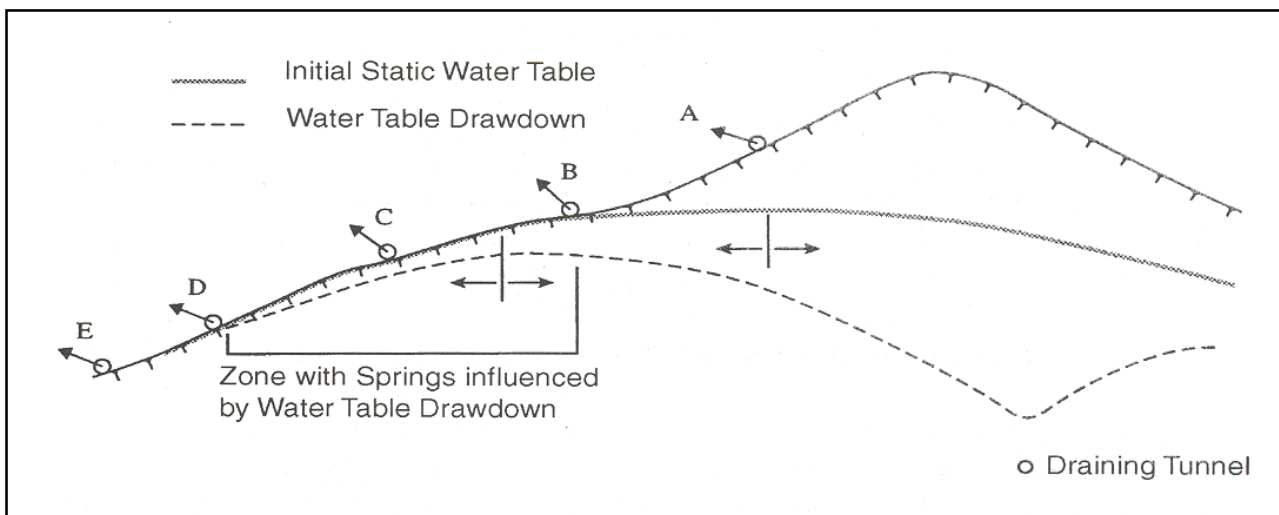


Figura 2.33: Esempio di estinzione di una sorgente in seguito all'abbassamento del livello piezometrico prodotto dall'apertura di una galleria (Loew 2002).

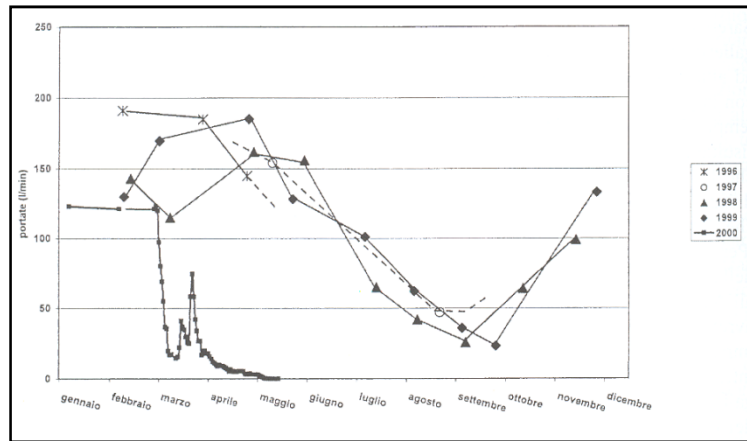


Figura 2.34: Esempio di estinzione di una sorgente in seguito all'apertura di una galleria (Gisotti e Pazzagli 2001).



Figura 2.35: Esempi di venute d'acqua in gallerie in corso di escavazione (Pizzarotti 2007).

ESEMPIO: Infiltrazioni e venute d'acqua nella galleria Qiyueshan (Cina)

La galleria Qiyueshan è una delle più importanti lungo l'autostrada Hurongxi (Figura 2.36) che si snoda attraverso una vasta zona carsica interessata da rilievi medio bassi soggetti a fenomeni erosivi. Per garantire la sicurezza in fase di scavo, la previsione dei possibili rischi geologici è stata protratta per tutta la fase di costruzione della galleria, sia attraverso indagini geologiche quali: analisi carte geologiche, carotaggi a distruzione di nucleo e cunicolo pilota; sia attraverso indagini geofisiche come: sismica a rifrazione, indagini elettromagnetiche e radar geologico.

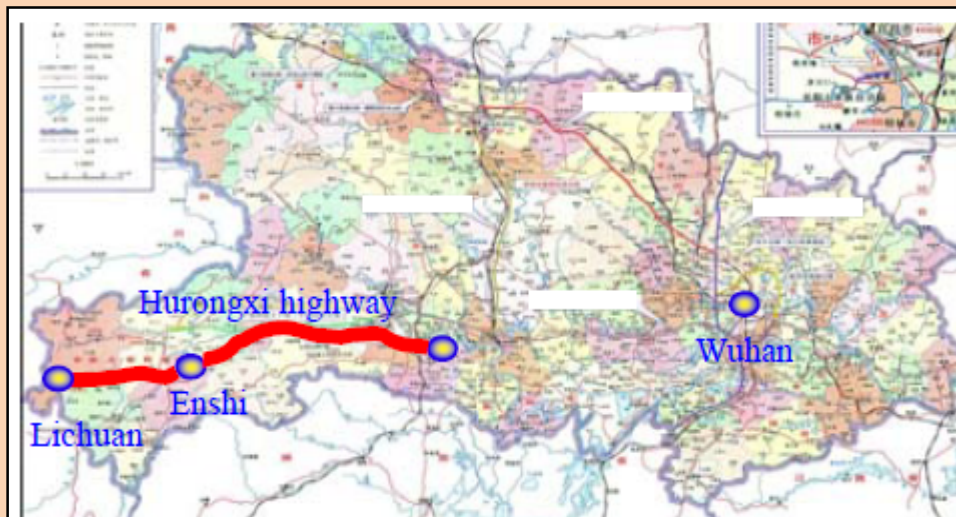


Figura 2.36: Tracciato dell'autostrada Hurongxi (Li et al. 2010).

Le indagini geognostiche hanno permesso di evidenziare che la roccia intorno alla galleria era costituita da calcari microcristallini, caratterizzati da elevata solubilità. Inoltre in prossimità dell'imbocco, la galleria intercetta un sistema di cavità carsiche alimentate da fenomeni di infiltrazione derivanti dalle piogge (Figura 2.37). Per questo motivo e in accordo con le indagini svolte i rischi geologici nel segmento di galleria studiato risultavano essere: cavità carsiche e infiltrazioni d'acqua.

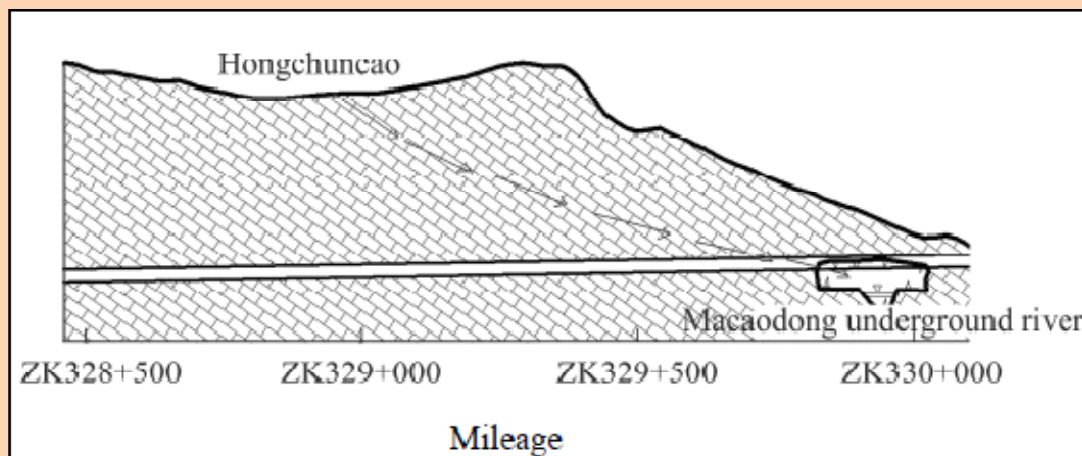


Figura 2.37: Profilo geologico della galleria Qiyueshan (Li et al. 2010).

La procedura di individuazione e gestione del rischio è stata fatta attraverso l'analisi delle indagini geofisiche e geologiche e ciò ha evidenziato che nella stagione delle piogge il rischio di infiltrazioni e venute d'acqua è molto elevato. Nonostante ciò, non si è intervenuti con particolari sistemi di prevenzione e/o mitigazione del rischio individuato e puntualmente durante la realizzazione della galleria si sono verificate

venute d'acqua dal lato sinistro del tunnel alla progressiva ZK329+618-612, (Figura 2.38). La portata delle venute d'acqua nella stagione secca era di circa 300 m³/h, mentre nella stagione delle piogge era molto più alta, fino a 1200 m³/h. Durante la tempesta, in fase di costruzione, la galleria fu sommersa per una tratta di 500m (Li et Al. 2010).



Figura 2.38: Foto delle venute d'acqua nel disastro della galleria Qiyueshan (Li et Al. 2010).

ESEMPIO: Infiltrazioni e venute d'acqua nella galleria Burnley (Australia)

La galleria Burnley fa parte del City Link project Melbourne, il più grande complesso di infrastrutture urbane mai realizzato in Australia. Esso prevede la realizzazione di 22 km di strade, gallerie e ponti atto a potenziare il sistema viario urbano.

Il costo previsto della galleria Burnley ammonta a \$500.000.000, essa si sviluppa ad una profondità di 60 m al di sotto del fiume Yarra, che attraversa Melbourne. Il tracciato si snoda quasi completamente in un'unica formazione rocciosa identificata come Formazione di Melbourne interessata da pieghe e faglie *Figura 2.39*. La realizzazione della galleria ha avuto diversi problemi durante la varie fasi della costruzione. Nel giugno del 1999, prima dell'apertura al pubblico, nella galleria si sono registrate infiltrazioni d'acqua con portate pari a 300 l/minuto dovute all'errata posa in'opera dell'impermeabilizzazione.

I lavori di riparazione hanno causato un ritardo dell'apertura della galleria Burnley di circa 12 mesi e una perdita di \$200.000 al giorno per la ditta appaltatrice dell'opera (*Liberty Mutual Insurance Company 2009*).

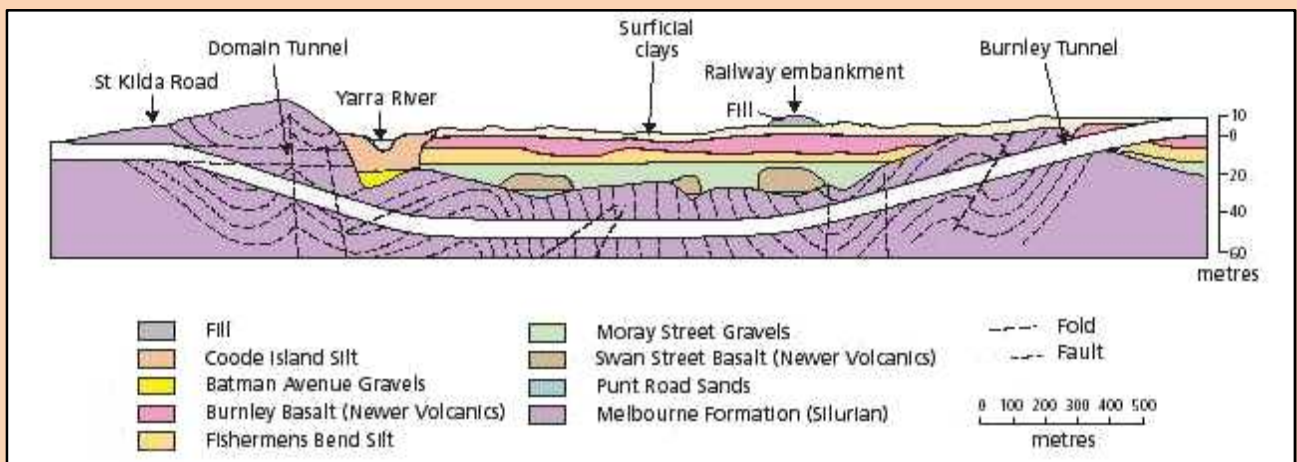


Figura 2.39: Sezione geologica dell'area attraversata dalla galleria Burnley (Liberty Mutual Insurance Company 2009).

2.8 Problematiche connesse al rinvenimento di acque aggressive

Durante gli scavi di una galleria é possibile intercettare acque in grado di aggredire chimicamente i calcestruzzi: la loro individuazione in sede previsionale é di importanza fondamentale, in quanto, ignorando tale condizione, si può pervenire ad un completo disfacimento del rivestimento definitivo dell'opera, con danni economici di estrema rilevanza.

Anche questo rischio é direttamente collegato ai caratteri litologici delle formazioni intercettate dalla galleria, in quanto le sostanze aggressive rilasciate nelle acque sotterranee sono originariamente contenute nei materiali geologici attraversati dalle acque stesse. Va in ogni caso sottolineato che si potranno reperire in galleria acque aggressive provenienti da terreni diversi da quelli intercettati dalla cavità: pertanto lo studio previsionale dovrà rivolgersi ad una successione di terreni ragionevolmente più estesa rispetto alla fascia di sottosuolo direttamente interessata dalla cavità (Scesi et Al. 2003).

Va comunque affermato che la realizzazione di analisi chimiche e chimico-fisiche delle acque sotterranee é da considerarsi in ogni caso opportuna, anche in virtù del loro bassissimo costo e in considerazione dei potenziali rischi a cui si può andare incontro.

I tipi di acque aggressive riscontrabili con maggior frequenza vengono di seguito schematicamente elencati, associandoli ai depositi geologici generalmente responsabili della loro presenza:

- ✓ Le acque selenitose, ovvero ricche di solfato di calcio, sono di gran lunga le più aggressive: esse sono rilasciate da litotipi gessosi o anidritici.
- ✓ Le acque ricche di acido solforico si possono incontrare, oltre che nei corpi gessosi, in terreni torbosi o argillosi con pirite.
- ✓ Le acque ricche in anidride carbonica libera, sono reperibili in presenza di depositi torbosi, di coltri superficiali ricoperte da boschi e di terreni ospitanti sorgenti mineralizzate connesse a fenomeni magmatici.
- ✓ Le acque ricche di cloruro e di solfato di magnesio (sempre associate a cloruro di sodio) si possono eccezionalmente incontrare in presenza di terreni appartenenti alla serie evaporitica.

Infine va tenuto presente che le acque con *ph* minore di 6.5 sono da considerarsi aggressive.

2.9 Problematiche connesse al reperimento di gas

Il reperimento di gas durante gli scavi può dare origine a situazioni particolarmente rischiose per l'incolumità delle maestranze, soprattutto se il gas è in pressione. La presenza di gas è legata alla natura litologica delle formazioni intercettate e/o alla presenza di fratture beanti che possono costituire vie preferenziali per il convogliamento di tali gas in aree differenti da quelle di origine. Per questo motivo, nell'ambito dello studio previsionale riferito alla presenza di gas, è importante considerare, anche da questo punto di vista, la globalità degli elementi stratigrafici e strutturali propri del volume di sottosuolo direttamente o indirettamente interessato dall'opera.

Di seguito si elencano le sostanze gassose che si possono reperire in galleria, associandole ai terreni litologici più comunemente responsabili della loro presenza:

- Il metano è un gas inodore, incolore, facilmente esplosivo se mescolato all'aria in proporzioni dal 5% al 14% (miscela denominata "grisou"). Può essere generalmente contenuto in rocce carboniose, in depositi palustri, nonché in formazioni flyscioidi ricche di argilla o del tipo "argille scagliose".
- L'anidride carbonica, frequentemente associata al metano, è un gas inodore e incolore. E' di norma reperibile entro terreni carboniosi, argillosi organici o anche vulcanici. Oltre ad essere velenosa per l'uomo va segnalata anche la sua capacità aggressiva nei confronti dei calcestruzzi.
- L'ossido di carbonio, incolore e inodore, velenosissimo, può principalmente essere contenuto in rocce carboniose.
- Gli ossidi di azoto, analogamente all'anidride carbonica, possono reperirsi entro rocce carboniose o comunque contenenti sostanze organiche in decomposizione o, ancora, entro termini vulcanici; l'azoto non è velenoso ma, essendo più leggero dell'aria, può accumularsi in forti quantità in calotta e provocare la morte per asfissia.
- L'acido solfidrico (o idrogeno solforato) è un gas tossico, combustibile ed esplosivo se mescolato all'aria, inoltre è caratterizzato da un odore molto sgradevole. In genere è collegato ad esalazioni vulcaniche, ma può anche essere prodotto per riduzione batterica dalla decomposizione di solfati o dello zolfo o essere rilasciato da acque aventi sostanze organiche in via di putrefazione. L'anidride solforosa si rinviene, di norma, in presenza di

vulcaniti: oltre a possedere una elevata tossicità, questo gas, analogamente all'anidride carbonica, é in grado di aggredire i calcestruzzi.

In presenza di gas o in previsione di un loro reperimento, le lavorazioni in galleria devono procedere con estrema cautela; oltre che mettere a punto un continuo e approfondito monitoraggio della qualità dell'aria (in grado di consentire tempestive operazioni di sgombero in caso di pericolo), vanno utilizzati macchinari schermati di tipo antideflagrante, ma è soprattutto determinante la realizzazione di un sistema di ventilazione e aerazione particolarmente energico. In ogni caso, per il superamento di tali tratte, la scelta delle metodologie operative più adeguate va operata valutando tali situazioni caso per caso (Scesi et Al. 2003). Un esempio è riportato in *Figura 2.40*

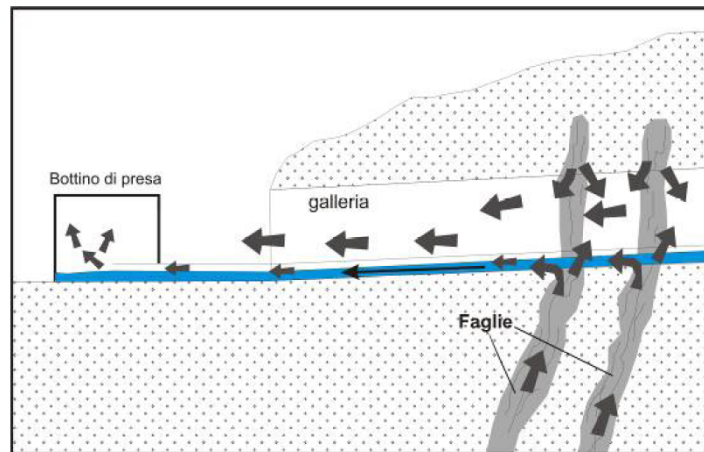


Figura 2.40: Sezione schematica della galleria Pavone (S.S. 237 (BS)) in cui si evidenzia il meccanismo di rilascio di CO₂ (freccie grigio scuro) attraverso le fratture legate alla faglia della Pernicana e faglie connesse (aree grigio chiaro). Lo spostamento dell'acqua (in azzurro) al fondo della galleria (evidenziato dalla freccia nera) trascina in parte la CO₂ verso l'esterno e verso il bottino di presa, dove si accumula (Pizzarotti 2006).

2.10 Innesco di cedimenti del suolo

L'apertura di un tunnel determina una deformazione dei terreni e delle rocce tutt'attorno al cavo della galleria stessa. Tali deformazioni, che possono manifestarsi sotto forma di collassi improvvisi, subsidenza o cedimenti, possono danneggiare sia la costruzione dell'opera sia eventuali strutture adiacenti, in particolare durante la realizzazione di gallerie in aree urbane (*Figura 2.41-2.44*).

Le conseguenze ed i danni dipendono dall'intensità del fenomeno, oltre che dalla vulnerabilità degli elementi presenti sulla superficie (edifici, corsi d'acqua, insediamenti industriali,

infrastrutture, ecc.). In generale, la risposta del materiale all'apertura della galleria e, di conseguenza, l'entità dei cedimenti, dipende da:

- Tecnica di scavo.
- Dimensioni e geometria dello scavo.
- Tipologia del materiale.

Il collasso improvviso con riempimento della cavità (Figura 2.45) si verifica in genere per coperture pari a 2-10 volte il diametro della galleria e per valori di K compresi tra 1.1 e 1.5:

$$K = 1 + \left(\frac{NB}{Rc} \right)^{1/3}$$
$$Rc = \sum_{i=1}^{NB} \frac{h_i Rc_i}{10} \quad \text{con} \quad \sum h_i = 10m$$

dove NB è il numero di strati nei primi 10 m di terreno superficiale, ognuno caratterizzato da una certa resistenza alla compressione monassiale Rc (in bar) (Francani e Gattinoni 2009).



Figura 2.41: Esempio di formazione di camini e cedimenti superficiali indotti dal tunneling: Lusanne metro (documentazione archivio Pizzarotti).



Figura 2.42: Esempio di formazione di camini e cedimenti superficiali indotti dal tunneling (documentazione archivio Pizzarotti).



Figura 2.43: Esempio di formazione di camini e cedimenti superficiali indotti dal tunneling (documentazione archivio Pizzarotti).



Figura 2.44: Esempio di formazione di camini e cedimenti superficiali indotti dal tunneling (documentazione archivio Pizzarotti).

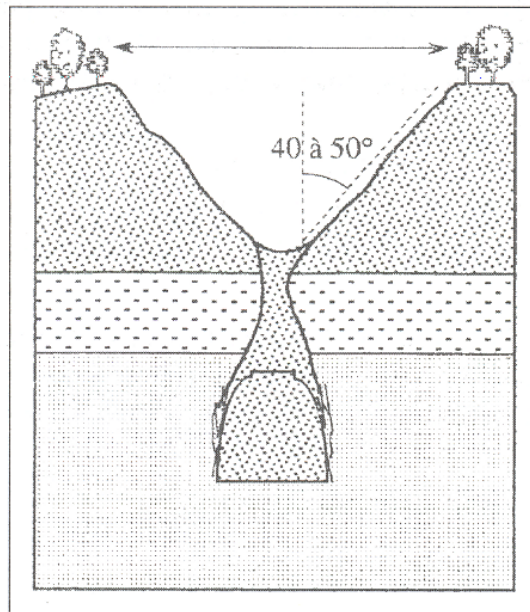


Figura 2.45: Meccanismo di collasso improvviso con riempimento della cavità (documentazione archivio Pizzarotti).

Nel caso della subsidenza la deformazione avviene su periodi di tempo più lunghi, interessando aree meno circoscritte (Figure 2.46-2.47). In questo caso i parametri caratteristici sono gli spostamenti prevalentemente verticali variabili sulla superficie da punto a punto e l'ampiezza dell'area interessata dalla subsidenza (generalmente variabile da 13° a 45°).

Si osservi a questo che un abbassamento generalizzato ed uniforme non provoca grossi danni, il problema sono invece i cedimenti differenziali.

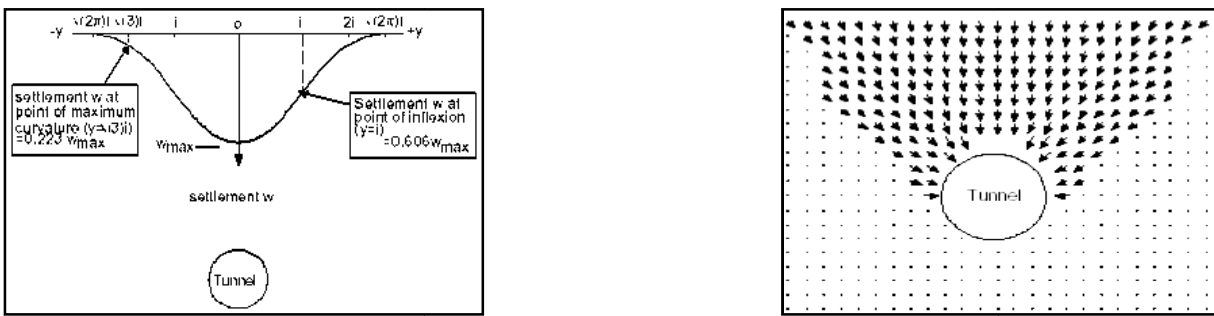


Figura 2.46: Metodi per la previsione dei cedimenti superficiali: curva di Penck (Penck et Al. 1969).

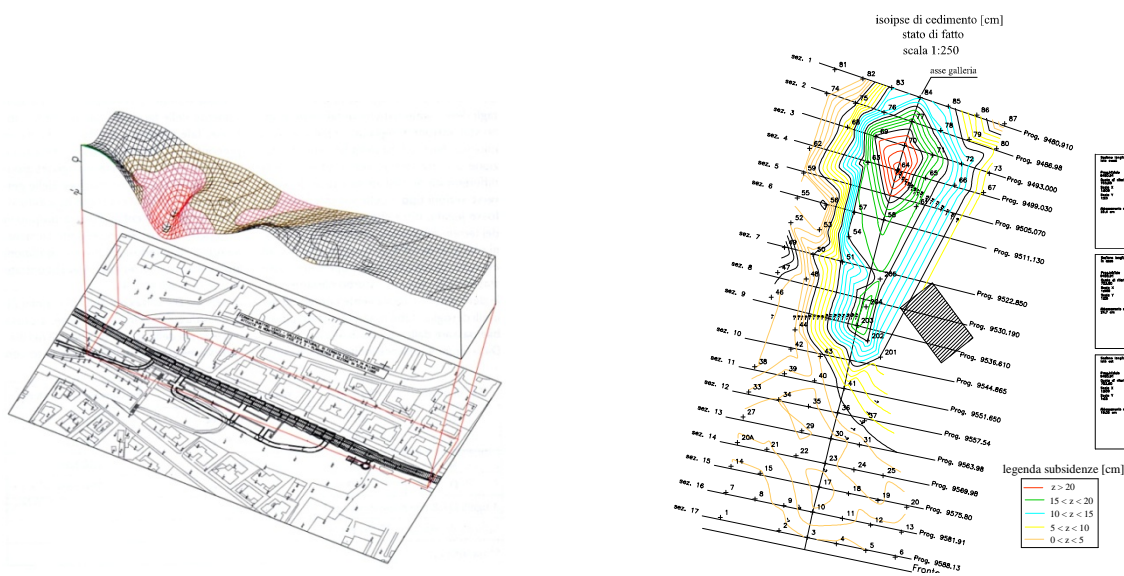


Figura 2.47: Esempio di modellazione numerica tridimensionale per la previsione dei cedimenti superficiali Dovuti all'abbattimento della piezometrica (Pizzarotti 2007).

È evidente che i fenomeni descritti si manifestano principalmente durante la realizzazione di gallerie superficiali in cui l'equilibrio delle pareti dello scavo è influenzato in modo decisivo dalla ridotta copertura in gioco, condizione che in particolare si determina in presenza di materiali sciolti: infatti, quando la fascia di terreno perturbata al contorno della galleria interferisce con il piano campagna si possono produrre dissesti che coinvolgono anche i materiali superficiali, con gravi ripercussioni sugli equilibri generali del territorio.

ESEMPIO: Presenza di cavità carsiche, Collassi e formazioni di camini nella galleria Dodoni (Grecia)

La galleria Dodoni è situata nel Nord-Ovest della Grecia; con una lunghezza di 3,3 km e un diametro di 12 m, si sviluppa in una sequenza di calcari che intercetta strati di siltite con spessore variabile da pochi centimetri a qualche decimetro. I problemi di instabilità, manifestatisi con collassi al fronte, si sono verificati quando lo scavo interessava cavità carsiche riempite di materiale con scarse caratteristiche meccaniche (Figura 2.48).



Figura 2.48: Comportamento tipico di piccole cavità carsiche parzialmente riempite con argilla e limo; Dodoni tunnel (Török et Al. 2006).

Gli effetti della particolare conformazione geologica (sistema carsico) sono visibili anche in superficie, dove la copertura risulta essere minore di 100m. Infatti, durante la realizzazione della galleria, si sono manifestati due collassi principali che hanno causato delle voragini anche in superficie (Figura 2.49), formando dei camini di almeno 100 m di altezza e il riempimento del cavo con materiale argilloso e blocchi lapidei per un volume di almeno 1200 m³ per ogni collasso (Török et Al. 2006).



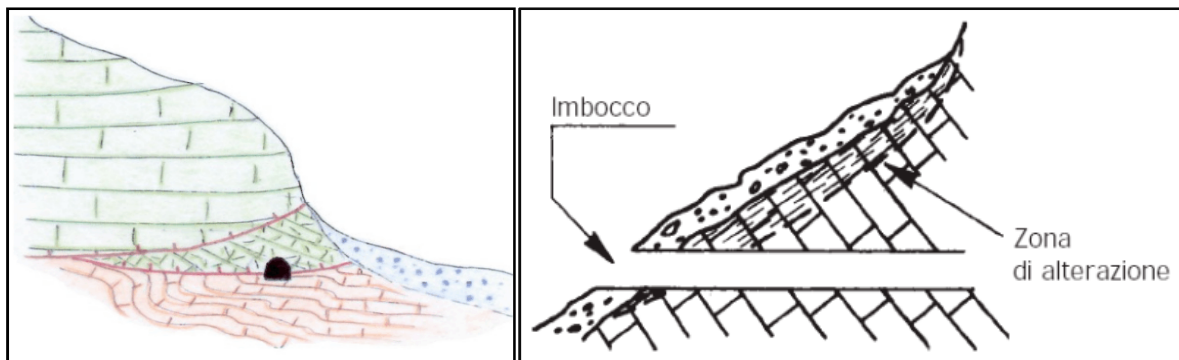
Figura 2.49: Manifestazione in superficie dell'intercettazione di una cavità carsica con lo scavo della galleria Dodoni (Török et Al. 2006).

I collassi avvenuti durante la realizzazione del tunnel, oltre al problema di sgombero del cavo, hanno creato anche problemi di infiltrazione e venute d'acqua.

In fase di progettazione questo comportamento era previsto ma con manifestazioni più contenute, la procedura di individuazione del rischio in fase di realizzazione della galleria era basata esclusivamente su tre perforazioni, equidistanziate di 120° sessagesimali, in avanzamento al fronte che interessavano i successivi 30 m - 50 m di terreno.

2.11 Interferenze con la stabilità dei versanti

Il problema delle interazioni con la stabilità dei versanti è tipico dei tratti di imbocco e delle gallerie parietali (Figura 2.50). Infatti, la realizzazione di una galleria implica l'annullamento dello stato tensionale in corrispondenza dei contorni, con redistribuzione delle sollecitazioni e incrementi locali degli sforzi deviatorici.



(a)

(b)

Figura 2.50: Esempi di struttura geologica potenzialmente interessata da interazioni dello scavo con la stabilità dei versanti: a) scaglia tettonica, b) tratti di imbocco (Franconi e Gattinoni 2009).

In presenza di materiale roccioso, le problematiche che si possono rinvenire sono da imputare ai fenomeni di decompressione, di alterazione e di fratturazione a cui le rocce stesse possono essere sottoposte. Se l'imbocco si realizza invece entro materiale sciolto (detriti di falda, depositi glaciali, ecc.), i problemi sono da ricercarsi nelle scadenti proprietà geotecniche di tali terreni (per es. bassa coesione) e nelle acclività dei versanti. Tutto ciò condiziona fortemente il grado di stabilità dei versanti e la circolazione idrica sotterranea, fattori questi che richiedono particolari interventi di stabilizzazione degli scavi nella zona di imbocco. Tali interventi possono consistere in: armature puntuali (ad esempio chiodatura di blocchi rocciosi instabili), paratie di imbocco, tratti di gallerie artificiali (Scesi et Al. 2003).

L'effetto globale, in termini di stato tensionale, dipende da:

- ✓ caratteristiche dello scavo (posizione, forma e dimensione),
- ✓ tecniche di scavo,
- ✓ leggi costitutive del materiale,
- ✓ stato di sforzo iniziale (incluso regime pressioni neutre).

In materiali a granulometria fine, l'analisi di stabilità deve essere riferita a tre distinte fasi:

- ✓ iniziale (breve termine),
- ✓ transitoria,
- ✓ finale (lungo termine).

Nella *Figura 2.51* è riportato un esempio di variazione delle condizioni di stabilità di un versante in seguito alla realizzazione di una galleria parietale, in funzione della sua profondità; in tal caso l'analisi si riferisce a condizioni asciutte ed è stata condotta con analisi di stabilità all'equilibrio limite in campo bidimensionale. In realtà il problema è complesso e dovrebbe essere studiato in campo tridimensionale tenendo conto dell'avanzamento della galleria (*Picarelli et Al. 2002*).

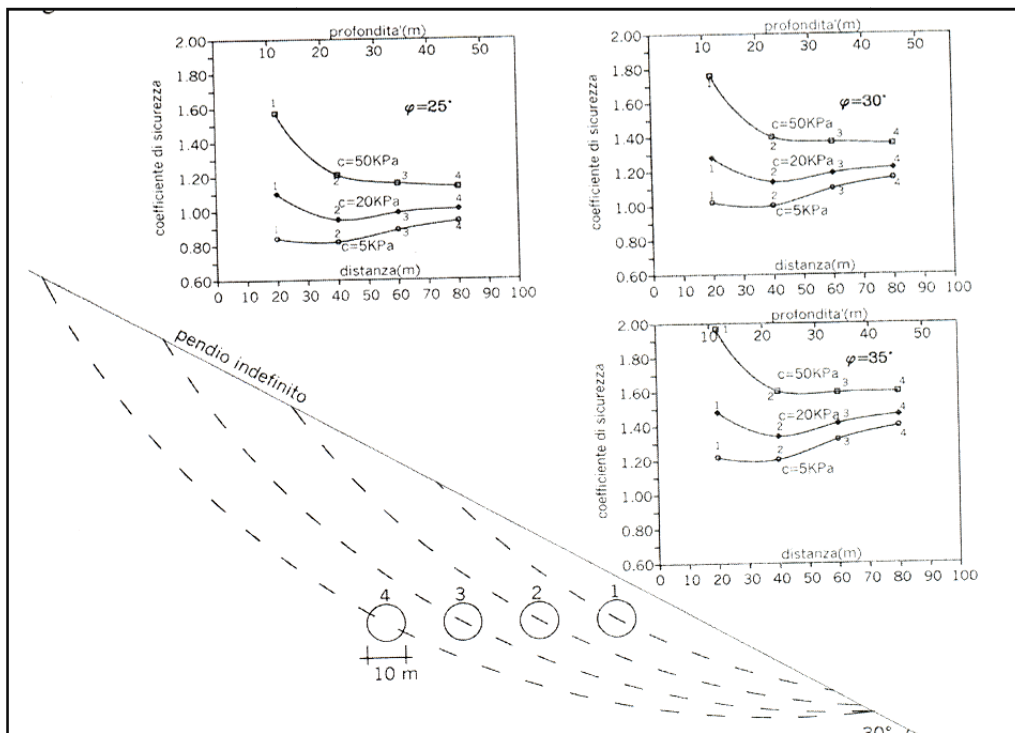


Figura 2.51: Esempio di variazione delle condizioni di stabilità di un versante in seguito alla realizzazione di una galleria parietale, in funzione della sua profondità (*Picarelli et Al. 2002*).

2.12 Problematiche connesse al gradiente geotermico

All'interno della terra la temperatura aumenta con la profondità: tale aumento è mediamente dell'ordine di un grado ogni 30 metri di profondità.

Pertanto nei casi in cui le gallerie vengano realizzate con coperture dell'ordine di qualche centinaio di metri o, addirittura, del migliaio di metri (gallerie profonde) la condizione che rende particolarmente disagiata l'esecuzione dei lavori è la presenza di elevate temperature ambientali

Numerosi sono gli studi dedicati negli anni alle temperature previste in profondità o riscontrate all'interno dei grandi tunnel alpini (*Birch 1950 e 1954; Busslinger e Rybach 1997; Jaboyedoff 1999*). La definizione del gradiente geotermico verticale si basa perlopiù sulla misura dell'andamento delle temperature con la profondità. In ambiente alpino, l'estrapolazione di tale dato a scala regionale è estremamente delicata e richiede una attenta correzione che tenga conto del contesto locale. Infatti, sebbene lo stato ed il comportamento termico della crosta continentale sia ben conosciuto a grande scala e descrivibile attraverso relazioni fisiche relativamente semplici, nelle regioni montuose, caratterizzate da una storia geologica recente e complessa, è necessario apportare numerose correzioni ai modelli esistenti. I fattori che condizionano il gradiente sono numerosi. Da un lato la conduttività delle rocce, che varia in funzione della tipologia e delle condizioni fisiche al contorno (densità e temperatura, es. profondità); dall'altro i processi di esumazione e denudamento che determinano l'avvezione di calore attraverso un trasferimento di massa. La fisiografia accidentata che caratterizza le catene montuose rappresenta un ulteriore fattore da tenere in considerazione. Per dirimere la questione alcuni Autori hanno proposto dei modelli che, sebbene si basino su degli assunti, costituiscono l'unico strumento di analisi del problema. Del resto, come sottolineato da *Jaboyedoff (1999)*, la modellizzazione termica della crosta terrestre non permette altro che fornire delle informazioni valide al livello di ordine di grandezza. Le soluzioni proposte si basano quindi su soluzioni analitiche semplici valide per il caso stazionario, ovvero in presenza di un flusso di calore costante nel tempo. Gli assunti che conseguono da questo approccio possono essere così sintetizzati:

- Come mostrato da *Jaboyedoff (1999)* la conduttività delle rocce possiede un peso estremamente importante sul gradiente geotermico verticale. Assumendo che essa non vari sensibilmente con la profondità entro i valori delle coperture topografiche massime previste nei progetti di tunnelling in ambiente alpino, i gradienti registrati possono variare notevolmente per litotipi con caratteristiche fisiche differenti.
- In generale è assodato sperimentalmente che, eccettuate le prime centinaia di metri, la temperatura varia in maniera praticamente lineare con la profondità entro i 1500-2000m di profondità (*Birch 1950 e 1954; Jaboyedoff 1999*). Al contrario, nei primi 150-200m il gradiente

di temperatura è estremamente variabile poiché influenzato al livello pellicolare dalle condizioni climatiche locali e più in profondità dall'interazione delle acque ipogee con il substrato fratturato e detensionato.

- Il controllo di una fisiografia complessa sull'andamento delle geoterme e dunque dei gradienti può essere affrontato sulla base di quanto modellizzato da *Turcotte e Schubert (1982)*. Gli Autori hanno proposto un modello bidimensionale con una topografia ad andamento sinusoidale, il quale, sebbene comporti una estrema semplificazione, mostra l'andamento teorico delle isoterme in funzione delle quote assolute e dei principali elementi fisiografici. Secondo quanto descritto da tale modello le geoterme si deprimono e si ravvicinano al di sotto degli assi vallivi per poi innalzarsi diradandosi al disotto dei massicci. Ciò implica la presenza di gradienti geotermici più elevati al disotto delle incisioni vallive ed una posizione delle isoterme più prossima al piano campagna. Come mostrato nella *Figura 2.52* questo effetto tende ad affievolirsi con il crescere della copertura topografica. Per tale ragione l'assunzione di un rilievo ad andamento sinusoidale appare essere accettabile per coperture minime nell'ordine delle centinaia.

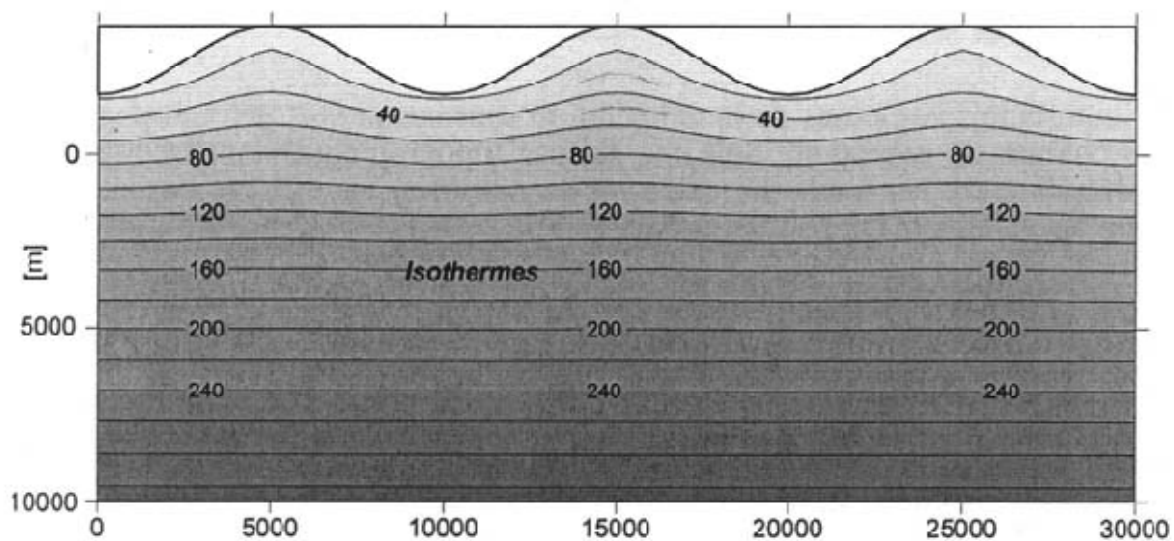


Figura 2.52: Andamento delle geoterme in presenza di un rilievo ad andamento sinusoidale; lunghezze lineari in metri (*Jaboyedoff 1999*).

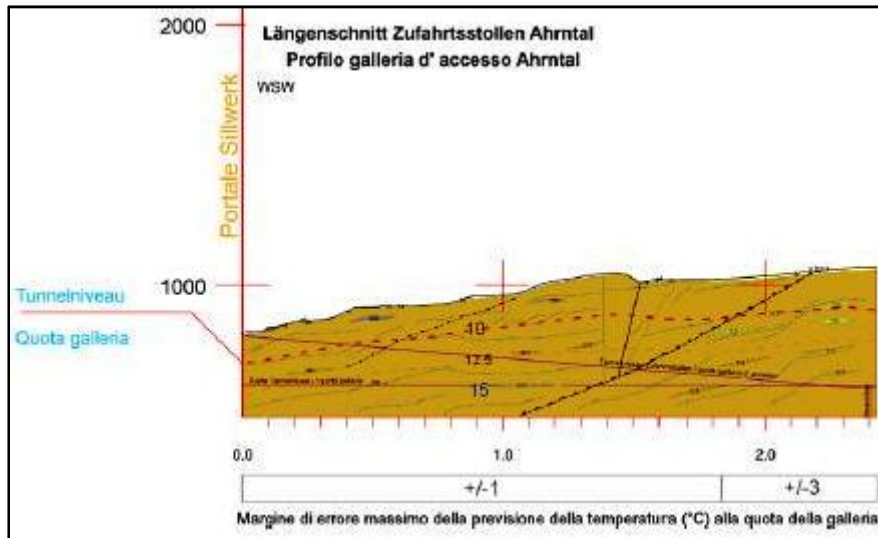


Figura 2.53: Sezione geologica longitudinale della galleria d'accesso Ahrntal (tunnel del Brennero) con andamento delle isoterme ipotizzate (Perello 2008).

Tunnel	Gradiente	Temperatura a profondità fissata
Lötschberg	~ 2°/100 m	34°/1500 m
Sempione	~ 2,5°/100 m	56°/1500 m
Gottardo	~ 2°/100 m	30°/1500 m
Monte Bianco	~ 1,5°/100 m	30°/1500 m
Brennero	~ 2,5°/100 m	

Tabella 2.1: Esempi di gradiente geotermico osservato durante l'escavazione di alcuni famosi trafori.

2.13 Problematiche connesse alla sismicità locale

Il problema della sismicità è di per sé un argomento molto complesso e articolato, in questo elaborato ci si limita a ricordare che in fase di progettazione viene determinata la pericolosità sismica della zona su cui verrà costruita l'opera e ciò determinerà le soluzioni progettuali più consone. In ogni caso si cercherà di evitare che il tracciato intersechi una faglia attiva soggetta a movimenti traslazionali. Se invece l'opera sorge in un contesto tettonico ben definito anche prossima ad una sorgente sismica la situazione che si presenta è la seguente: gli sforzi indotti dal passaggio di onde che l'opera in sottterraneo deve sostenere sono di entità minore di quelli che si avrebbero in superficie libera (Faccioli e Paolucci 2005).

2.14 Problematiche ambientali

2.14.1 Problemi connessi allo smaltimento degli inerti

La scarica dei materiali di risulta dello scavo spesso comporta gravi inconvenienti ambientali e per la stabilità dei versanti. E' quindi opportuno che, durante la fase di discussione del progetto, le Autorità preposte provvedano a incentivare la destinazione di tali materiali per impieghi di rilevante utilità. Fra i possibili utilizzi, quello come materiali da costruzione (calci e marne per cemento), gneiss, serpentine prive di amianto per massicciate ferroviarie e per arginature o rilevati stradali è quello preferibile (*Figura 2.54*) (*Bottino 2002 e Lanfranchi 2002*).

Già in fase di progettazione di una galleria è quindi necessario (soprattutto in ambiti territoriali protetti) prevedere e pianificare il riuso del materiale proveniente dalle operazioni di scavo, al fine di minimizzare l'estensione delle aree per lo stoccaggio degli inerti e minimizzare i volumi, spesso ingenti (*Figura 2.55*), di materiale da movimentare. Infatti, la movimentazione (traffico pesante) di persone e materiali (es. lo smarino) durante la realizzazione di un'opera determina:

- ✓ congestione del traffico, con incremento di incidentalità ed usura delle strade,
- ✓ rumore,
- ✓ inquinamento atmosferico,
- ✓ produzione di polveri.

Alcune tra le più usuali soluzioni progettuali in grado di assorbire l'impatto ambientale sono:

- ✓ il riuso in loco dei materiali di scavo,
- ✓ la rimodellazione e il riuso di cave abbandonate,
- ✓ il potenziamento e la correzione della rete viaria e dei modi di trasporto.

Ad esempio in occasione della realizzazione del tunnel Kleinensiel/Dedesdorf (in Germania, in un'area protetta di circa 4.1 km²) gli inerti derivanti dagli scavi (per un volume complessivo pari a circa 1800000 m³) sono stati separati, convertiti e reimmessi nel processo di costruzione, sotto forma di:

- ✓ materiale di riempimento per la costruzione della strada (contenuto di limo < 5%),
- ✓ materiale inerte nei muri per l'abbattimento dei rumori,
- ✓ inerte nelle opere di fondazione.

Questo ha consentito il riutilizzo di oltre il 70% degli inerti prodotti.

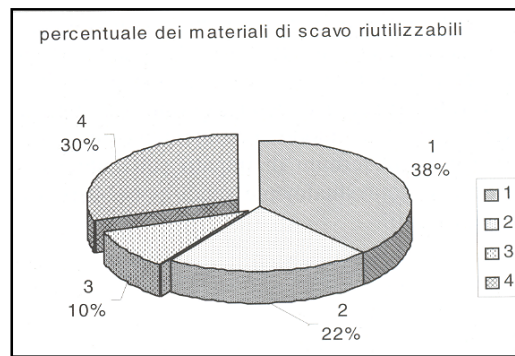


Figura 2.54: Stima della percentuale di materiali di scavo potenzialmente riutilizzabili per inerti nella realizzazione di una galleria: 1 pietre verdi massicce, 2 gneiss, 3 rocce carbonatiche e scistose scarsamente riutilizzabili, 4 serpentiniti e serpentinoscisti non riutilizzabili (Bottino 2002).

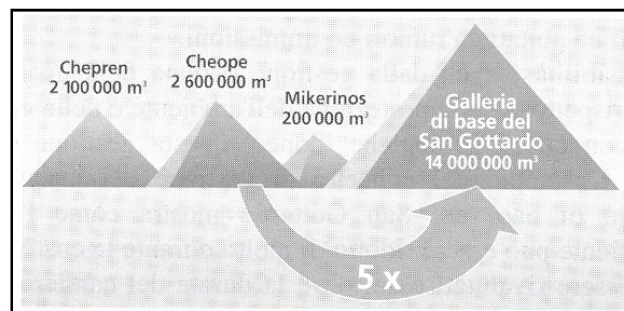


Figura 2.55: Volumetrie di inerti estratti in occasione della realizzazione del traforo del San Götthard (Lanfranchi 2002).

2.14.2 Problemi connessi all'inquinamento atmosferico

In teoria, un tunnel stradale viene costruito per ridurre l'impatto ambientale del traffico (soprattutto in ambiente urbano), in particolare in relazione al rumore ed alle emissioni di inquinanti. In realtà, nel bilancio costi/benefici si deve tenere conto anche di un incremento locale di tali fattori inquinanti nell'intorno degli imbocchi della galleria, per un raggio di poche centinaia di metri.

Lo studio dell'impatto ambientale di una galleria, in termini di emissioni di inquinanti, viene generalmente condotta con modelli gaussiani e tridimensionali atti a simulare la dispersione degli inquinanti proveniente, in particolare, dai tunnel stradali.

I principali inquinanti da considerare nel progetto di gallerie sono:

- ossidi di azoto (NO e NO_x), in termini di valori medi e concentrazioni di picco;
- solidi sospesi e polveri, in termini di valori medi;
- benzolo, in termini di valori medi.

L'analisi dei livelli di emissione presuppone:

- la modellazione di tutte le possibili fonti inquinanti coinvolte nel progetto col relativo perimetro di emissione, in particolare in relazione ai gas di scarico provenienti dal tunnel; a questo scopo è necessario disporre di una stima dei volumi di traffico previsti e della relativa composizione in relazione alle specifiche emissioni su orizzonte di progetto di 5-10 anni, tenendo presente un trend crescente per il volume di traffico e decrescente per le emissioni;
- la ricostruzione dei flussi d'aria per tutte le principali condizioni meteorologiche e le direzioni del vento;
- l'analisi della dispersione degli inquinanti;
- lo studio statistico per la determinazione dei picchi e dei valori medi dei livelli di emissione;

L'analisi dei risultati ottenuti per diverse alternative progettuali (Figura 2.56) consentirà poi di giungere alla definizione dei possibili interventi di mitigazione, in particolare in relazione alla scelta e progettazione del sistema di ventilazione del tunnel.

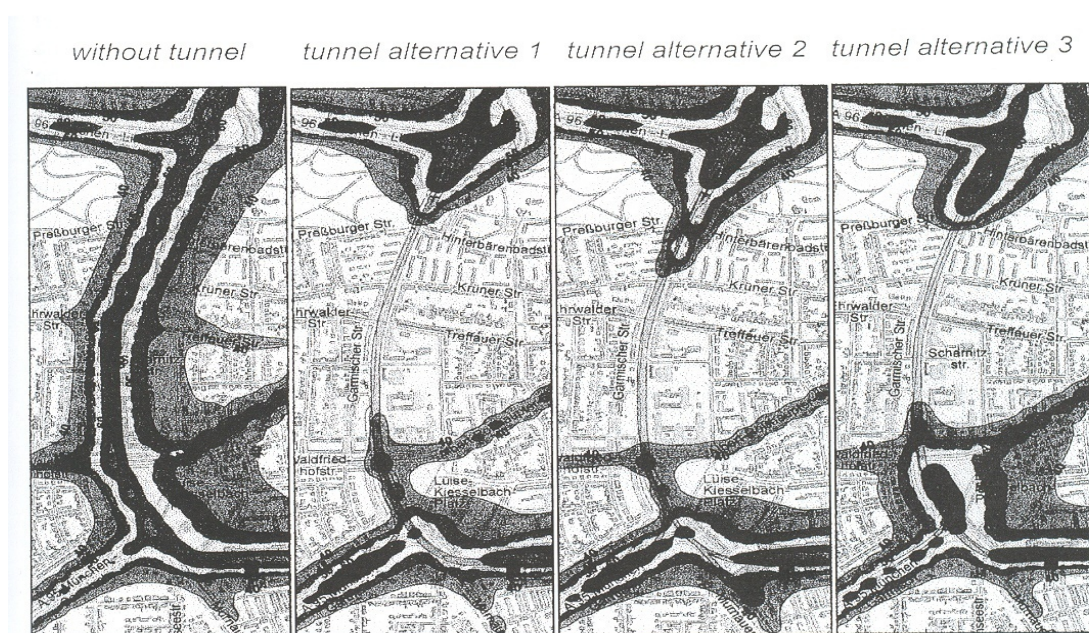


Figura 2.56: Previsione delle concentrazioni medie annue di NO₂ nell'intorno di una galleria in area urbana in relazione a diverse alternative di progetto; (documentazione archivio Pizzarotti).

Oltre all'impatto inquinante in fase di esercizio precedentemente illustrato, l'uso di esplosivi durante la fase di costruzione di una galleria può determinare l'emissione di sostanze inquinanti molto simili a quelle già emesse da mezzi diesel e benzina. La differenza tra le due fonti di inquinamento consiste nel andamento delle emissioni nel tempo: l'uso di esplosivi determina dei picchi di emissione molto limitati nel tempo (Figura 2.57), mentre i macchinari (benzina e diesel) costituiscono fonti continue nel tempo, anche se con livelli di emissione inferiori.

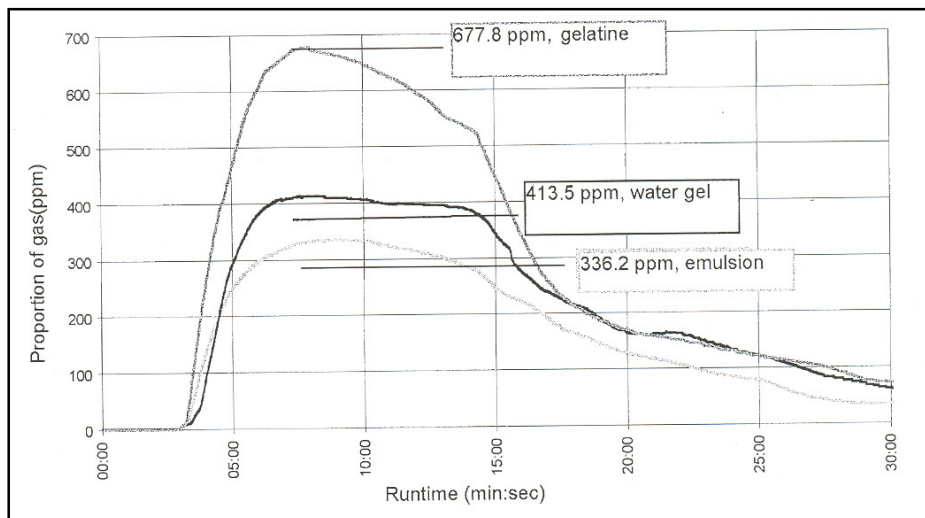


Figura 2 57: Confronto tra o valori medi di concentrazione del CO per diversi tipo di esplosivo (documentazione archivio Pizzarotti).

2.14.3 Problemi connessi a rumori e vibrazioni in fase di escavazione

Quello del rumore è un problema tipico delle gallerie realizzate in aree urbane e può in genere essere efficacemente risolto tramite l'utilizzo di elementi insonorizzati e materiali fonoassorbenti; tale problema è evidentemente accentuato in fase di costruzione e può essere contenuto ricorrendo all'impiego di piattaforme mobili (per evitare ulteriore occupazione di suolo pubblico) e alla copertura degli impianti (ad esempio, degli accessi ai pozzi d'attacco).

Quello delle vibrazioni è, invece, un problema tipico se lo scavo della galleria avviene tramite esplosivo, ma anche in occasione di scavo meccanizzato in roccia. La misura in sito delle vibrazioni indotte avviene tramite geofoni, che consentono di valutare le frequenze e le velocità di spostamento a varie distanze dal fronte di escavazione. La modalità di propagazione delle vibrazioni dipende ovviamente dal litotipo sottoposto ad escavazione (Figura 2.58 e 2.59).

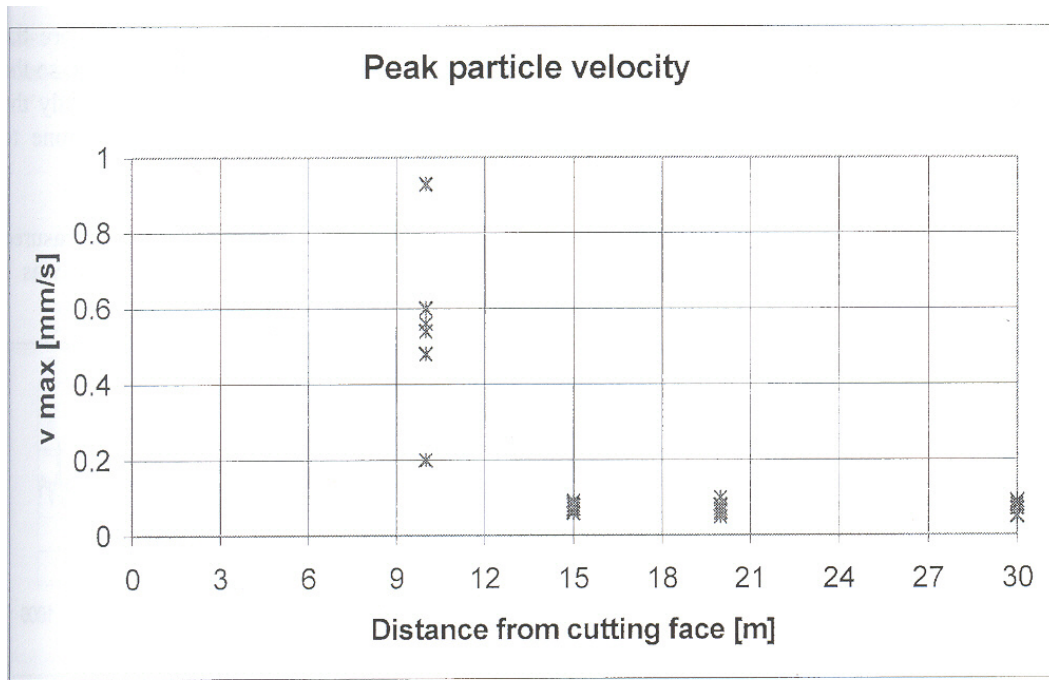


Figura 2.58: Velocità di picco misurata dai geofoni a diverse distanze dal fronte di escavazione: in **porfidi** (documentazione archivio Pizzarotti).

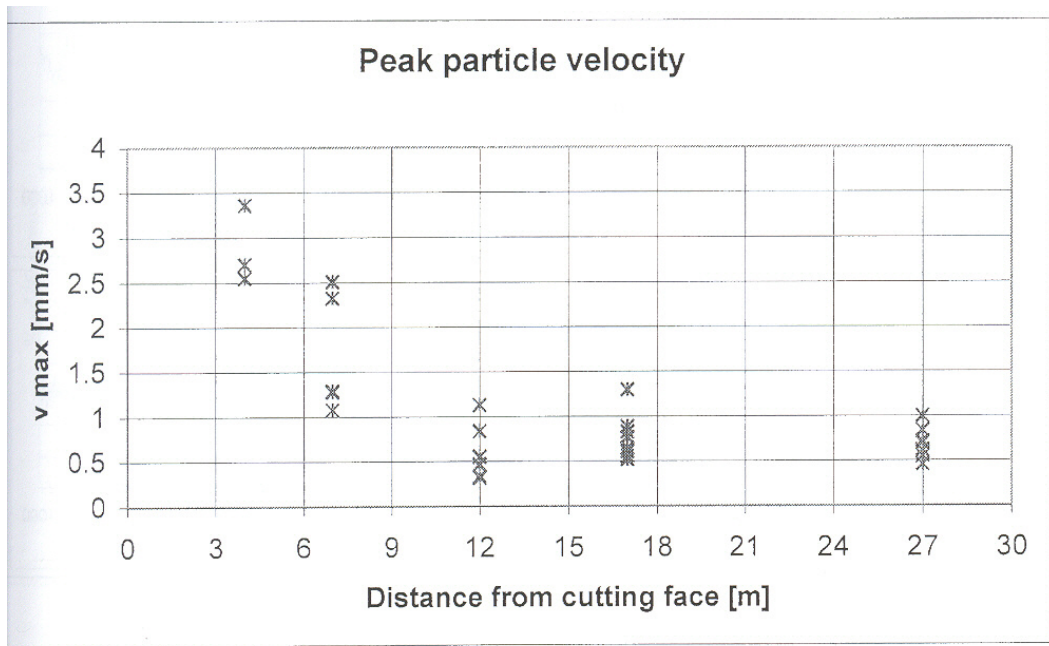


Figura 2.59: Velocità di picco misurata dai geofoni a diverse distanze dal fronte di escavazione: in **dolomie** (documentazione archivio Pizzarotti).

2.15 Sintesi delle situazioni di rischio potenziale (HRP)

Nei paragrafi precedenti sono state presentate le principali problematiche che si incontrano durante lo scavo di una galleria, da queste attraverso la definizione o valutazione del rischio (risk assessment) e la metodologia di analisi e gestione del rischio (risk management), di cui tale valutazione fa parte, a qualsiasi livello, devono prendere le mosse dalla identificazione di possibili pericoli (hazard) o situazioni di rischio potenziale (HRP) per una data opera sotterranea o porzione di essa (Pizzarotti 2007).

Nella tabella sottostante sono riassunte in forma schematica le situazioni di rischio potenziale tipiche che si riscontrano durante l'esecuzione di una galleria e la loro tipica manifestazione.

Sigla	Pericoli	Descrizione sintetica
<i>H1</i>	Instabilità del fronte	<ul style="list-style-type: none"> • Decompressione in terreni sciolti o poco coesivi. • Estrusione per carichi eccessivi. • Scivolamento o rilascio in rocce fratturate.
<i>H2</i>	Instabilità del cavo	<ul style="list-style-type: none"> • Grandi deformazioni (comportamento plastico o viscoplastico), associate a collassi o eccessive deformazioni delle strutture di confinamento.
<i>H3</i>	Instabilità dei paramenti	<ul style="list-style-type: none"> • Collasso delle strutture di confinamento per perdita di capacità portante. • Perdita di equilibrio e labilità durante il ribasso di scavi eseguiti in fasi successive. • Mancanza di continuità strutturale tra le diverse parti della struttura.
<i>H4</i>	Stato deformativo fortemente dissimmetrico	<ul style="list-style-type: none"> • Stratificazione, anisotropia strutturale. • Rotazione del tensore (tettonica, morfologica). • Interferenze con altre cavità.
<i>H5</i>	Sezione a litotipi misti	<ul style="list-style-type: none"> • Orientazione. • Stratificazione. • Discontinuità.
<i>H6</i>	Rigonfiamento	<ul style="list-style-type: none"> • Materiali argillosi.
<i>H7</i>	Formazione di camini	<ul style="list-style-type: none"> • Voragini.
<i>H8</i>	Splaccaggio e sgretolamento	<ul style="list-style-type: none"> • Fessurazione. • Stratificazione. • Discontinuità.
<i>H9</i>	Faglie e sovrascorrimenti	<ul style="list-style-type: none"> • Rilascio del riempimento. • Peggioramento delle condizioni generali. • Venute d'acqua o di gas. • Rifluimenti.

Sigla	Pericoli	Descrizione sintetica
H10	Infiltrazioni e pressione interstiziale	<ul style="list-style-type: none"> • Forti venute d'acqua improvvise con sviluppo di gradienti. • Possibili invasioni di materiale.
H11	Dissoluzione o trasporto	<ul style="list-style-type: none"> • Modifica delle caratteristiche fisiche del materiale per variazioni del contenuto d'acqua o per trasporto di particelle fini.
H12	Interferenze	<ul style="list-style-type: none"> • Tra cavità limitrofe o con cavità esistenti limitrofe. • Con infrastrutture di superficie, cedimenti superficiali. • Con la superficie: vibrazioni, instabilità.
H13	Parietalità	<ul style="list-style-type: none"> • Grandi deformazioni dei pendii superficiali;
HS14	Presenza di gas	<ul style="list-style-type: none"> • Tossici o esplosivi. • Presenza di minerali radioattivi.
H15	Rotture improvvise e colpi di montagna	<ul style="list-style-type: none"> • Rock burst. • Strain burst. • Spalling. • Spitting. • Slabbing. • Colpo di montagna.
H16	Cedimenti in superficie	<ul style="list-style-type: none"> • Dovuti all'abbattimento della piezometrica.
H17	Gradiente geotermico	<ul style="list-style-type: none"> • Alte temperature.
H18	Sismicità locale	<ul style="list-style-type: none"> • Contesto sismo tettonico.
H19	Smaltimento degli inerti	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Congestione del traffico, con incremento di incidentalità ed usura delle strade.</i> • <i>Rumore.</i> • <i>Inquinamento atmosferico.</i> • <i>Produzione di polveri.</i>
H20	Inquinamento atmosferico	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Ossidi di azoto (NO e NOx), in termini di valori medi e concentrazioni di picco.</i> • <i>Solidi sospesi e polveri, in termini di valori medi.</i> • <i>Benzolo, in termini di valori medi.</i>
H20	Inquinamento acustico	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Tecnica di scavo utilizzata.</i> • <i>Mezzi meccanici.</i>

Tabella 2.2: situazioni di rischio potenziale.

Dall'esame di tutte le situazioni di rischio potenziale (HRP, pericoli, hazards) sopra elencate risulta evidente che molti dei meccanismi coinvolti nelle situazioni di rischio relative alle opere sotterranee, non possono rientrare nel novero di quelle considerate dalle Normative sulle costruzioni, per la complessità dei fenomeni, il numero delle grandezze in gioco, la loro variabilità e la mancanza di una sufficiente casistica necessaria per derivare coefficienti riduttivi e amplificativi propri dei metodi semiprobabilistici. Inoltre molte di tali situazioni non hanno

influenza soltanto sugli aspetti considerati nelle Norme (sicurezza della struttura) ma anche, e soprattutto nel caso delle opere in sotterraneo, sui costi e i tempi di costruzione, cioè sul rischio finanziario.

Cap.3-Studi geologici e caratterizzazione geomeccanica

3.1 Introduzione

La caratterizzazione geologica e geomeccanica dei terreni interessati dallo scavo di una galleria riveste un'importanza fondamentale per l'elaborazione di un'adeguata fase progettuale e, conseguentemente, costruttiva (*Bosurgi e Pellegrino 2005*).

Tale caratterizzazione avviene attraverso particolari indagini geognostiche finalizzate, in primo luogo, a una ottimale scelta del tracciato e, successivamente, a una dettagliata conoscenza del comportamento geologico-tecnico e idrogeologico dei terreni soggetti a escavazione. L'esito di tali indagini viene sintetizzato in un profilo longitudinale della galleria contenente la suddivisione del tracciato in tratte di scavo a caratteristiche omogenee. Infine, le previsioni andranno sottoposte a verifica durante l'esecuzione degli scavi attraverso efficaci controlli in corso d'opera (*Scesi et al. 2003*).

3.2 Indagini geognostiche finalizzate alla scelta del tracciato

La scelta del tracciato di una galleria, oltre a tenere conto delle finalità perseguite attraverso la sua realizzazione, deve necessariamente valutare altri fattori quali: lo sviluppo geometrico del tracciato e gli aspetti geologici, ambientali e paesaggistici del territorio. Per questo motivo la scelta del tracciato avverrà, quindi, solo a seguito di un'attenta analisi "costi-benefici".

Lo studio preliminare prevede un'analisi bibliografica e delle foto aeree per definire i rapporti stratigrafici e tettonici tra le formazioni geologiche presenti. Da questa prima analisi è possibile individuare le principali direttrici favorevoli all'esecuzione della galleria sulle quali si dovranno quindi effettuare indagini più approfondite, atte a individuare in modo definitivo il tracciato geologicamente ottimale. Tali indagini consistono in: (*Tabella 3.1 e 3.2*)

- ✓ Rilevamento geologico (scala 1:10.000 o 1:25.000) lungo le principali direttrici (*Figura 3.1*);

- ✓ Rilievi geomeccanici di dettaglio con valutazione dello stato di fratturazione degli ammassi rocciosi e loro qualità;
- ✓ Studio geomorfologico con individuazione di eventuali dissesti;
- ✓ Studio idrogeologico;
- ✓ Studio sismico e climatico;

Sulle basi delle sopracitate indagini si giunge all'individuazione delle aree critiche dove sono necessarie ulteriori indagini geognostiche (sondaggi, geosismica e geoelettrica) e quindi alla scelta del tracciato, lungo il quale si costruisce un profilo geologico-tecnico di previsione parallelo all'asse della galleria e contenente informazioni sugli aspetti geostrutturali e idrogeologici delle formazioni presumibilmente presenti alla quota della galleria e sulle principali problematiche realizzative, quali instabilità delle pareti di scavo, venute d'acqua, presenza di gas, di alte temperature.

Tratte d'imbocco Tratte a bassa copertura		Tratte a copertura medio-alta	
Prove in sito	Risultati ottenuti	Prove in sito	Risultati ottenuti
Rilievo geologico e geomorfologico	Assetto litostratimetrico del sottouolo	Sismica a riflessione	Assetto litostratimetrico e idrogeologico del sottouolo
Sondaggi meccanici a carotaggio continuo		Radar in foro	
Prospezioni sismiche a rifrazione		Tomografia sismica	
Prove penetrometriche	Caratteristiche fisico-meccaniche	Sondaggi meccanici profondi	Caratteristiche fisico-meccaniche
Prove scissometriche		Prove pressiometriche	
Prove pressiometriche		Prove dilatometriche	
Prove dilatometriche		Prove doorstopper	Determinazione dello stato di tensione naturale
Prove di permeabilità	Caratteristiche di permeabilità	Prove di permeabilità	Caratteristiche di permeabilità
Controlli topografici	Controllo stabilità imbocco-pendio	Prove di iniettività	
Posa di tubi inclinometrici			

Tabella 3.1: Prove in sito (Scesi et Al. 2003).

Terre		Rocce	
Prove in laboratorio	Risultati ottenuti	Prove in laboratorio	Risultati ottenuti
Indici fisici generali	Caratteristiche fisiche	Indici fisici generali	Caratteristiche fisiche
Granulometria		Velocità sonica	
Limiti di Atterberg		Prove monoassiali	
Prove monoassiali	Caratteristiche meccaniche	Prove triassiali	Caratteristiche meccaniche
Prove triassiali		Prove di taglio diretto sui giunti	
Prove di taglio diretto		Trazione diretta	
Prove di taglio torsionale		Trazione indiretta	
Pocket penetrometer		Point load	
Prove di estrusione		Prove d'abrasività	
Prove edometriche		Caratteristiche meccaniche e caratteristiche di permeabilità	
Prove con permeametro	Caratteristiche di permeabilità	Spettrofotometria	
Diffrattometrie	Caratteristiche mineralogiche		
Spettrofotometrie			
Calcimetrie			

Tabella 3.2: Prove in laboratorio (Scesi et Al. 2003).

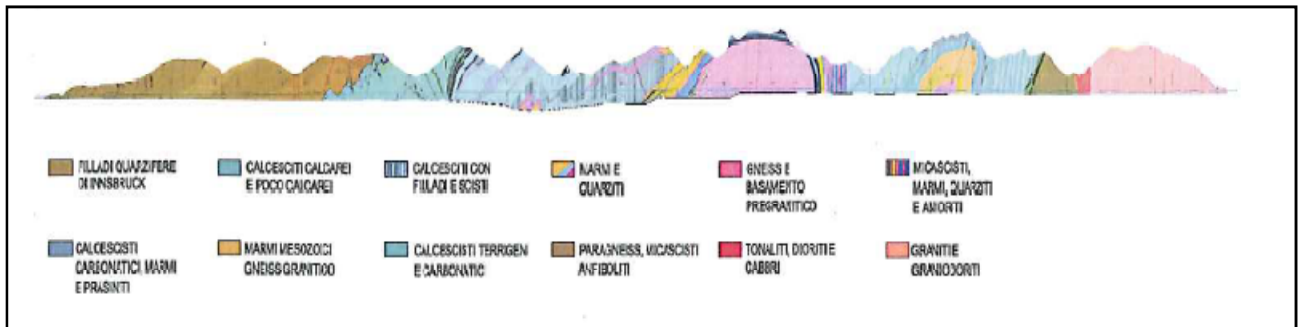


Figura 3.1: Profilo geologico del tunnel di base del Brennero (Pizzarotti e Skuk 2008).

L'insieme delle indagini presentate è di fondamentale importanza; infatti permette di ricavare i parametri che permettono di caratterizzare l'ammasso roccioso interessato dallo scavo e di conseguenza scegliere la tecnica di scavo più idonea alla condizione rilevata.

Nell'approccio di analisi del rischio sono considerate quelle operazioni grazie alle quali si individuano le potenziali situazioni di pericolo, per giunta il loro ruolo è di fondamentale importanza.

3.3 L'ammasso roccioso

L'ammasso roccioso è costituito da un insieme di blocchi di roccia separati da vari tipi di discontinuità come giunti, faglie, piani di debolezza, etc. L'insieme dei blocchi e delle discontinuità costituisce l'ammasso roccioso, condizionato nel suo comportamento macroscopico dalle caratteristiche meccaniche della roccia intatta e soprattutto dalle caratteristiche geometriche e meccaniche delle discontinuità.

Le gallerie ubicate a modesta profondità, manifestano un comportamento influenzato principalmente dalle discontinuità presenti; per le gallerie molto profonde risulta più importante lo stato tensionale naturale e la modifica dello stato tensionale prodotto dallo scavo (*Oreste 2005*). Tutti gli elementi raccolti durante la campagna geognostica vengono utilizzati per valutare la qualità, in termini di caratteristiche geomeccaniche, degli ammassi intercettati dal futuro scavo. A tal fine sono state messe a punto svariate classificazioni.

Non esiste un indice unico che permetta di caratterizzare in modo completo le discontinuità dell'ammasso roccioso e la roccia intatta. Diversi parametri, di differente natura, concorrono a definire il comportamento e la qualità dell'ammasso roccioso in generale.

In genere, tra questi vi è:

- ✓ La resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, stimata in sito. eventualmente attraverso la misura dell'indice di Franklin (point load strength index).
- ✓ L'RQD (Rock Quality Designation, parametro che misura lo stato di fratturazione dei campioni di roccia recuperati da un sondaggio).
- ✓ Le caratteristiche geometriche e fisico-chimiche delle discontinuità, la natura ed intensità della presenza dell'acqua.
- ✓ Lo stato tensionale naturale presente in sito.

Quando l'ammasso roccioso è molto fratturato per la presenza di più sistemi di discontinuità, che lo scompongono in blocchi, in termini di resistenza si valuta un comportamento globale dell'ammasso. Per le dimensioni e le collocazioni del volume significativo dell'ammasso, non è possibile, evidentemente, realizzare prove in situ o in laboratorio, che forniscano dati rappresentativi del comportamento globale. Si ricorre allora a (*Bellini e Scattolini 2003*):

- ✓ Metodi indiretti basati su indici di qualità (classificazioni geomeccaniche).
- ✓ Metodi empirici con ricorso a ipotesi sul ruolo delle discontinuità.
- ✓ Modelli matematici basati su back analysis.

- *Gli indici di qualità*_derivanti dalle classificazioni geomeccaniche permettono una stima approssimata del comportamento dell'ammasso. Per alcuni di essi vengono fornite correlazioni tra classi di qualità degli ammassi rocciosi e relativi parametri di resistenza (coesione c e angolo di resistenza al taglio ϕ).
- *I metodi empirici*_si fondano su criteri di rottura che permettono di valutare la resistenza di un ammasso roccioso in funzione dello stato di sforzo, dalle proprietà del materiale roccia che costituisce i singoli blocchi dell'ammasso e dell'influenza delle discontinuità sul comportamento dell'ammasso.
- *I metodi basati su back analysis*_permettono di valutare la resistenza dell'ammasso roccioso tramite la modellazione numerica di un fenomeno reale, di cui sono note le condizioni intrinseche e al contorno (stratigrafia, spessore, presenza di acqua, ecc.) e il cinematismo (tipologia della rottura, superficie di scivolamento, ecc).

I metodi progettuali empirici correlano le esperienze acquisite su precedenti progetti alle condizioni previste nel caso in esame.

Mentre una volta venivano ottenute dalle classificazioni geomeccaniche informazioni direttamente utilizzabili dal progetto, oggi giorno esse sono impiegate per ottenere informazioni progettuali preliminari e stime quantitative dei parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso, considerato come un continuo equivalente. Quando nacquero, le più importanti classificazioni geomeccaniche ebbero lo scopo di porre ordine nelle conoscenze ed esperienze acquisite nella progettazione di gallerie e delle opere sotterranee. Non ebbero la finalità di sostituire gli studi analitici, il monitoraggio e neppure il giudizio ingegneristico del progettista basato sull'esperienza acquisita negli anni.

3.4 Le classificazioni degli ammassi rocciosi

Gli obiettivi delle classificazioni degli ammassi rocciosi sono:

- ✓ identificare i più importanti parametri che influenzano il comportamento di un ammasso roccioso;
- ✓ dividere l'ammasso roccioso in zone a comportamento similare (classi dell'ammasso roccioso a diversa qualità), in tratte lungo l'asse nel caso della costruzione di gallerie (zonizzazione geomeccanica);

- ✓ porre le basi per una comprensione delle caratteristiche di ogni classe di roccia;
- ✓ permettere di sfruttare l'esperienza acquisita su siti già incontrati per la valutazione del comportamento dell'ammasso roccioso in nuovi lavori;
- ✓ derivare stime quantitative e linee guida per il progetto;
- ✓ predisporre basi comuni per un corretto scambio di informazioni tra ingegneri e geologi.

Le classificazioni geomeccaniche, essendo basate su case histories, mostrano la tendenza a sviluppare una pratica conservativa se non sono continuamente aggiornate grazie ai nuovi dati disponibili. E' per questo che le principali classificazioni sono continuamente modificate negli anni (Oreste 2005).

I parametri in ingresso delle più importanti classificazioni utilizzate nella pratica e nel seguito elencate, riguardano in prevalenza la definizione qualitativa e quantitativa di alcune caratteristiche delle discontinuità, della matrice o dell'ammasso nel suo complesso:

- ✓ Spaziatura dei giunti
- ✓ Orientazione dei giunti
- ✓ Condizioni dei giunti
- ✓ Indice RQD
- ✓ Acqua nei giunti e condizioni di filtrazione
- ✓ Resistenza della matrice rocciosa
- ✓ Strutture geologiche, faglie, zone di debolezza nell'ammasso
- ✓ Stato tensionale

La prima classificazione geomeccanica degli ammassi rocciosi è quella di *Terzaghi*, messa a punto oltre cinquant'anni fa. Da allora essa è stata aggiornata e nuove classificazioni sono state sviluppate e l'hanno ormai sostituita. Consisteva essenzialmente nella stima del carico prodotto dalla roccia su sostegni costituiti da centine metalliche, sulla base della descrizione qualitativa dell'ammasso roccioso. Comprendevo nove diverse classi di roccia, da quella dura ed intatta a quella rigonfiante. *Deere* e poi *Rose* nel 1982 hanno aggiornato la classificazione sulla base delle esperienze maturate negli anni, senza modificare né il numero di classi né la descrizione delle rocce.

Il carico prodotto sui sostegni era descritto in funzione delle dimensioni della galleria ed era valutato immaginando che il rilascio tensionale dell'ammasso roccioso dovuto allo scavo crei una

porzione di roccia indebolita che è necessario sostenere per contrastare la tendenza che essa ha di occupare la galleria, mossa dal peso proprio.

Nel 1958 *Lauffer*, appartenente alla famosa scuola austriaca, mise a punto una classificazione basata sul tempo di autoportanza che manifesta l'ammasso roccioso per una data dimensione non sostenuta dello scavo. La dimensione da considerare è la minore tra la larghezza dello scavo e la distanza tra il fronte ed il sostegno realizzato per ultimo. Per tempo di autoportanza si intende il tempo che l'ammasso roccioso può risultare stabile senza sostegno, successivamente allo scavo. Oggigiorno il grafico dell'autoportanza di *Lauffer* non è più utilizzato, ma sono ancora ampiamente utilizzati grafici che derivano da esso e che correlano il tempo di autoportanza oltre che alla dimensione non sostenuta dello scavo, anche ad indici di qualità dell'ammasso roccioso.

Il concetto alla base della classificazione di *Lauffer* è che un incremento delle dimensioni non sostenute dello scavo porta ad una riduzione del suo tempo di autoportanza, come è possibile verificare scavando gallerie di diversa dimensione nello stesso ammasso roccioso.

3.5 L'indice RQD

L'RQD è stato per parecchio tempo considerato un indice di qualità dell'ammasso roccioso. E' stato divulgato nel 1967 da *Deere* e rappresenta il rapporto tra la sommatoria delle lunghezze degli spezzoni di carote, considerate solo se maggiori di 10 cm, e la lunghezza totale del sondaggio (le misure devono essere riferite all'asse del sondaggio). Gli spezzoni da considerare sono solo quelli isolati da discontinuità naturali e non da fratture prodotte dalle operazioni di perforazione ed estrazione della carota. L'RQD può anche essere stimato, in assenza di perforazioni di sondaggio, attraverso l'indice J_v , che fornisce il numero di discontinuità presenti nell'unità di volume. Bieniawski nel 1978 ha ricavato una relazione che permette di associare all'RQD (per RQD > 70 %) il rapporto di riduzione tra il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso ($E_{d,amm}$) e il modulo elastico della roccia intatta ($E_{r.i.}$):

$$\frac{E_{d,amm}}{E_{r.i.}} = 0.0267 \cdot (RQD - 62.5)$$

Noto quindi il modulo elastico della roccia intatta e l'RQD, è possibile, quindi, stimare il modulo elastico dell'ammasso roccioso (*Oreste 2005*).

3.6 Classificazione di Hoek et al. (GSI)

Il Geological Strength Index (GSI), introdotto da Hoek nel 1994, rappresenta in forma più adeguata le caratteristiche dell'ammasso roccioso, non tenendo conto di quei parametri legati alle condizioni al contorno quali: fattori di correzione relativi all'orientamento delle discontinuità rispetto all'asse della galleria o dovuti alla presenza d'acqua (*Bieniawski e Barton*) o ancora fattori di riduzione legati alle specifiche condizioni di carico presenti (*Barton*).

Diversi autori hanno affiancato Hoek nel progressivo perfezionamento del Sistema GSI (*Kaiser e Bawden 1995; Brown 1995; Marinos e Benissi 1998*) fino alla più recente estensione del metodo anche agli ammassi rocciosi eterogenei (*Marinos e Hoek 2000*). Oltre alla determinazione dell'indice GSI, la classificazione consente la stima della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (σ_c) e di una grandezza relativa alle caratteristiche mineralogiche e petrografiche della roccia intatta (m_i), parametri funzionali alla definizione dello stato tensionale dell'ammasso (criterio di *Hoek e Brown*). A rigore le proprietà fisiche del materiale andrebbero misurate in laboratorio con apposite prove (compressione Monoassiale o Point Load Test). In realtà gli autori hanno messo a punto tabelle (basate su una gran mole di dati sperimentali) che consentono una più speditiva valutazione di questi due parametri semplicemente osservando le condizioni della roccia in sito.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, sandstone, schist
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt,
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock, shale
R0	Extremely Weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981).
 ** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Tabella 3.3: Stima della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (Marinos e Hoek 2000)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias *		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
Organic					Chaik 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5 Granodiorite (29 ± 3)		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal			Porphyries (20 ± 5)	Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for fine grained sediments (even under 10).

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Tabella 3.4: Stima della costante m_i per la roccia intatta (Marinos e Hoek 2000).

Il metodo propone quindi una tabella sintetica che fornisce il valore di GSI a partire dalla struttura della roccia e dalle condizioni delle superfici di discontinuità. L'indice può teoricamente variare tra

il valore 10 (per rocce particolarmente scadenti) e 100 (per roccia intatta); un punteggio di GSI al di sotto di 25 identifica un ammasso roccioso di qualità molto scadente (Sorgia 2005).







<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>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.</p>		<p>SURFACE CONDITIONS</p> <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>				
<p>STRUCTURE</p>		<p>DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	<p>90</p> <p>80</p>			N/A	N/A	
 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>		70 <p>60</p>				
 <p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>			50			
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			40	30		
 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20		
 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>		N/A	N/A		10	

Tabella 3.5: Stima del GSI per ammassi rocciosi fratturati (Marinos e Hoek 2000).

Relativamente alla struttura della roccia, le voci presenti nella tabella sintetica hanno il seguente significato:

- ✓ INTACT OR MASSIVE: massa rocciosa intatta con poche discontinuità, largamente spaziate tra loro.
- ✓ BLOCKY: massa rocciosa indisturbata in blocchi ben interconnessi, formati da tre sistemi di discontinuità ortogonali tra loro;
- ✓ VERY BLOCKY: massa rocciosa fratturata, parzialmente disturbata, disgiunta in blocchi angolosi formati da quattro o più sistemi di discontinuità;
- ✓ BLOCKY/DISTURBED/SEAMY: massa rocciosa ripiegata e fagliata, disgiunta in blocchi angolosi formati da numerosi sistemi di discontinuità;
- ✓ DISINTEGRATED: massa rocciosa frantumata, composta da blocchi angolosi o arrotondati, scarsamente interconnessi;
- ✓ LAMINATED/SHEARED: massa rocciosa priva di blocchi con piani di scistosità poco spaziate.

Relativamente alle condizioni delle discontinuità, le voci presenti nella tabella sintetica hanno il seguente significato:

- ✓ VERY GOOD: superfici di discontinuità molto rugose e non alterate;
- ✓ GOOD: superfici di discontinuità rugose, leggermente alterate;
- ✓ FAIR: superfici lisce, moderatamente alterate;
- ✓ POOR: superfici laminate, molto alterate con riempimento compatto con frammenti angolosi di roccia;
- ✓ VERY POOR: superfici laminate, molto alterate con riempimento in argilla molle.

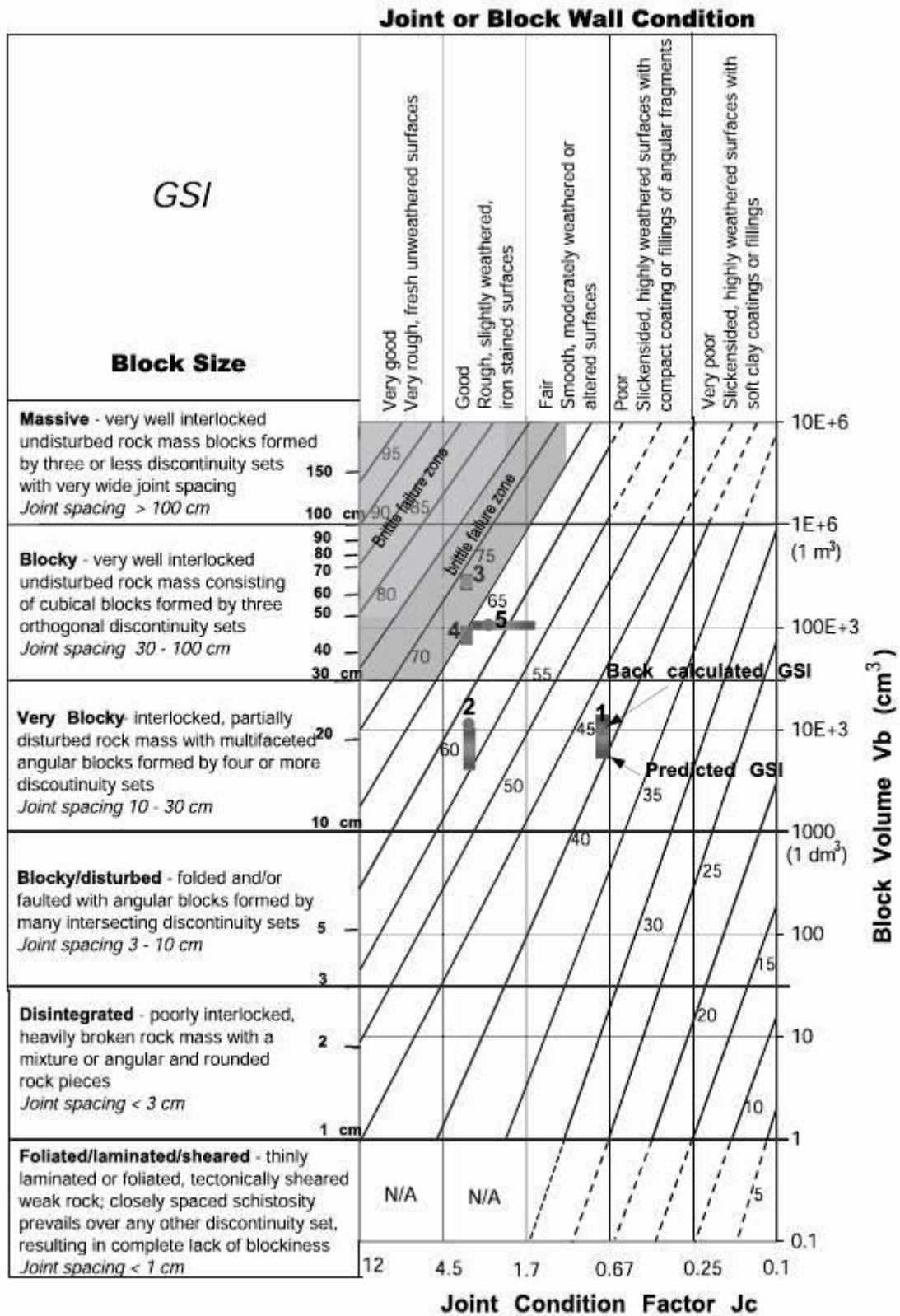


Tabella 3.6: Carta di Hoek (2000) per la determinazione del GSI modificata (Cai, Kaiser et Al. 2004).

In seguito, tuttavia, Hoek ha progressivamente abbandonato tale procedura a favore di una determinazione diretta, basata unicamente sulla valutazione qualitativa delle caratteristiche

geologico-strutturali della massa rocciosa e delle relative caratteristiche delle discontinuità (*Tabella 3.5*) (*Rodani e Polimeni 2009*). Il senso logico di tale evoluzione è probabilmente da ricercarsi da un lato nell'esigenza di un indice unicamente "geostrutturale", dall'altro di un metodo di stima qualitativa ritenuto più adatto per i contesti più sfavorevoli ($GSI < 35$). Soprattutto nei casi in cui si dispone di una notevole quantità di dati dai sondaggi, risulta importante tuttavia apprezzare, in modo oggettivo e statistico, le possibili variazioni geostrutturali degli ammassi.

Negli ultimi anni, diversi autori hanno proposto dei sistemi per una determinazione meno soggettiva dell'indice GSI, proponendo una quantificazione dei parametri di ingresso (*Sonmez e Ulusay 1999; Cai et Al. 2004*), in funzione delle dimensioni dei blocchi rocciosi unitari e delle caratteristiche delle discontinuità.

Come evidenziato nel diagramma di *Tabella 3.6, Cai et Al. (2004)* hanno proposto il riferimento al Volume Unitario dei Blocchi rocciosi (V_b) ed al Joint Condition Factor (JC) come parametri d'ingresso per la determinazione del GSI. E' interessante osservare come tali grandezze rappresentino nel contempo i parametri base per la determinazione dell'indice RMI di *Palmstrøm*; occorre però evidenziare che il Joint Condition Factor, cui si fa riferimento nell'approccio di *Cai et Al. (2004)*, è calcolato mediante la relazione.

$$JC = J_w \cdot J_s / J_A$$

Dove gli indici quantificano le seguenti caratteristiche:

J_w = ondulazione a grande scala delle discontinuità

J_s = la rugosità delle discontinuità

J_A = l'alterazione delle discontinuità

I cui punteggi classificativi sono ottenuti in accordo alle tabelle proposte da *Palmstrøm* per la stima del RMI (*Palmstrøm 1996 e seguenti*).

Palmstrøm ha inoltre sviluppato, sulla base di analisi statistiche, diversi metodi per la derivazione del Volume Unitario dei Blocchi (V_b), come già evidenziato nella *Figura 3.2*, evidenziando le correlazioni esistenti con i diversi indici di fratturazione degli ammassi (RQD, numero di discontinuità a metro lineare, quadrato o cubico (J_v), densità pesata delle discontinuità ecc.).

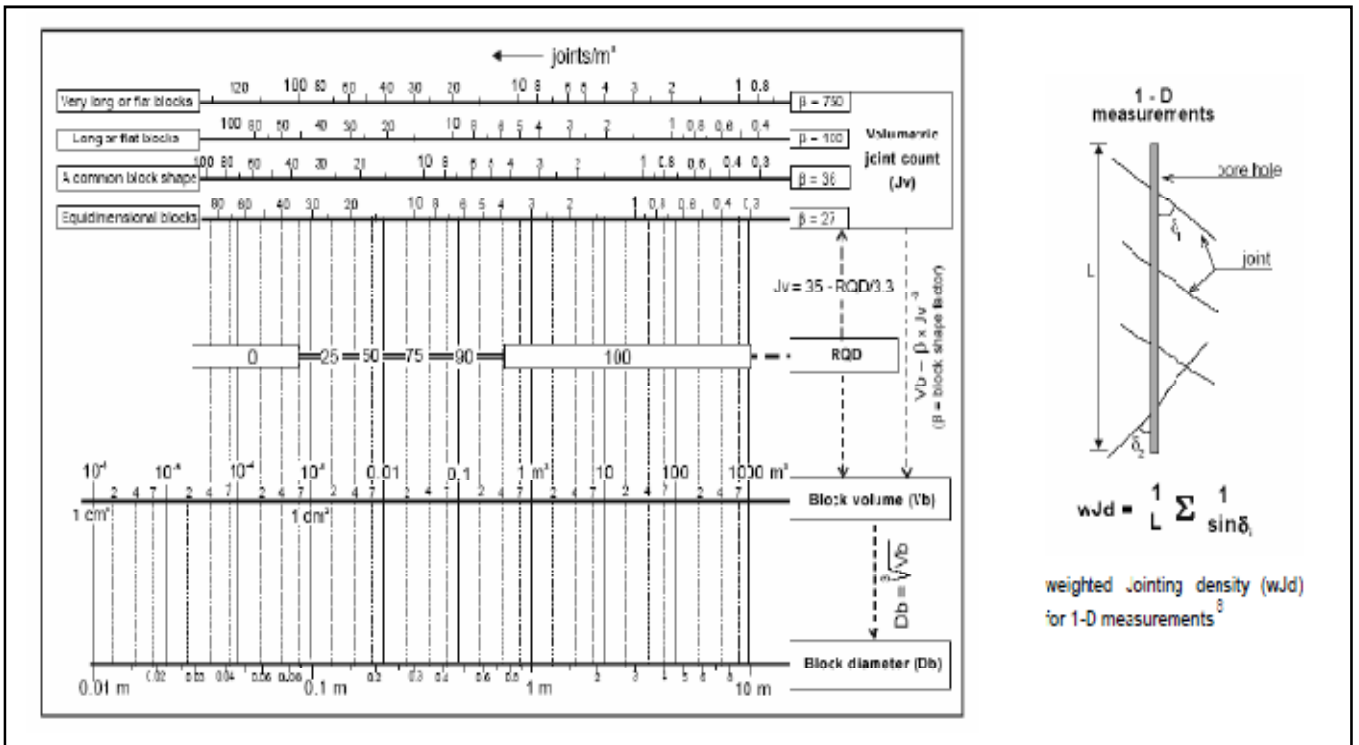


Figura 3.2: Diversi indici di fratturazione e relative correlazioni (Palmstrom 2001).

3.7 Indice RMI

Esprime la qualità (valore dimensionale) e la resistenza geomeccanica (in MPa) della massa rocciosa attraverso il prodotto tra la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (σ_c) ed un fattore correttivo (J_p) funzione delle condizioni geostrutturali.

L'indice RMI è così definito:

- Per rocce fratturate ($J_p < f$):

$$RMI = \sigma_c \cdot J_p = \sigma_c \cdot 0.2 \cdot \sqrt{j_c} \cdot V_b^D$$

- Per rocce massive ($J_p > f$):

$$RMI = \sigma_c \cdot f_\sigma = \sigma_c \cdot (0.05/D_b)^{0.2} \cong 0.5 \cdot \sigma_c$$

dove:

- ✓ V_b = volume dei blocchi unitari, espresso in m³;
- ✓ D_b = diametro equivalente dei blocchi [$D_b = \sqrt[3]{V_b}$];

- ✓ f_{σ} = “massivity parameter” per la maggior parte delle rocce varia da 0.3 a 0.6, con un valore medio di 0.5 (Rodani e Polimeni 2009);
- ✓ J_p = rappresenta il Joint Parameter, correlato alle dimensioni dei blocchi della massa rocciosa e alle caratteristiche delle superfici di discontinuità; può variare da 0 per rocce intensamente fratturate a 1, per la roccia intatta (Rodani e Polimeni 2009);
- ✓ D è definito secondo la seguente equazione:

$$D = 0.37 \cdot j_C - 0.2$$

- ✓ j_C = Joint Condition Factor definito come :

$$j_C = J_L * (J_R/J_A)$$

dove:

J_R = Joint Roughness factor, simile al J_r del Q System di Barton

J_A = Joint alteration factor, simile al J_a del Q System di Barton

J_L = Joint size and continuity factor, che esprime le condizioni di persistenza e continuità delle discontinuità, consentendo di tener conto dell'effetto scala.

In funzione del valore dell'Indice RMi gli ammassi rocciosi vengono classificati, sulla base della loro qualità geomeccanica e sulla base della resistenza geomeccanica della massa rocciosa (cfr. Tabella 3.7).

RMi	Qualità [-]		Resistenza [MPa]
<0.001	Estremamente bassa	Estremamente debole	Estremamente debole
0.001-0.01	Molto bassa	Molto debole	Molto debole
0.01-0.1	Bassa	Debole	Debole
0.1-1	Media	Media	Media
1-10	Alta	Resistente	Resistente
10-100	Molto alta	Molto resistente	Molto resistente
>100	Estremamente alta	Estremamente resistente	Estremamente resistente

Tabella 3.7: Classificazione degli ammassi in base al RMi (Rodani e Polimeni 2009).

La valutazione di V_b risulta inoltre correlata e affinata mediante la stima di un fattore (b), rappresentativa della forma dei blocchi rocciosi, sulla base del quale è proposta ad esempio la relazione:

$$V_b = b \cdot J_V^{-3}$$

E' importante osservare che il descritto approccio quantitativo non preclude una parallela stima del GSI secondo il metodo qualitativo tradizionale, ma consente in ogni caso una valutazione oggettiva di confronto in base a cui esprimere l'engineering judgement. Secondo Hoek, è preferibile comunque l'applicazione del metodo qualitativo nei già citati contesti più sfavorevoli ($GSI < 35$). Più in generale, inoltre, l'utilizzo del GSI per la riduzione dei parametri della roccia intatta non è raccomandato nelle condizioni opposte (valori molto alti di GSI), dove il comportamento non è più riconducibile ad un modello continuo-equivalente e risulta più adeguata l'applicazione di criteri più specifici di rottura fragile (es. approccio $m_i=0$, Diederichs et Al. 2004; Diederichs 2005).

3.8 La classificazione di Wickham (RSR)

La classificazione di Wickham, definita nel 1972, è stata la prima tra le classificazioni moderne. Permette di valutare in termini quantitativi la qualità di un ammasso roccioso e di indicare il tipo di sostegno necessario a sostenere una galleria scavata in tale ammasso. L'indice di qualità RSR (Rock Structure Rating) è calcolato come somma di parametri divisi in due diverse categorie che influenzano il comportamento dell'ammasso roccioso: condizioni geologiche e modalità costruttive.

Più in particolare vengono determinati i tre seguenti coefficienti:

- **A:** dipende da considerazioni generali sulla roccia:
 - tipo di roccia;
 - durezza della roccia intatta;
 - struttura geologica dell'ammasso;
- **B:** è funzione dell'effetto delle discontinuità con riferimento a:
 - spaziatura dei giunti;
 - orientazione delle discontinuità;
 - direzione dello scavo;

- **C:** dipende dal tipo di circolazione idrica:
 - caratteristiche generale dell'ammasso;
 - condizione dei giunti;
 - quantità d'acqua misurata in galleria.

L'RSR è poi calcolato come somma di A+B+C e può raggiungere un valore massimo di 100, riferito alla massima qualità della roccia. Sono stati messi a punto abachi progettuali che permettono di stimare la natura e l'entità di sostegni necessari per una galleria di una certa dimensione, in funzione dell'indice di qualità RSR. Più in particolare l'RSR è risultato interessante soprattutto per il dimensionamento delle centine metalliche, mentre meno affidabile per il dimensionamento della bullonatura radiale e del rivestimento in calcestruzzo proiettato (*Oreste 2005*).

3.9 Classificazione di Rabcewicz-Pacher

È una classificazione che tiene conto sia delle caratteristiche litologiche e geomeccaniche dei materiali intercettati, sia del loro comportamento allo scavo. Considera cinque classi, di cui la prima è la migliore e la quinta, divisa in due sottoclassi, è la peggiore.

La suddivisione in classi viene effettuata non tanto per le caratteristiche litologiche, petrografiche e strutturali delle masse rocciose, bensì per il grado di stabilità all'apertura di cavità (*Tabella 3.8*).

I classe: Rocce sane, compatte, non degradate. L'eventuale instabilità è limitata esclusivamente a isolati blocchi o lastre che possono essere stabilizzati da ancoraggi puntuali. Il comportamento della roccia non è influenzato dall'acqua eventualmente presente nel sottosuolo.

II classe: Rocce friabili, stratificate e fratturate, che però non si deformano durante gli scavi. L'acqua del sottosuolo influenza debolmente la resistenza meccanica delle rocce.

III classe: Rocce da franose a molto franose, caratterizzate da una stratificazione sottile o da un grado di fratturazione medio. L'acqua del sottosuolo influenza moderatamente il comportamento del terreno.

IV classe: Rocce spingenti che risentono fortemente dell'influenza dell'acqua e si deformano sensibilmente durante gli scavi. In questa classe troviamo anche i materiali sciolti, purché coerenti e consolidati.

V classe: Suddivisa in **Va** e in **Vb**. Rocce molto spingenti, cataclasate ed alterate, aventi la tendenza a muoversi verso il cavo (**Va**); terreni sciolti, completamente incoerenti (**Vb**).

In base alla classe e, quindi, alla categoria dell'ammasso si hanno indicazioni sul comportamento del materiale, sugli interventi da adottare per ridurre l'eventuale instabilità durante lo scavo e sulle modalità di avanzamento (Bosurgi e Pellegrino 2005).

In funzione di questi presupposti teorici è successivamente nato il metodo semiempirico di progettazione e costruzione noto come NATM (New Austrian Tunneling Method). Attraverso questa metodologia è possibile, in funzione della risposta deformativa della cavità, determinare le modalità di avanzamento e gli interventi di stabilizzazione più idonei alle caratteristiche geologiche dei materiali attraversati. In particolare, il NATM prevede, per ciascuna delle sei classi di Rabcewicz, una sezione tipo nella quale vengono indicati i diversi interventi da adottare (Scesi et Al. 2003).

Questo tipo di classificazione è da tempo superata, rimane come aspetto positivo la rapidità della determinazione della classe.



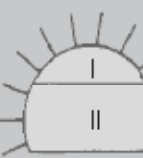
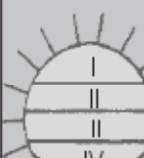


Classi di roccia	I da stabile a leggermente friabile	II molto friabile	III da franoso a molto franoso	IV spingente	Va molto spingente	Vb materiale sciolto
Caratteristiche	Materiale compatto, fessurazione da leggera a media	Suddivisione accentuata per stratificazione e fratturazione; le singole fessure sono piene di materiale argilloso	Elevato grado di suddivisione per stratificazione e fratturazione in più piani; le fessure risultano piene di materiali argillosi	Roccia molto alterata; ripiegata e scistosa; fasci di faglie; materiale sciolto ben consolidato, coerente	Materiale completamente milonizzato e alterato, ridotto a ghiaietto, sciolto non consolidato, leggermente coerente	Materiale sciolto, incoerente
Comportamento	La resistenza della roccia alla compressione uniaassiale σ_{gd} è maggiore della tensione tangenziale σ_t ; condizioni di equilibrio permanente assicurato da: misure di protezione locale	rinforzo dell'anello di roccia portante in celotta	Il limite di resistenza della roccia viene raggiunto e superato al contorno della sezione. Sono necessari sostegni e la creazione di un anello di roccia portante	Le tensioni tangenziali superano la resistenza della roccia. Il materiale, a comportamento plastico, tende verso la cavità riducendone la sezione; fenomeno di intensità: media forte spinta laterali e sollevamento della platea. I movimenti vengono contrastati dall'anello portante completamente chiuso	Vedi classe Va	
Influenza dell'acqua	Nessuna	Irrelevante	Prevalentemente sul materiale contenuto nelle fratture	Discreta	Anche forte (il materiale tende a imbibirsi)	
Scavo	A piena sezione 	A piena sezione 	Calotta e strozzo 	A sezioni parziali I - IV 	A sezioni parziali I - VI 	A sezioni parziali I - VI 

Tabella 3.8: Classificazione di Rabcewicz-Pacher e metodi di scavo (Rabcewicz 1957).

3.10 La classificazione geomeccanica di Bieniawski (sistema RMR)

E' la classificazione geomeccanica degli ammassi rocciosi più diffusa al mondo. E' stata proposta da Bieniawski nel 1974. Prende in considerazione cinque diversi parametri più un fattore correttivo:

- 1) resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
 - 2) RQD (Rock Quality Designation);
 - 3) spaziatura delle discontinuità;
 - 4) condizioni delle discontinuità;
 - 5) condizioni dell'umidità dei giunti;
- Fattore correttivo: orientazione delle discontinuità.

Per ognuno dei primi cinque parametri viene attribuito un punteggio, che è massimo per le rocce di migliore qualità (*Tabella 3.9*). Il punteggio massimo è diverso per ogni parametro, denotando la maggior importanza di alcuni rispetto ad altri nel descrivere il comportamento dell'ammasso roccioso, e, quindi, la sua qualità. In particolare la spaziatura delle discontinuità risulta molto importante perché incide direttamente per il 20 % sull'RMR, ed indirettamente influenzando l'RQD per un altro 15 % (*Oreste 2005*).

Il numero delle famiglie di discontinuità non viene preso in considerazione, ma è consigliato di incrementare il punteggio relativo alla spaziatura delle discontinuità del 30 %, quando le famiglie sono in numero inferiore a tre.

I punteggi dei primi cinque parametri vengono, quindi, sommati per fornire l'indice di classificazione RMR base dell'ammasso roccioso, che non tiene ancora conto dell'effetto prodotto dall'orientazione delle discontinuità sul comportamento dell'ammasso roccioso. In relazione al valore dell'RMR, l'ammasso roccioso viene inserito in una delle cinque classi di roccia previste (ognuna delle quali abbraccia un campo di variabilità di 20 punti (*Tabella 3.10*). All'RMR base viene poi sottratto un punteggio relativo all'orientazione delle discontinuità (Fattore correttivo), con riferimento al problema specifico (*Tabella 3.11*). La riduzione dell'RMR base viene valutata attraverso un giudizio qualitativo distinto nelle seguenti categorie di influenza: **molto favorevole, favorevole, mediocre, sfavorevole, molto sfavorevole**. Il giudizio qualitativo per ciò che riguarda le gallerie deve esaminare l'orientazione delle famiglie di discontinuità presenti relativamente alla direzione di avanzamento dello scavo. Più in particolare si considera preliminarmente se la direzione della famiglia di discontinuità è parallela oppure perpendicolare all'asse della galleria e

successivamente si va a considerare l'inclinazione. Per discontinuità inclinate meno di 20°, non risulta importante conoscere l'esatta direzione (Scesi et Al. 2003).

Un'applicazione interessante dell'RMR riguarda la stima del tempo di autoportanza dello scavo, in funzione della sua dimensione. L'originale lavoro di Lauffer (carta dell'autoportanza) è stato modificato per poter considerare l'indice di classificazione dell'ammasso roccioso. Dallo stesso diagramma è possibile valutare quale è, al variare dell'RMR, la massima dimensione possibile dello scavo e quale è la dimensione massima che può rimanere non sostenuta indefinitivamente. Entrambe queste dimensioni possono incidere profondamente sull'organizzazione dello scavo, ed in particolare sul numero di attacchi necessari e sulla distanza dal fronte entro la quale devono essere installati i sostegni di prima fase (Tabella 3.12-3.13).

Parametri		Intervalli di valori						
Resistenza roccia sana	Resistenza al «Point Load test» (MPa)	> 10	4 + 10	2 + 4	1 + 2	Per questi bassi valori è preferibile la prova di compressione monoassiale		
	Resistenza a compressione monoassiale (MPa)	> 250	100 + 250	50 + 100	25 + 50	5 + 25	1 + 5	< 1
Coefficienti numerici		15	12	7	4	2	1	0
Rock Quality Designation RQD (%)		90 + 100	75 + 90	50 + 75	25 + 50	< 25		
Coefficienti numerici		20	17	13	8	3		
Spaziatura delle discontinuità		> 2 m	0,6 + 2 m	200 + 600 mm	60 + 200 mm	< 60 mm		
Coefficienti numerici		20	15	10	8	5		
Condizione dei giunti		Superfici molto rugose. Discontinuità chiuse e non persistenti. Pareti non alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti leggermente alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti completamente alterate	Superfici lisce o riempimenti argillosi di potenza < 5 mm o discontinuità collegate e con apertura di 1 - 5 mm	Riempimenti di argilla molle di potenza > 5 mm o discontinuità collegate e con apertura > 5 mm, persistenti		
Coefficienti numerici		30	25	20	10	0		
Presenza di acqua	Venute d'acqua in 10 m di galleria (l/min)	Nulla	< 10	10 + 25	25 + 125	> 125		
	Rapporto tra la pressione dell'acqua nelle discontinuità e la massima sollecitazione principale	0	< 0,1	0,1 + 0,2	0,2 + 0,5	> 0,5		
Condizioni generali della roccia		Perfettamente asciutta	Umida	Bagnata	Stillicidi	Venute d'acqua		
Coefficienti numerici		15	10	7	4	0		

Tabella 3.9: Parametri della classificazione di Bieniawski e loro coefficienti numerici (Bieniawski 1976).

A - Classi di roccia determinate in base alla somma dei coefficienti numerici					
Somma dei coefficienti	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione della roccia	Ottima	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
B - Significato delle classi di roccia					
Classe	I	II	III	IV	V
Tempo di autosostentamento	20 anni per aperture di 15 m	1 anno per aperture di 10 m	1 settimana per aperture di 5 m	10 ore per aperture di 2,5 m	30 minuti per aperture di 1 m
Coesione (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Angolo di attrito interno	> 45°	35° - 45°	25 - 35°	15° - 25°	< 15

Tabella 3.10: Compensazione dei coefficienti numerici in funzione dell'orientamento delle discontinuità; classi di roccia e loro significato (tempo di auto sostentamento e massima dimensione di un cavo in grado di auto sostenersi (Bieniawski 1976).

Galleria in posizione A			
Pendenza β			
Concorde con il verso di avanzamento		Discorde con il verso di avanzamento	
45° - 90°	20° - 45°	20° - 45°	45° - 90
Molto favorevole	Favorevole	Sfavorevole	Discreto
Galleria in posizione B			
Pendenza β			
20° - 45°		45° - 90°	
Discreto		Molto sfavorevole	

Tabella 3.11: Valutazione degli effetti dell'orientazione delle discontinuità sullo scavo di una galleria (Bieniawski 1976).

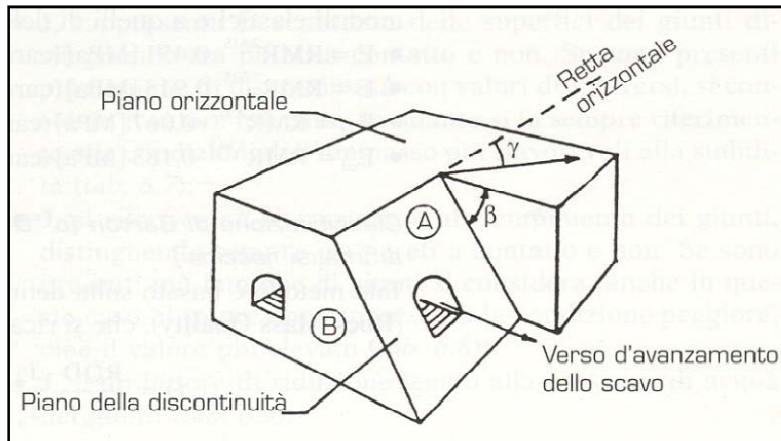


Figura 3.3: Direzione e immersione delle superfici di discontinuità e asse della galleria (Bieniawski 1976).

A - Compensazione dei coefficienti numerici in funzione dell'orientamento delle discontinuità						
Direzione e immersione delle discontinuità		Molto favorevole	Favorevole	Indifferente	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Coefficienti numerici	Gallerie	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Fondazioni	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Frane	0	- 5	- 25	- 50	- 60
B - Classi di roccia determinate in base alla somma dei coefficienti numerici						
Somma dei coefficienti		100 ÷ 81	80 ÷ 61	60 ÷ 41	40 ÷ 21	< 20
Classe		I	II	III	IV	V
Descrizione della roccia		Ottima	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
C - Significato delle classi di roccia						
Classe		I	II	III	IV	V
Tempo medio di autosostentamento		20 anni per aperture di 15 m	1 anno per aperture di 10 m	1 settimana per aperture di 5 m	10 ore per aperture di 2,5 m	30 minuti per aperture di 1 m
Coesione (kPa)		> 400	300 ÷ 400	200 ÷ 300	100 ÷ 200	< 100
Angolo di attrito interno		> 45°	35° ÷ 45°	25° ÷ 35°	15° ÷ 25°	< 15°

Tabella 3.12: Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski (Bieniawski 1976).

Classe ammasso		V	IV	III	II	I	
RMR		0	20	40	60	80	100
Avanzamento		a sezione parziale			a piena sezione		
		avanzamento con cunicoli e allarghi	avanzamento in calotta				
		0,5 ÷ 1 m dal prriverestimento	a 1 ÷ 1,5 m dal prriverestimento	a 1,5 ÷ 3 m dal prriverestimento	a 1 ÷ 11,5 m dal prriverestimento	a 3 m dal prriverestimento	
sostegni provvisori	Bulloni	Lunghezza 5 ÷ 6 m disposti regolarmente con spaziatura 1 ÷ 1,5 m in calotta e sui pedritti, con rete metallica. Bulloni in arco rovescio	Lunghezza 4 ÷ 5 m disposti regolarmente con spaziatura 1-1,5 m in calotta e sui pedritti, con rete metallica	Lunghezza 4 m disposti regolarmente con spaziatura 1,5 ÷ 2 m in calotta e sui pedritti, con rete metallica in calotta	Localmente in calotta, lunghezza 3 m, spaziatura 2,5 m, collegati eventualmente da rete metallica	Non è richiesto rivestimento a eccezione di qualche bullone isolato	
	Calcestruzzo proiettato	150 ÷ 200 mm in calotta, 150 mm sulle pareti e 50 mm sul fronte di scavo.	100 ÷ 150 mm in calotta, 100 mm sui pedritti	50 ÷ 100 mm in calotta, 30 mm sui pedritti	50 mm di spessore in calotta		
	Centine	Profilati pesanti in acciaio inossidabile a distanza di 0,75 m; traverse in arco rovescio	Profilati leggeri a distanza di 1,5 m se necessari	Non necessarie	Non necessarie		

Tabella 3.13: Modalità di avanzamento e armatura in funzione delle cinque classi previste dal RMR (da Bieniawski 1979).

La classificazione geomeccanica degli ammassi rocciosi di Bieniawski non deve considerarsi come uno strumento progettuale diretto, ma deve essere utilizzata intelligentemente ed insieme ai metodi analitici ed osservazionali per poter formulare un progetto razionale compatibile con gli obiettivi iniziali e la geologia del sito. I parametri di progetto dell'ammasso roccioso devono sempre essere tarati attraverso prove sperimentali in sito, che devono consistere essenzialmente in controlli e misure del comportamento deformativo della galleria (Scesi et al. 2003).

L'indice di classificazione RMR ha svariati campi di applicazione, tra cui i più importanti sono:

- ✓ suggerimento sui sostegni di prima fase necessari a sostenere lo scavo;

- ✓ stima dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso, in particolare del modulo di deformazione, della coesione e dell'angolo d'attrito, dei parametri di resistenza m ed s del criterio di rottura di Hoek e Brown;
- ✓ valutazione del carico verticale agente sui sostegni;
- ✓ definizione del tempo di autoportanza dello scavo, in relazione alle sue dimensioni.

3.11 La classificazione geomeccanica del Norwegian Geotechnical Institute (sistema Q)

La classificazione geomeccanica del Norwegian Geotechnical Institute è stata messa a punto da *Barton, Lien e Lunde* nel 1974 e si è basata su uno studio che ha riguardato 212 gallerie scandinave (*Oreste 2005*). La qualità dell'ammasso roccioso è valutata con un indice di classificazione Q , che vale:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Dove:

- ✓ RQD è la percentuale di recupero modificata di un sondaggio (*Tabella 3.16*). Quando non sono disponibili carote per la determinazione dell' RQD , tale parametro può essere stimato attraverso diverse relazioni empiriche (es. $RQD = 115 - 3.3J_v$ dove J_v è il numero di discontinuità per unità di volume).
- ✓ J_n indica il numero di famiglie di giunti (*Tabella 3.14*).
- ✓ J_r rappresenta la scabrezza delle superfici dei giunti distinguendo pareti a contatto e non (*Tabella 3.14*).
- ✓ J_a si riferisce all'alterazione e al riempimento dei giunti, distinguendo sempre tra pareti a contatto e non (*Tabella 3.15*).
- ✓ J_w fattore di riduzione legato alla presenza di acqua nei giunti (*Tabella 3.16*).
- ✓ SRF è un fattore di riduzione che tiene conto delle sollecitazioni tensionali presenti all'interno dell'ammasso. Si distinguono quattro situazioni principali: presenza di zone di debolezza che interrompono la continuità dell'ammasso; rocce compatte rigide; rocce spingenti a comportamento plastico; rocce rigonfianti (*Tabella 3.17*).

Relativamente a questa classificazione, si può osservare che il primo prodotto della relazione esprime il volume unitario, il secondo da indicazioni sulla resistenza allo scorrimento lungo i giunti e l'ultimo è relativo alla pressione attiva a cui è soggetto l'ammasso.

Ottenuto il valore Q (variabile tra 0.001 e 1000), si determina quindi l'appartenenza a una delle classi di roccia distribuite lungo una scala logaritmica (Figura 3.4). Mediante tale classificazione è inoltre possibile valutare la necessità o meno di predisporre interventi di sostegno durante le lavorazioni di scavo; a tal scopo, va definita:

la *dimensione equivalente*, definita dal rapporto tra il diametro della cavità e un fattore di sicurezza ESR che dipende dal tipo di galleria (Tabella 3.18)

In tal modo è possibile entrare in un grafico (Figura 3.5) avente in ascissa Q e in ordinata, la dimensione equivalente mediante il quale si evidenzia, appunto, la necessità o meno di applicare interventi di sostegno durante le lavorazioni.

Per vari aspetti, questa classificazione può essere considerata la più completa tra quelle esistenti sia per la vasta gamma di parametri considerati, sia per l'esteso range di valori numerici che può assumere l'indice Q (Scesi et Al 2003).

Definizione	RDQ %		Note
1 - Molto basso	0 ÷ 25	a)	Se $RDQ \leq 10\%$, per il calcolo di Q si assume valore nominale 10
2 - Basso	25 ÷ 50		
3 - Medio	50 ÷ 75		
4 - Buono	75 ÷ 90	b)	È sufficientemente preciso assumere variazioni di RQD per intervalli di 5 unità
5 - Eccellente	90 ÷ 100		
Definizione		J_n	Note
1 - R. massiccia, nessuna o rade discontinuità		0,5 ÷ 1,0	a) Per le zone di intersezione di due gallerie usare $3 \cdot J_n$.
2 - Un sistema di discontinuità		2	
3 - Un sistema di discontinuità, più altre casuali		3	
4 - Due sistemi di discontinuità		4	
5 - Due sistemi di discontinuità, più altre casuali		6	
6 - Tre sistemi di discontinuità		9	
7 - Tre sistemi di discontinuità, più altre casuali		12	b) Per gli imbocchi usare $2 \cdot J_n$
8 - Quattro o più sistemi di discontinuità		15	
9 - Roccia frantumata, quasi incoerente		20	
Definizione		J_r	Note
1 - Discontinuità brevi		4	a) Aumentare J_r di 1 se la spaziatura fra le disc. del sistema principale è > 3 m
2 - Discontinuità scabre o irregolari, ondulate		3	
3 - Discontinuità lisce e ondulate		2	
4 - Discontinuità levigate e ondulate		1,5	
5 - Discontinuità scabre o irregolari, piane		1,5	
6 - Discontinuità lisce o piane		1,0	
7 - Discontinuità levigate e piane		1,0	
8 - Zone milonitizzate o fratturate contenenti minerali argillosi di riempimento		0,5	

Tabella 3.14: Parametri RQD, J_n, J_r (Barton 1974).

	J_a	ϕ_r (°)
A Pareti discontinuità a contatto		
1 - Discontinuità serrate, impermeabili ev. riempite da materiale non plasticizzabile	0,75	
2 - Discontinuità con bordi non alterati	1,0	25° + 35°
3 - Discontinuità con bordi leggermente alterati. Materiale di riempimento sabbioso, non plastico (senza argilla)	2,0	25° + 30°
4 - Discontinuità con materiale di riempimento sabbioso o siltoso, con poca frazione argillosa (non plasticizzabile)	3,0	20° + 25°
5 - Discontinuità con riempimento parziale di materiale a comportamento plastico, con potenza < 1-2 mm (miche, talco, gesso, grafite, argilla etc.)	4,0	8° + 16°
B - Pareti discontinuità a contatto con scorrimento di taglio < 10 cm		
6 - Discontinuità con materiale di riempimento sabbioso (roccia disgregata senza argilla)	4,0	25° + 30°
7 - Discontinuità con riempimento continuo di argille non plastiche, fortemente sovraconsolidate, di pot. < 5mm	6,0	16° + 24°
8 - Discontinuità con riempimento continuo di argille plastiche, mediamente o poco sovraconsolidate, di potenza < 5mm	8,0	12° + 16°
9 - Discontinuità con riempimento continuo di argilla rigonfiante di potenza < 5mm	8,0 + 12,0	6° + 12°
C - Pareti discontinuità non a contatto		
10 - Fasce di roccia frantumata con presenza di argilla (Le tre classi dipendono dal tipo di argilla come in 7, 8, 9)	6,8 o 8 + 12	6° + 24°
11 - Fasce di roccia ridotta a un silt o a una sabbia argillosa (con poca argilla non plastica)	5,0	6° + 24°
12 - Sottili ma continue fasce argillose (le tre classi dipendono dal tipo di argilla come in 7, 8 e 9)	10,13 o 13,0 + 20,0	6° + 24°

a) Le definizioni date alla voci A, B C si riferiscono all'entrata in contatto delle due superfici di frattura durante l'esecuzione della prova di resistenza al taglio.
b) I valori di ϕ_r (approssimati) fanno riferimento alle proprietà dei prodotti di alterazione, se presenti.
c) Il valore di J_a indicato al punto 9 dipende dalla % della frazione argillosa rigonfiante e dalla presenza d'acqua.

Tabella 3.15: Parametro J_a (Barton 1974).

Definizione	J_w	Pressione acqua [MPa]
1 - Acqua assente o scarsa (localm. venute < 5 l/min)	1,0	0,1
2 - Venute d'acqua limitate o a media pressione, con occasionale dilavamento dei materiali di riempimento delle discontinuità	0,66	0,1 - 0,25
3 - Venute d'acqua forti o ad alta pressione in roccia coerente con discontinuità aperte	0,5	0,25 - 1
4 - Venute d'acqua forti o ad alta pressione, con notevole dilavamento del materiale di riempimento delle discontinuità	0,33	0,25 - 1
5 - Venute d'acqua eccezionalmente forti o ad altissima pressione dopo le volate, ma decrescenti nel tempo	0,2 - 0,1	> 1
6 - Venute d'acqua eccezionalmente forti o ad altissima pressione, senza apprezzabile diminuzione nel tempo	0,1 - 0,005	> 1

a) Aumentare J_w ai punti 3, 4, 5, 6 nel caso di esecuzione di opere di drenaggio.
b) Non viene qui tenuto conto dei particolari problemi che potrebbero essere causati dalla formazione di ghiaccio.

Tabella 3.16: Parametro J_w (Barton 1974).

Definizione			SRF
A -	Zone di roccia debole, in cui potrebbe verificarsi il distacco di massi in calotta durante lo scavo		
1-	Ripetute alternanze di zone deboli con argilla o roccia disgregata e alterata con roccia circostante molto allentata (a qualunque profondità di scavo)		10,0
2 -	Singole zone deboli con argilla o roccia disgregata o alterata; profondità di scavo ≤ 50 m		5,0
3 -	Come al punto 2 ma con profondità di scavo > 50 m		2,5
4 -	Ripetute alternanze di zone fratturate in roccia coerente (senza argilla), con rilassamento della roccia circostante (a qualunque profondità)		7,5
5 -	Singole zone di frattura in roccia coerente (senza argilla); profondità di scavo ≤ 50 m		5,0
6 -	Come al punto 5, ma con profondità di scavo > 50 m		2,5
7 -	Intersezioni di discontinuità aperte e di notevoli dimensioni. Roccia intensamente fratturata a qualunque profondità		5,0
B -	Roccia coerente, con problemi dovuti a tensioni residue	σ_c/σ_1	σ_v/σ_1
8 -	Deboli sollecitazioni, vicino alla superficie	> 200 %	> 13 %
9 -	Sollecitazioni medie	200 - 10 %	13 - 0,66 %
10 -	Sollecitazioni elevate, strutture molto serrate	10 - 5 %	0,66 - 0,33 %
11 -	Lievi colpi di tensione (rocce massicce)	5 - 2,5 %	0,33 - 0,16 %
12 -	Forti colpi di tensione (rocce massicce)	< 2,5 %	< 0,16 %
C -	Rocce spingenti; fenomeni di plasticizzazione di rocce non coerenti sotto l'azione di forti pressioni		
13 -	Lievi pressioni della roccia spingente		5 - 10
14 -	Forti pressioni della roccia spingente		10 - 20
D -	Rocce spingenti; effetto spingente per rigonfiamento dovuto a presenza d'acqua		
15 -	Lievi pressioni della roccia rigonfiante		5 - 10
16 -	Forti pressioni della roccia rigonfiante		10 - 20

Tabella 3.17: Parametro SRF (da Barton 1974).

Tipo di cavità		ESR
1 -	Scavi di miniere (temporanei)	3 - 5
2 -	Pozzi verticali: a sezione circolare	2,5
	a sezione rettangolare o quadrata	2,0
3 -	Gallerie di miniera (permanenti), gallerie idrauliche non in pressione, cunicoli di esplorazione	1,6
4 -	Caverne-serbatoio, gallerie stradali e ferroviarie di piccole dimensioni, camere di compensazione (idroel.), finestre	1,3
5 -	Centrali in caverna (idroel.); gallerie stradali e ferroviarie di grandi dimensioni, rifugi sotterranei, portali di imbocco, punti di intersezione di più gallerie	1,0
6 -	Centrali nucleari in caverna, stazioni ferroviarie (metropolitane), impianti sportivi in sottoterraneo	0,8

Tabella 3.18: Valori del coefficiente ESR (Excavation Support Ratio) in funzione del tipo di cavità sotterranea (Barton 1974.)

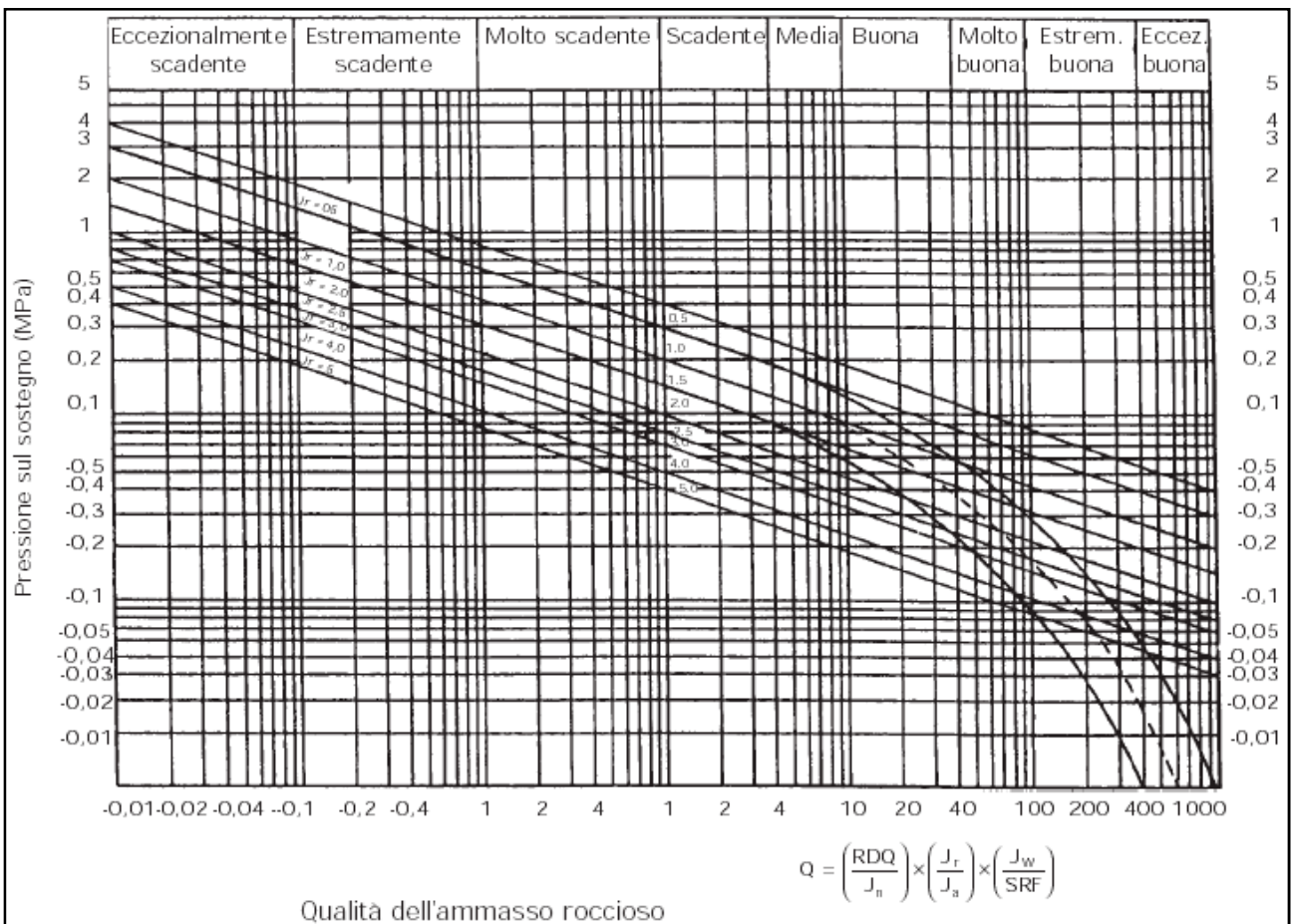


Figura 3.4: Parameteo Q e qualità della Roccia (Barton 1974).

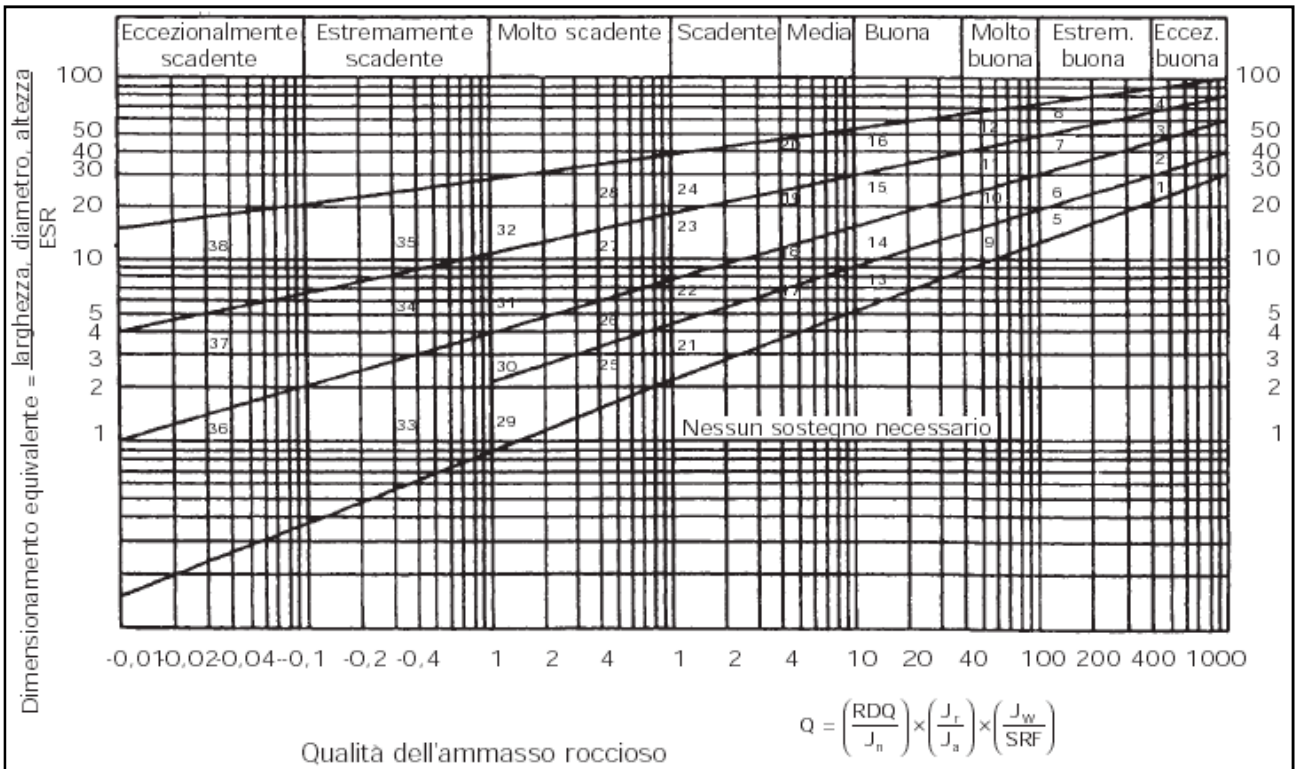


Figura 3.5: Relazione fra Q e dimensione equivalente (Barton 1974).

3.12 La classificazione geologica BSCS

Il British Soil Classification System BSCS è stata messa a punto da *Dumbleton* nel 1981 con lo scopo di raccomandare la terminologia e proporre un sistema per descrivere e classificare i terreni a scopi ingegneristici. Tale sistema di classificazione è utilizzato esclusivamente per le terre e considera principalmente solamente due caratteristiche del terreno:

- ✓ la dimensione dei grani;
- ✓ gli indici di consistenza;

La determinazione delle dimensioni dei grani avviene, solitamente, attraverso:

- ✓ *prove di setacciatura* per le frazioni granulometriche grossolane;
- ✓ *prove di sedimentazione* per frazioni granulometriche fini;

Per quanto riguarda invece gli indici di consistenza, essi vengono calcolati solo se la percentuale di fine, passante dal setaccio N° 200 con maglie da 0,06 mm, è superiore al 12%. Poiché percentuali inferiori non influenzerebbero in modo significativo il comportamento meccanico del terreno stesso. Degli indici di consistenza ricavabili, la BSCS prende in considerazione solo il *limite liquido*,

indicativo della compressibilità del terreno. Le sigle identificative delle varie tipologie di terreno proposte dalla BSCS sono riportate nelle *Tabelle 3.19 e 3.20*.

Sistema di classificazione BSCS					
	Tipologie di suoli	Simbolo gruppo	Simbolo sottogruppo	Passante (% minore di 0,06mm)	Nome
Terreni grossolani Passante a 0,06 mm minore del 35%	Ghiaia Più del 50% del materiale grossolano è delle dimensioni della ghiaia (più grosso di 2 mm)	G	GW	0-5	Ghiaia ben graduata
			G _{Pu} /G _{Pg}	0-5	Ghiaia uniforme o scarsamente graduata
		G-F	G _{WM} /G _{WC}	5-15	Ghiaia limosa/argillosa ben graduata
			G _{PM} /G _{PC}	5-15	Ghiaia limosa/argillosa poco graduata
		GF	G _{ML} ,G _{MI} ...	15-35	Ghiaia molto argillosa
			G _L ,G _{LI} ..	15-35	Ghiaia molto limosa
	Sabbia Più del 50% del materiale grossolano è delle dimensioni della sabbia (più fine di 2 mm)	S	SW	0-5	Sabbia ben graduata
			S _{Pu} /S _{Pg}	0-5	Sabbia uniforme o scarsamente graduata
		S-F	S _{WM} /S _{WC}	5-15	Sabbia limosa/argillosa ben graduata
			S _{PM} /S _{PC}	5-15	Sabbia limosa/argillosa poco graduata
		SF	S _{ML} ,S _{MI} ..	15-35	Sabbia molto argillosa
			S _L ,S _{LI} ..	15-35	Sabbia molto limosa

Tabella 3.19: Sistema di classificazione ingegneristico BSCS per terreni grossolani(Dumbleton 1981).

Sistema di classificazione BSCS					
	Tipologie di suoli	Simbolo gruppo	Simbolo sottogruppo	Limite liquido %	Nome
Terreni fini Passante a 0,06 mm maggiore del 35%	Limo Passante a 0,06 tra il 35% al 65%	M	MG		Limo ghiaioso
			MS		Limo sabbioso
			ML,MI..ME	35-90	Suddivisione in base a Plasticità <u>come per</u> l'argilla
	Argilla Passante a 0,06 tra il 65% al 100%	C	CG		Argilla ghiaiosa
			CS		Argilla sabbiosa
			CL	<35	Argilla con bassa plasticità
			CI	35-50	Argilla con plasticità
			CH	50-70	Argilla con alta plasticità
			CV	70-90	Argilla con elevata plasticità
			CE	>90	Argilla con plasticità estremamente elevata
Terreni organici		O			Si aggiunge la lettera "O" al nome del gruppo
Torba		Pt			Suoli con prevalenza di materiale organico

Tabella 3.20: Sistema di classificazione ingegneristico BSCS per terreni grossolani(Dumbleton 1981).

3.13 Conclusioni

La letteratura scientifica offre diversi metodi per classificare un ammasso roccioso in ogni caso è il progettista o la figura addetta a scegliere e utilizzare il metodo che ritiene più adatto al caso in esame. Gli obiettivi che accomunano i diversi metodi di classificazione sono riassunti nei seguenti punti:

- ✓ Identificare i più importanti parametri che influenzano il comportamento di un ammasso roccioso;
- ✓ Dividere l'ammasso roccioso in zone a comportamento simile (classi dell'ammasso roccioso a diversa qualità), in tratte lungo l'asse nel caso della costruzione di gallerie (zonizzazione geomeccanica);
- ✓ Porre le basi per una comprensione delle caratteristiche di ogni classe di roccia;
- ✓ Permettere di sfruttare l'esperienza acquisita su siti già incontrati per la valutazione del comportamento dell'ammasso roccioso in nuovi lavori;
- ✓ Derivare stime quantitative e linee guida per il progetto;
- ✓ Predisporre basi comuni per un corretto scambio di informazioni tra ingegneri e geologi.

Il principale vantaggio delle classificazioni geomeccaniche è che forniscono una stima preliminare della qualità dell'ammasso, a basso costo e in modo agevole. Ciò nonostante, ne deve essere sottolineata l'eccessiva semplificazione quando si voglia trarre da essi indicazioni progettuali e applicative o la stima dei parametri di resistenza.

CAP.4 - Metodi e tecniche di valutazione

4.1 Introduzione

Le tecniche classiche per la valutazione del rischio geologico associato ad un sistema ingegneristico sono basate sulla definizione di una singola sequenza di eventi indesiderati rappresentante lo scenario dell'incidente nel caso peggiore, H^* , e sulla previsione delle sue conseguenze, D^* . In quest'ottica, la sicurezza e la protezione dell'opera vengono progettate per far fronte a questo scenario (design-basis accident), per prevenirlo, per proteggersi e mitigare le sue conseguenze. Tuttavia, questa pratica di riferirsi al caso "peggiore" implica un alto livello di soggettività e di arbitrarietà, che possono portare a considerare scenari caratterizzati da conseguenze davvero catastrofiche, ma assai improbabili. Un tale approccio alla progettazione penalizza particolarmente quei processi, come lo scavo di una galleria, nei quali gli incidenti possono dare potenzialmente luogo a conseguenze assai gravi, per questo motivo negli ultimi anni è andato sviluppandosi un approccio differente alla progettazione, gestione e regolamentazione dei processi a rischio (Zio 2005).

4.2 Approcci all'analisi di rischio

Nel 1967 Farmer presentò un nuovo approccio all'analisi di rischio, non limitata unicamente al peggiore scenario ma che considera tutti i possibili scenari e le loro conseguenze ed in cui la probabilità di accadimento di tali scenari viene introdotta come ulteriore concetto chiave. Su questa base, *Farmer* introdusse un criterio di accettabilità che tiene in conto sia le conseguenze degli scenari, che le probabilità che essi si verifichino.

Tale criterio può essere rappresentato graficamente come mostrato in *Figura 4.1* dove le probabilità p degli scenari sono rappresentate in relazione alle loro conseguenze D ; lo spazio (D, p) è diviso in due zone da una retta: scenari i cui valori di p ed D cadono sopra tale retta (zona rossa in *Figura 4.1*) comportano rischi inaccettabili, mentre a quelli al di sotto (*Figura 4.1*) sono associati rischi accettabili. Risultano, dunque, accettabili rischi associati a scenari caratterizzati da

conseguenze gravi, ma probabilità molto basse che si verifichino (come quello rappresentato dal punto in *Figura 4.1*).

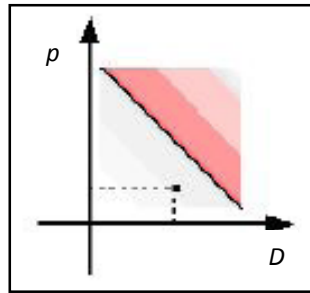


Figura 4.1: Curva di Farmer (Zio 2005).

Quando la pendenza della retta è -1 , probabilità e conseguenze hanno la stessa importanza nella definizione del livello di rischio (*Figura 4.1*); al contrario, quando maggior enfasi viene posta sulle conseguenze piuttosto che sulle probabilità, la pendenza della linea è incrementata in valore assoluto, come mostrato in *Figura 4.2*.

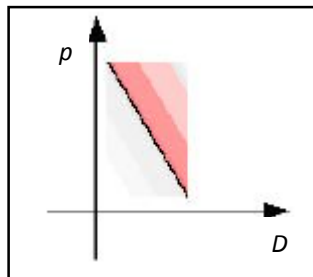


Figura 4.2: Curva di Farmer con una pendenza tale che le conseguenze hanno maggior peso maggiore (Zio 2005).

L'introduzione delle probabilità nella valutazione del rischio è stata molto controversa sin da principio e solo dopo una ventina di anni è stata riconosciuta la sua utilità per una valutazione e una gestione equilibrata del rischio (*UNESCO 1984*).

4.3 Valutazione del rischio geologico: aspetti generali

Il rischio geologico interessa due fasi della protezione ambientale: quella che controlla il mantenimento dell'equilibrio territoriale, messo a prova della dinamica dei fenomeni naturali (erosione, frane, alterazioni qualitative e quantitative delle acque superficiali e sotterranee per effetto di agenti naturali, quali periodi piovosi, siccità ecc.), e quella che riguarda le modificazioni antropiche dell'ambiente dovute alla costruzione di opere civili, in specie grandi progetti di strade, gallerie o dighe.

In generale, il rischio antropico, derivante dalla costruzione di un'opera in sotterraneo, comporta un rischio per l'opera, detto R_{gall} (Gattinoni et Al. 2001; Graziani e Ribacchi 2001) e uno per l'ambiente circostante, detto R_{amb} (Civita et Al. 2001; Clerico e Pizzo 2001; Cotecchia 1993; Zangerl et Al. 2003), che sono funzione di diversi fenomeni geologici come alterazioni morfologiche, tensionali e idrogeologiche.

Tutto ciò può essere espresso tramite le seguenti relazioni:

$$R_{gall} = f_1(w_i, H_i)$$

$$R_{amb} = f_2(w_j, H_j)$$

dove H_i e H_j sono le situazioni di pericolo potenziale descritte nel *Capitolo 2*, tra i primi è possibile citare i pericoli connessi all'instabilità del fronte di scavo (H_1), alla plasticizzazione del cavo (H_2), alle venute d'acqua (H_{10}) e di gas (H_{14}) in galleria ecc., mentre tra i secondi troviamo il pericolo connesso all'impoverimento sia quantitativo che qualitativo delle risorse idriche sotterranee (H_{11} e H_{16}), il rischio di subsidenza (H_7) ecc..

Il pericolo complessivo del sistema "opera in sotterraneo e ambiente circostante" può essere stimato pesando i diversi fenomeni tramite coefficienti w_i , che permettono di attribuire maggiore o minore importanza ai vari tipi di pericoli, in funzione del modello concettuale descrittivo del sistema (Fumagalli e Mottini 2005).

Riprendendo quanto esposto nel *Capitolo 1* è possibile definire il rischio geologico come il valore atteso delle perdite (generalmente intese come perdite umane ed economiche, ma il discorso può facilmente essere esteso includendo il peggioramento della qualità dell'ambiente) dovute a particolari fenomeni naturali. Il rischio geologico (R) così definito, detto anche Rischio Totale, può essere valutato come il prodotto di tre fattori:

$$R = H \cdot W \cdot V$$

dove i tre termini sono rispettivamente: H la pericolosità, W il valore degli elementi a rischio e V la vulnerabilità.

Concentrando l'attenzione sulla pericolosità, è possibile definirla come funzione di n fattori, intesi come costanti o variabili aleatorie a seconda delle esigenze e dei casi in esame, nonché dei dati a disposizione:

$$H = f(x_1, \dots, x_n)$$

Se consideriamo un rischio di origine antropica derivante dalla realizzazione di una particolare opera ingegneristica, è necessario ricostruire in maniera adeguata il contesto in cui viene inserita

l'opera (ovvero i fattori W e V), definendo delle soglie di accettabilità della pericolosità H oltre le quali è necessario intervenire tempestivamente al fine di garantire la sicurezza dell'opera e tutelare il contesto ambientale.

Per valutare la pericolosità esistono diversi approcci che possono essere suddivisi nelle seguenti categorie:

- Metodi euristici: basati su stime soggettive e qualitative (es. matrici RES);
- Metodi deterministici: basati su funzioni che forniscono la pericolosità a partire da leggi fisico-matematiche (es. fattore di sicurezza);
- Metodi statistici o probabilistici: basati sullo studio di relazioni statistiche tra fattori di controllo della pericolosità (es. probabilità di rottura).

4.3.1 Metodi euristici

In generale i modelli euristici si basano sul giudizio soggettivo di chi conduce la valutazione della suscettibilità. I dati sono in genere acquisiti da osservazioni di campagna. Un metodo euristico non utilizza un fondamento matematico, ma sceglie iterativamente una nuova soluzione. Questo tipo di algoritmo, consigliato nel caso si abbia a che fare con problemi particolarmente complessi, in genere non permette di ottenere la soluzione ottima ma fornisce una "buona" soluzione ammissibile per il problema. La costruzione di modelli euristici efficaci richiede un'attenta analisi del problema da risolvere volta ad individuarne la struttura, ossia le caratteristiche specifiche utili ad individuarne la tecnica descrittiva del fenomeno più efficace.

Il vantaggio principale di quest'approccio è dato sia dalla maggior velocità con la quale si raggiunge una soluzione sia dalla maggior semplicità delle operazioni eseguite.

I principali svantaggi sono la soggettività nella selezione dei dati e dei loro pesi, ciò implica infatti la difficoltà di comparazione dei risultati ottenuti da operatori differenti. È inoltre difficoltosa la fase di aggiornamento dei risultati qualora si abbiano a disposizione dati più recenti o più affidabili (Fumagalli e Mottini 2005).

Un esempio di applicazione di questi metodi al caso delle gallerie in roccia è quello RES, *Rock Engineering System* (Hudson 1992), incentrato sull'interazione fra le diverse variabili e componenti dell'ammasso roccioso nel tentativo di raggrupparli tutti e definire un indice di potenziale instabilità degli ammassi rocciosi l'indice RMII *RockMassInstabilityIndex*. In quest'approccio il sistema di base usato per descrivere e analizzare i principali parametri e i loro meccanismi di

interazione è la “matrice di interazione”. Attraverso questa matrice è possibile valutare il livello di interazione tra i parametri e il loro relativo peso nel complesso del sistema (Bernardos e Kaliampakos 2004).

Essenzialmente il metodo RES è costituito da sette fasi (Gattinoni et Al. 2002):

- Scelta dei parametriche descrivono il sistema Ammasso Roccioso in relazione all’instabilità per le gallerie. Tali parametri devono essere misurabili (es. rugosità dei giunti, stato tensionale ecc.) (Tabella 4.1).
- Costruzione delle matrici di interazione per ogni rischio individuato, sulla cui diagonale principale si mettono i parametri caratteristici del sistema. Le Tabelle 4.2 e 4.3 mostrano a titolo esemplificativo le interazioni per il rischio di distacchi gravitativi e venute d’acqua.
- Analisi delle interazioni binarie fra ciascuna coppia di parametri. La quantificazione di tali interazioni avviene associando dei codici numerici (da 0 = interazione inesistente a 4 = interazione critica) (Tabelle 4.2 e 4.3).
- Si calcolano per ciascun parametro (Tabelle 4.2 e 4.3):

$C = \text{Causa} = \Sigma \text{indici per riga} = \text{influenza del parametro sul sistema}$

$E = \text{Effetto} = \Sigma \text{indici per colonna} = \text{influenza del sistema sul parametro}$

- Attribuzione dei pesi ai parametri (Tabelle 4.2 e 4.3):

$$W = (C + E) / (\Sigma C + \Sigma E)$$

Il peso di un parametro sarà ovviamente più elevato quanto maggiore è il suo grado d’interattività con il resto del sistema.

- Attribuzione ad ogni parametro del valore che questo può assumere. Si utilizzano delle classi a cui viene assegnato un indice V_i (es. da 0 a V_{max}) (Tabella 4.4).
- Infine si calcola l’indice di rischio che fornisce una valutazione dell’intensità del fenomeno per ogni tipologia di rischio considerato: $RMII = \Sigma V_i * W_i$

Parametro	VA	CGL	IFS	R
P1: litologia	X	X	X	X
P2: n° famiglie di discontinuità	X	X	X	X
P3: orientamento discontinuità	X	X		
P4: persistenza discontinuità	X	X		
P5: spaziatura discontinuità	X	X	X	X
P6: apertura discontinuità	X	X	X	X
P7: riempimento discontinuità	X	X	X	
P8: rugosità dei giunti	X	X		
P9: resistenza a compressione lungo i giunti		X		
P10: resistenza al taglio lungo I giunti		X		
P11: condizioni idrauliche dei giunti		X		
P12: permeabilità dell'ammasso roccioso	X			
P13: resistenza a compression monoassiale della roccia intatta	X	X		
P14: stato di alterazione	X	X		
P15: carsismo	X	X	X	X
P16: faglie e fasce cataclastate	X	X	X	X
P17: pieghe	X	X	X	X
P18: stato di sollecitazione in sito	X	X	X	X
P19: precipitazioni	X	X		
P20: contenuto d'acqua			X	X

Tabella 4.1: Parametri rilevanti per la valutazione del rischio connesso alla realizzazione ed alla vita di uno scavo in sotterraneo; per ognuna delle quattro possibili tipologie di pericolo: VA(venute d'acqua), CGL(cinematismi gravitativi di blocchi lapidei), IFS(instabilità del fronte di scavo e R(rigonfiamento,)si identifica una lista di parametri (Gattinoni et. Al. 2002).

W _i																		C _i	
1,7	P ₁	2	1	2	1	2	3	1	2	1	0	4	3	4	2	2	2	0	32
1,2	0	P ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	2	0	0	0	0	7
0,6	0	0	P ₃	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
0,5	0	0	0	P ₄	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	2
0,9	0	0	0	0	P ₅	0	0	0	0	0	0	0	2	1	0	0	0	0	3
1,7	0	0	0	0	0	P ₆	0	0	0	1	4	0	2	3	0	0	2	0	12
1,2	0	0	0	0	0	0	P ₇	0	0	2	4	0	0	0	0	0	0	0	6
0,8	0	0	0	0	0	0	0	P ₈	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	5
0,9	0	0	0	0	0	0	2	0	P ₉	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
1,5	0	0	0	0	0	0	1	0	0	P ₁₀	4	0	0	0	0	0	0	0	5
2,0	0	0	0	0	0	0	4	1	2	2	P ₁₁	0	2	1	0	0	1	0	13
1,7	0	3	1	1	1	2	1	0	3	2	0	P ₁₃	1	0	0	0	0	0	15
2,6	0	3	0	1	2	2	3	1	2	2	2	4	P ₁₄	2	0	0	0	0	24
1,6	0	0	0	0	1	2	1	1	1	1	2	0	1	P ₁₅	0	0	1	0	11
2,0	0	4	4	3	4	3	1	2	2	2	1	3	3	2	P ₁₆	0	2	0	36
1,0	0	2	2	0	3	2	0	1	1	1	0	2	1	0	0	P ₁₇	2	0	17
1,9	0	1	2	1	1	4	0	3	1	3	3	2	1	0	0	0	P ₁₈	0	22
1,0	0	0	0	0	0	2	1	0	1	1	4	0	4	3	0	0	3	P ₁₉	19
E _i	0	15	10	8	13	19	17	10	15	22	25	16	25	19	2	2	14	0	232

Tabella 4.2: Matrice di interazione per il pericolo di distacchi gravitativi. Sulla diagonale principale vengono posizionati i parametri considerati (Tabella 4.1), mentre nelle altre caselle vengono inseriti degli indici rappresentativi delle mutue interazioni tra i parametri stessi; le interazioni sono state raggruppate in cinque classi d'intensità (da assente=0 a critica=4) (Gattinoni et. Al. 2002).

W _i																			C _i
2,1	P ₁	2	1	2	1	2	3	1	3	4	3	4	2	2	2	0			32
1,6	0	P ₂	0	0	0	0	0	0	3	1	4	2	0	0	0	0			10
0,8	0	0	P ₃	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	1	0			3
0,7	0	0	0	P ₄	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0			3
1,2	0	0	0	0	P ₅	0	0	0	3	0	2	1	0	0	0	0			6
1,9	0	0	0	0	0	P ₆	0	0	4	0	2	3	0	0	2	0			11
0,9	0	0	0	0	0	0	P ₇	0	2	0	0	0	0	0	0	0			2
0,8	0	0	0	0	0	0	0	P ₈	1	0	0	0	0	0	0	0			1
2,3	0	0	0	0	0	0	2	3	P ₁₂	0	0	3	0	0	2	0			10
1,7	0	3	1	1	1	2	1	0	0	P ₁₃	1	0	0	0	0	0			10
2,6	0	3	0	1	2	2	3	1	0	4	P ₁₄	2	0	0	0	0			18
2	0	0	0	0	1	2	1	1	3	0	1	P ₁₅	0	0	1	0			10
2,3	0	4	4	3	4	3	1	2	2	3	3	2	P ₁₆	0	2	0			33
1,2	0	2	2	0	3	2	0	1	1	2	1	0	0	P ₁₇	2	0			16
2	0	1	2	1	1	4	0	3	1	2	1	0	0	0	P ₁₈	0			16
0,8	0	0	0	0	0	2	1	0	0	0	4	3	0	0	3	P ₁₉			13
E _i	0	15	10	8	13	19	12	12	26	16	23	21	2	2	15	0			194

Tabella 4.3: Matrice di interazione per il pericolo di venute d'acqua(Gattinoni et. Al. 2002).

V ₁	P ₂	P ₃	...	P ₂₀
0	0	Molto favorevole	...	W<20%
1	1	Favorevole	...	20÷50%
2	2	Indifferente	...	50÷100%
3	3	Sfavorevole	...	100÷150%
4	>4	Molto sfavorevole	...	W>200%

Tabella 4.4: esempio di classi di valori dei parametri per la valutazione del pericolo in galleria (Gattinoni et. Al. 2002).

4.3.2 Metodi deterministici

In un modello di questo genere non ci sono elementi probabilistici, bensì introducendo i dati in ingresso si ottiene in uscita un risultato di tipo deterministico.

I metodi puramente deterministici in genere si basano sul calcolo di un fattore di sicurezza o di parametri derivati da esso. Solitamente il fattore di sicurezza si ricava dal rapporto tra un numeratore, funzione dei contributi a favore di sicurezza (contributo “stabilizzante”), e di un denominatore, funzione dei fattori che causano insicurezza (contributo “instabilizzante”), pertanto si rappresenta nella forma:

$$F = \frac{X}{Y}$$

Questo è l’approccio classico utilizzato per la progettazione strutturale, che considera il rapporto tra la capacità X (resistenza o forza resistente) del modello e la domanda Y (forza sollecitante o instabilizzante) (Fumagalli e Mottini 2005). In Italia, l’approccio di tipo deterministico è seguito dal D.M. 11 Marzo 1988 (con relative istruzioni), che definisce il fattore di sicurezza nella sua accezione classica di “rapporto fra la somma delle forze resistenti” e la “somma delle azioni”. In tale contesto, si indica il valore limite del citato rapporto, che deve risultare “non inferiore a ...”. Un approccio di questo tipo fornisce un valore unico di fattore di sicurezza, che non contiene in sé nessuna indicazione della probabilità di rottura, né alcun rapporto con la precisione e l’accuratezza dei parametri di input (Pizzarotti 2007). Tali metodi di valutazione del rischio ormai sono in disuso infatti la normativa vigente, *Norme Tecniche di Costruzione 2008*, recita che: per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati.

4.3.3 Metodi Statistici

Piuttosto che basare una decisione progettuale su un singolo valore calcolato per F , un approccio più realistico consiglia di condurre un'analisi di sensitività; se poi l'analisi di sensitività è accompagnata da una impostazione di tipo statistico, è possibile operare una analisi di probabilità di collasso (analisi di rischio).

L'approccio probabilistico alla determinazione del rischio comporta sempre l'individuazione di una probabilità di collasso accettabile, compromesso ragionato tra il costo di riduzione del rischio e il beneficio conseguente. In quest'ottica è importante notare che quando il rischio è mantenuto "il più basso" possibile compatibilmente con i limiti pratici ("as low as reasonably practical", principio ALARP: i rischi sono tollerabili soltanto se la loro riduzione è impraticabile, o se il costo per ridurli è sproporzionato rispetto al miglioramento ottenibile *Fantechi 2007*), e quando il costo necessario per controllare ulteriormente o eliminare del tutto il rischio è sproporzionato rispetto al costo dell'opera, il rischio deve essere considerato residuo e, come tale, accettabile e gestibile. In altri termini, nella quotidianità progettuale è necessario imparare a convivere con un livello di rischio non nullo; essendo impossibile la sua eliminazione assoluta, lo sforzo deve essere piuttosto indirizzato a limitare convenientemente tale rischio.

Se, in una analisi di rischio, si suppone di partire da dati di input in forma di distribuzioni statistiche, è evidente che anche il risultato finale dell'analisi (il fattore di sicurezza) avrà la forma di una distribuzione di probabilità (*Pizzarotti 2007*).

In tale ottica, il rischio di collasso può essere espresso in termini di probabilità P_f di rottura, cioè probabilità che le forze resistenti risultino inferiori a quelle instabilizzanti ovvero che il fattore di sicurezza sia inferiore all'unità.

CAP.5 - Quantificazione del rischio

5.1 Introduzione

Il mezzo geologico interessato dallo scavo di una galleria viene descritto attraverso parametri geotecnici utilizzati per simulare il suo comportamento attraverso un modello costitutivo. La caratterizzazione geotecnica è possibile grazie a un certo numero di prove e osservazioni sperimentali che, realizzate su opportune porzioni di ammasso, forniscono indicazioni puntuali circa le caratteristiche globali e il relativo comportamento.

Una volta caratterizzato il materiale, in genere viene scelto un modello di calcolo ritenuto adeguato a descrivere il fenomeno in esame, introducendo così una ulteriore approssimazione. E' evidente che ciascuna di queste fasi (scelta dei parametri geotecnici, scelta del modello costitutivo, implementazione del modello di calcolo) contenga implicitamente un determinato grado di incertezza. Quando il risultato di un modello di calcolo è funzione di diverse variabili, vi sono diversi modi di procedere per la sua risoluzione.

L'incertezza associata alla determinazione delle proprietà dei materiali, nonché l'estrema oculatezza con la quale è necessario scegliere i parametri appropriati per l'esecuzione di calcoli e verifiche suggeriscono sempre più di sostituire le tradizionali analisi deterministiche con metodi probabilistici. In tale ottica, le grandezze che caratterizzano l'ammasso roccioso devono essere riguardate come variabili aleatorie, rappresentabili mediante una distribuzione di probabilità (Figura 5.1).

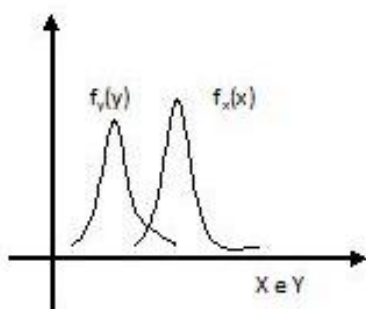


Figura 5.1: Distribuzione di probabilità della domanda Y e della capacità X del sistema (Kottegoda e Rosso 1997).

5.2 Criteri generali

L'introduzione in fase di progettazione di un'analisi probabilistica del rischio geologico connesso alla realizzazione dell'opera, consentirebbe di valutare la probabilità di accadimento dei diversi scenari di rischio e di predisporre quindi tutti gli interventi necessari a prevenirne il verificarsi o limitarne le eventuali conseguenze. Da quanto detto, ai fini progettuali, l'analisi del rischio può essere ricondotta alla valutazione della capacità del sistema di rispondere a esigenze sia funzionali che ambientali. Il rischio che un sistema sia incapace di assolvere la funzione per cui è stato predisposto è definito come probabilità di collasso p_f , riferita alla vita dell'opera in condizioni operative specifiche, o, in maniera complementare, come affidabilità del sistema $r = 1 - p_f$. A questo scopo è necessario stabilire una relazione tra la capacità del sistema e la domanda, in modo che, se esse sono uguali, viene individuato lo stato limite (Kottegoda e Rosso 1997).

Di conseguenza il fattore di sicurezza $F = X/Y$ è a sua volta una variabile aleatoria. Si definisce in quest'ottica il rischio come la probabilità che la variabile aleatoria F assuma valori inferiori all'unità, ovvero $p_f = Pr[F < 1]$, e, in maniera complementare, l'affidabilità $r = Pr[F \geq 1]$.

Se la massima domanda Y_{max} supera la capacità minima X_{min} le due distribuzioni di probabilità si sovrappongono parzialmente e la probabilità di collasso p_f non è nulla (Figura 5.2).

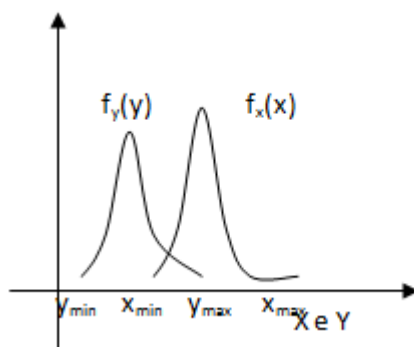


Figura 5.2: Fattore di sicurezza (Kottegoda e Rosso 1997).

Un altro approccio per valutare la probabilità di collasso di un sistema considera il concetto di margine di sicurezza $S = X - Y$, e di conseguenza calcola $p_f = Pr[X - Y \leq 0] = Pr[S \leq 0]$ come l'area sottesa dalla distribuzione di probabilità di S nella porzione di piano in cui $S \leq 0$ e in maniera complementare $r = Pr[X - Y > 0] = Pr[S > 0]$ (Figura 5.3).

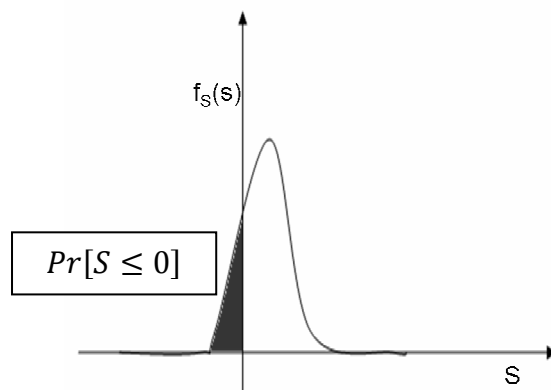


Figura 5.3: Funzione di distribuzione di probabilità del margine di sicurezza S (Kottegoda e Rosso 1997).

Il fattore di sicurezza e il margine di sicurezza (Figure 5.2 e 5.3) sono due esempi di relazioni utilizzate per valutazioni di questo tipo.

Più in generale, è possibile introdurre il concetto di “performance function” o stato limite $g(X_1, X_2 \dots X_n) = 0$, (Figura 5.4) definita in modo tale che le condizioni di sicurezza del sistema sono individuate da quella porzione di iperspazio in cui $g(X_1, X_2 \dots X_n) > 0$, mentre la porzione di iperspazio complementare individua le combinazioni per cui si ha collasso del sistema. Ovvero:

$$p_f = Pr[g \leq 0]$$

$$r = Pr[g > 0]$$

Generalmente la definizione di “performance function” implica la definizione di un modello concettuale del sistema opera-ambiente e la successiva simulazione. In ambito geologico applicativo un esempio di “performance function” è dato dall’espressione del bilancio idrogeologico, espressa in funzione dei parametri aventi caratteristiche di variabili aleatorie (Francani et Al. 2005); un altro esempio molto diffuso nell’ambito dell’ingegneria ambientale e civile è quello della valutazione del fattore di sicurezza dei pendii.

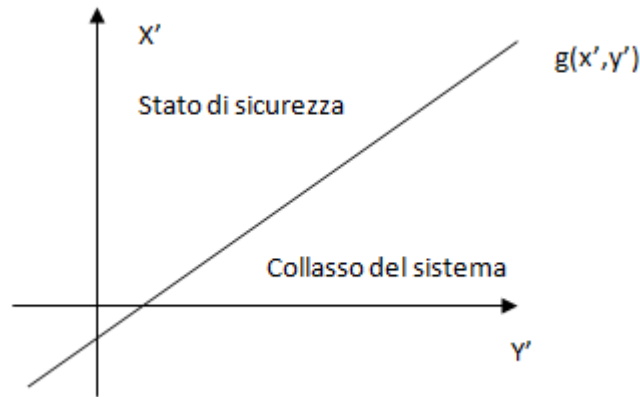


Figura 5. 4: Distribuzione di probabilità: dello stato limite $g(x,y)$ lineare in un sistema bidimensionale di coordinate ridotto (Kottegoda e Rosso 1997).

La formulazione di un modello di analisi del rischio presuppone l'identificazione a priori dei fenomeni potenzialmente pericolosi e dei relativi meccanismi di causa-effetto e la conseguente predisposizione di un modello matematico in grado di descriverli. Questo comporta inevitabilmente degli errori, legati alla non completa conoscenza dei fenomeni da modellare e del mezzo in cui essi avvengono (Oggettività Debole), che possono indurre talora a trascurare o sottovalutare alcuni rischi. E' quindi necessario quantificare l'effetto dell'errore di modellazione sulle previsioni del modello (Troisi et Al. 2004) e procedere a continue verifiche ed aggiornamenti del modello stesso (Troisi 2001), sulla base dei dati di monitoraggio con i quali si segue l'evoluzione dei diversi fenomeni (Hassan 2003); l'obiettivo è stabilire se e in quale misura il modello è in grado di spiegare e prevedere i fenomeni osservati, oppure se esistono delle incongruenze che richiedono un affinamento del modello (Straface 2003).

A questo scopo è necessario tenere presente che le cause per cui i modelli non descrivono correttamente lo sviluppo dei fenomeni in esame possono essere schematizzate in due tipologie:

- ✓ Errori di modellazione; dovuti alla formulazione di ipotesi non corrette, alla mancata modellazione di alcuni processi o di alcune relazioni di causa-effetto.
- ✓ Errori parametrici, dovuti ad una non sufficiente conoscenza dei parametri descrittivi del sistema connessi alla presenza di errori di misura, all'eterogeneità del sistema o alla scala di lavoro non ottimale.

Evidentemente, il processo di ottimizzazione deve condurre alla riduzione sia dell'errore di modellazione e sia a quello parametrico.

In prima approssimazione i dati calcolati e quelli osservati possono essere confrontati graficamente, formulando un giudizio soggettivo della bontà dei risultati (Flavelle 1992). In seguito è preferibile effettuare una verifica più oggettiva, utilizzando un “goodness-of-fit” test quale, ad esempio, la regressione lineare basata sul calcolo dei minimi quadrati tra le realizzazioni del modello e i dati derivanti dal monitoraggio. Inoltre, l’analisi degli scarti (cioè delle differenze tra le misure effettuate in sito e i risultati della simulazione del modello) permette di individuare gli errori e la relativa tipologia (Davis e Goodrich 1992); questo tipo di analisi si basa sulla considerazione che l’errore di modellazione non è random ma sistematico ed il suo effetto sulle previsioni dipende dalla scala spaziale e temporale utilizzata ai fini della simulazione. Di conseguenza il modello è da considerare errato se i residui dei risultati risultano correlati. Il criterio si basa sull’analisi delle variazioni della varianza dei residui:

$$\gamma(l) = \frac{1}{2N(l)} \sum_{i=1}^{N(l)} [res(i+l) - res(i)]^2$$

dove $N(l)$ è il numero delle coppie di valori osservati a distanza l (lag distance), $res(n)$ è il valore del residuo al punto n . Si possono avere tre comportamenti:

- 1) Varianza costante pari a zero per tutti i punti misurati; la struttura del modello è accettabile e si hanno degli input e dei risultati molto buoni;
- 2) Varianza costante ma diversa da zero: la struttura del modello è corretta ma si hanno degli errori nella calibrazione dei parametri in ingresso;
- 3) Varianza crescente in funzione della distanza di lag: la struttura del modello è errata.

5.3 Misura della sicurezza

Per effettuare la misura della sicurezza nei confronti di un determinato stato, individuato da due variabili aleatorie: sollecitazione e resistenza, possono essere impiegati tre differenti metodi che vengono distinti in metodi di primo, secondo e terzo livello e sono caratterizzati, nell’ordine da complessità crescente (Fumagalli e Mottini 2005).

- ✓ Metodo esatto (o di primo livello): si costruisce la distribuzione statistica del fattore di sicurezza $F = X/Y$, oppure del margine di sicurezza $S = X - Y$ secondo le relazioni(Figura5.5):

$$Pr = P \{X/Y \leq 1\} = F\gamma(1)$$

$$Pr = P \{X - Y \leq 0\} = F\mu(0)$$

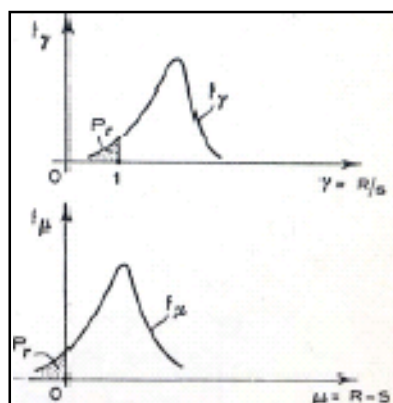


Figura 5.5: Esempio di applicazione del metodo esatto (Kottegoda e Rosso 1997).

- ✓ Metodo dei funzionali estremi (o di secondo livello): si costruiscono separatamente la distribuzione statistica di X e quella di Y e si calcola (Figura 5.6):

$$Pr = P \{X \leq Y\} = \int F_R(x) f_S(x) dx$$

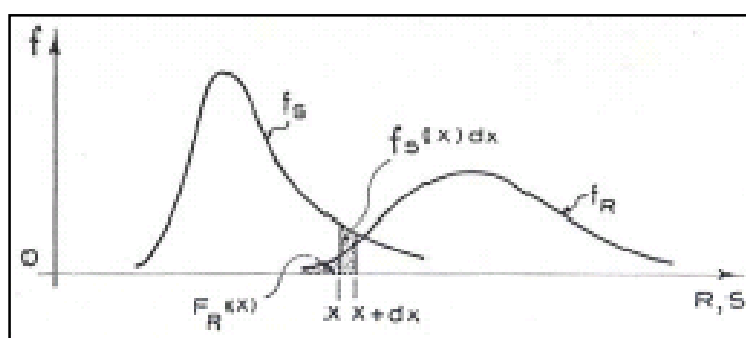


Figura 5.6: Esempio di applicazione del metodo dei funzionali estremi (Kottegoda e Rosso 1997).

Ovvero tali metodi considerano X e Y come variabili aleatorie indipendenti e caratterizzate da distribuzione normale, di media μ_x e μ_y e deviazione standard σ_x e σ_y rispettivamente. In questo caso il margine di sicurezza S ha distribuzione normale di media $\mu = \mu_x - \mu_y$ e varianza $\sigma^2 = \sigma_x^2 + \sigma_y^2$.

- ✓ Metodo dei valori estremi (o di terzo livello, o approssimato): ipotizzate indipendenti X e Y , si calcolano i due valori Rd (di progetto) e Sk (caratteristico) da cui si ricava il valore del fattore di sicurezza $F = Rd/Sk$ o del margine di sicurezza $S = Rd - Sk$ (seguendo il criterio di minorare le grandezze da cui dipende X e maggiorare quelle da cui dipende Y) (Figura 5.7).

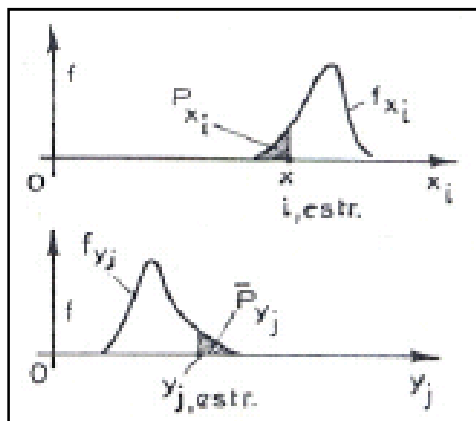


Figura 5.7: Esempio di applicazione del metodo dei valori estremi (Kottegoda e Rosso, 1997).

Ovvero si devono considerare tutte le variabili aleatorie con le rispettive distribuzioni di probabilità congiunte. In realtà però spesso queste funzioni non sono note e, nel caso lo siano, l'integrale per il calcolo dell'affidabilità è comunque troppo complesso. Un'alternativa è l'applicazione di un metodo di terzo livello ma di tipo numerico, il metodo di simulazione Monte Carlo adottato comunemente per risolvere problemi che non sono risolvibili analiticamente.

Il metodo di terzo livello è il metodo semiprobabilistico agli stati limite previsto, per esempio, dalle Norme tecniche sulle costruzioni e dagli Eurocodici (Pizzarotti 2007). Dei nove Eurocodici esistenti, in particolare due ("Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture" e "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica") hanno immediata relazione con le gallerie. Infatti, l'Eurocodice 7 riguarda gli aspetti geotecnici della progettazione di opere di ingegneria civile, in particolare per quanto concerne i requisiti di resistenza, stabilità, funzionalità e durabilità delle strutture. Esso deve essere adottato congiuntamente all'Eurocodice 1 (criteri generali di progettazione e azioni sulle strutture), che stabilisce i principi generali e i requisiti di sicurezza e di funzionalità, illustra i principi di progettazione e di verifica dal punto di vista strutturale. In particolare, l'EC1 propone l'impiego di coefficienti amplificativi per le azioni, mentre l'EC7 coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri di caratterizzazione del terreno.

Secondo questo approccio, conosciuta la distribuzione di probabilità delle variabili “Azioni” (*pesi, sovraccarichi, pressioni idrauliche, accelerazioni dinamiche, ecc.*) e “Resistenze” (*angolo di resistenza al taglio, coesione, resistenza a compressione monoassiale, ecc.*) e in particolare i loro valori caratteristici (rispettivamente frattili 5% superiore e inferiore), attraverso opportuni coefficienti amplificativi o riduttivi, si calcolano i valori di progetto corrispondenti ai frattili 5% e con essi si effettuano dimensionamenti e verifiche, il cui risultato è caratterizzato da probabilità comunemente ritenute accettabili nella prassi progettuale.

Seguendo questo approccio progettuale, il valore del “rapporto fra la somma delle forze resistenti” e la “somma delle azioni” che definisce il fattore di sicurezza da trapiandare con la progettazione non è più 1,3 ma 1,0, in quanto la probabilità che si verifichi la “rottura” ($F = 1$) è mantenuta sufficientemente bassa, attraverso l’amplificazione delle azioni e la riduzione delle resistenze.

Vi sono però casi in cui le variabili in gioco influenti sulla stabilità non sono indipendenti o non sono solo quelle richiamate dall’Eurocodice (*per esempio giaciture, persistenza, apertura delle discontinuità, ecc.*). Quando ciò accade non è noto a priori, né stabilito dalla Norma, quale sia la combinazione più sfavorevole tra tutti i possibili valori assunti dalle variabili all’interno delle loro distribuzioni di probabilità. In tali casi, per svolgere efficacemente le analisi probabilistiche, sarebbe opportuno ricorrere ai metodi di primo o secondo livello (*Pizzarotti 2007*). Tuttavia, spesso, ciò si dimostra troppo oneroso in termini di tempo e di entità di calcoli, se non a volte impossibile; pertanto, il più delle volte, si ricorre a metodi combinatori, quali il “Monte Carlo”, che consentono di calcolare la probabilità dell’evento $F > 1$ e quindi verificare se essa si mantiene sufficientemente elevata. Il valore caratteristico di una variabile geotecnica (secondo Eurocodice 7) non può evidentemente essere soltanto un parametro intrinseco. Esso deve essere scelto in modo che costituisca una stima prudente del valore determinante il raggiungimento dello stato limite. Inoltre, la probabilità del 5% relativa al valore del parametro che si considera nel modello di calcolo è strettamente connessa alla dimensione dell’opera e al volume di terreno in gioco nel meccanismo di collasso: è evidente che un’opera di dimensioni ridotte risulta più vulnerabile nei confronti di carenze di resistenza localizzate rispetto a un’opera più grande, per la quale la resistenza assunta per l’ammasso è valutata come una media della variazione spaziale dei valori singoli.

Oltre a ciò, si consideri che il grado di incertezza delle variabili di input è strettamente dipendente dal grado di approfondimento raggiunto dalle indagini geognostiche. Per esempio, durante una progettazione preliminare (Figura 5.8) il complesso delle informazioni disponibili è di solito molto basso e le curve di distribuzione delle variabili in ingresso hanno una ampiezza elevata e la conseguente sovrapposizione tra distribuzione di forze resistenti e distribuzione di forze sollecitanti può risultare notevole. In fase di progetto costruttivo, le informazioni disponibili saranno sicuramente più dettagliate, con conseguente minor ampiezza della probabilità di collasso: la sovrapposizione, cioè, tra le due distribuzioni si riduce notevolmente.

Nel caso, infine, in cui un collasso sia stato attentamente sottoposto ad analisi a ritroso (back analysis), le distribuzioni delle variabili avranno una ampiezza molto ridotta e la loro sovrapposizione risulterà trascurabile.

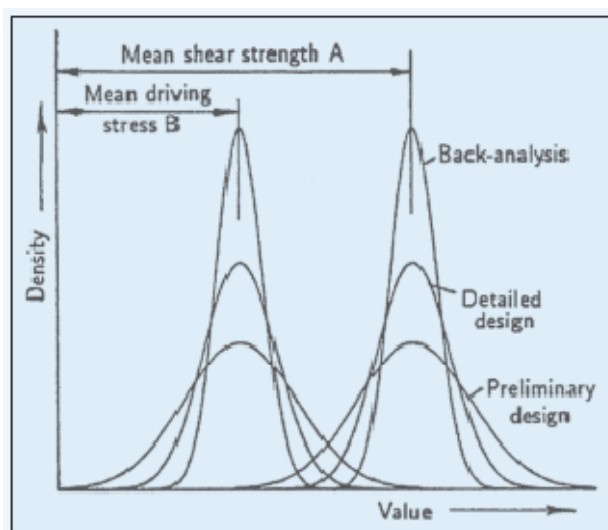


Figura 5.8: La figura illustra due set di curve di distribuzione ipotetiche rappresentanti il grado di incertezza di due variabili (resistenza al taglio e sforzi indotti dal disturbo); in ciascun set sono rappresentate tre situazioni legate a tre diversi momenti progettuali. (Pizzarotti 2007).

5.4 Misura della sicurezza mediante metodi combinatori

Il processo di simulazione consente non solo di seguire l'evolversi di un fenomeno ma anche di prevedere possibili scenari futuri. Un processo di simulazione consiste nel costruire un modello che imita da vicino il sistema in esame, oppure nel generare dal modello numerosi campioni di casi possibili, studiarne il comportamento nel tempo e infine analizzare i risultati evidenziando le decisioni alternative .

Il termine simulazione Monte Carlo fu coniato all'inizio della seconda guerra mondiale, primi anni quaranta, da J. von Neumann e da S. Ulam mentre lavoravano al progetto Manhattan presso il centro di ricerche nucleari di Los Alamos. Questi due ricercatori utilizzarono l'espedito di sostituire i parametri delle equazioni che descrivono la dinamica delle esplosioni nucleari con un insieme di numeri casuali. Essi si ispirarono, nella scelta del nome Monte Carlo, all'aleatorietà dei guadagni che caratterizza il suo celebre casinò (Cereda 2010).

L'utilizzo del metodo Monte Carlo permette di incrementare la numerosità dei campioni di dati utilizzato durante la fase di analisi del rischio. Infatti nella maggior parte dei casi la numerosità del campione, ricavato da misurazioni e osservazioni in sito o in laboratorio, risulta essere limitata. Sia per questioni di eterogeneità del mezzo indagato che per i costi associati ad ogni dato. In sostanza il metodo Monte Carlo produce un numero sufficientemente elevato di possibili combinazioni dei valori che le variabili d'ingresso possono assumere e ne calcola il relativo output sulle basi delle distribuzioni di probabilità dei parametri che governano il fenomeno.

5.4.1 Distribuzione di probabilità dei parametri

La regola generale che è bene seguire quando si intende realizzare un modello per l'analisi del rischio è la seguente: "ogni iterazione del modello per l'analisi del rischio deve essere uno scenario che potrebbe fisicamente avere luogo". Un modello che segue questa regola è certamente realistico ed evita di produrre molti degli errori più frequenti che si commettono quando si esegue questo tipo di elaborazioni (Fumagalli e Mottini 2005).

Il primo ostacolo da superare nell'analisi del rischio è quello di decidere quale deve essere la struttura del modello. In certe circostanze potrebbe infatti non essere semplicemente possibile pensare ad una struttura del modello che racchiuda adeguatamente tutti gli aspetti del problema. In tale caso l'analista non potrà affrontare il problema in questo modo perciò dovrà cercare un'alternativa.

Il secondo ostacolo da affrontare consiste nella definizione delle variabili e delle relazioni intercorrenti tra esse. Anche in questo caso potrebbe accadere che questo non sia possibile e quindi l'analista dovrà provvedere ad un approccio differente. È tuttavia molto importante verificare i due aspetti elencati prima di iniziare la modellazione.

Al fine di applicare il metodo Montecarlo per la generazione di un campione di dati è necessario conoscere la distribuzione di probabilità X . In genere per determinare la distribuzione probabilistica di un parametro bisogna applicare una procedura che, per un certo campione di dati relativi al parametro di interesse, fornisca con la migliore approssimazione possibile l'adattamento ad una distribuzione di probabilità. Il campione di dati disponibile per l'analisi può provenire da diverse fonti: esperimenti scientifici, databases di computer, ricerche in letteratura e simulazioni al computer. Per poter utilizzare i dati è necessario assumere che essi siano attendibili e rappresentativi della reale incertezza della variabile che descrivono.

Il primo passo da compiere per l'analisi dei dati è quello di controllare i dati disponibili e le caratteristiche della variabile che si intende modellare. Esistono poi alcune tecniche che consentono di definire empiricamente quale sia la distribuzione che si adatta meglio al campione di dati. Il vantaggio di quest'ultime è quello di fornire un approccio intuitivo di semplice utilizzo e che non considera distribuzioni teoriche inappropriate o che possono comportare confusione. Prima di apprestarsi all'adattamento del campione di dati osservati ad una distribuzione di dati è importante considerare le proprietà della variabile in considerazione. Le proprietà delle distribuzioni che si scelgono per l'adattamento dei dati devono essere confrontate con quelle della variabile da modellizzare. Pertanto quando ci si appresta ad adattare un campione di dati ad una distribuzione di probabilità bisogna tenere in conto i seguenti aspetti (Fumagalli e Mottini 2005):

- ✓ Definire se la variabile che deve essere modellata è continua o discreta: una variabile discreta può assumere un solo valore specifico. In natura le variabili discrete sono frequenti, non sempre però il miglior adattamento è dato da una distribuzione discreta, in molti casi infatti è facile descrivere delle variabili numeriche discrete con modelli in cui la variabile si considera continua. Non avviene mai il contrario, i dati che si ottengono da una variabile continua si adattano sempre a distribuzioni di probabilità continue, mai a distribuzioni discrete.
- ✓ Definire se è realmente necessaria una distribuzione matematica per adattare i dati: spesso infatti si ricava la distribuzione in maniera empirica direttamente dai dati a disposizione senza ricorrere all'adattamento con funzioni di distribuzione di probabilità teoriche.
- ✓ Stabilire se il range della variabile può essere accoppiato con quello della distribuzione di adattamento: la distribuzione di adattamento dovrebbe ragionevolmente avere un range con un'estensione pari a quella della variabile che si sta modellando, infatti se la distribuzione di adattamento si estende oltre il possibile range della variabile il modello dell'analisi del rischio

produrrà uno scenario impossibile. È comunque da notare che spesso la distribuzione di adattamento corretta copre un range maggiore rispetto a quello mostrato dai dati del campione. Questo è accettabile perché i dati osservati raramente rispettano gli estremi teorici della variabile in questione.

- ✓ Definire se la variabile è indipendente dalle variabili del modello: la variabile potrebbe essere correlata con una funzione o un'altra variabile all'interno del modello. Se esiste correlazione questa deve essere inserita nel modello per far sì che lo scenario prodotto sia significativo.
- ✓ Stabilire se esiste una distribuzione teorica che notoriamente si adatta alla variabile in questione: è stato osservato che molti tipi di variabili seguono strettamente alcuni tipi di distribuzioni senza razionali dimostrazioni matematiche che ne spiegano un così esplicito adattamento.
- ✓ Stabilire se esiste una distribuzione teorica già definita che si adatta alla struttura matematica della variabile in esame: molte distribuzioni teoriche sono state sviluppate come risultato della modellazione di specifici tipi di problemi.

5.4.2 Test statistici

Dopo aver eseguito gli approfondimenti di cui sopra, si cerca l'adattamento del campione ad una distribuzione di probabilità. Nell'eseguire questa operazione bisogna però valutare quale sia la bontà della soluzione che si ottiene quale che sia la procedura utilizzata. Sono state sviluppate diverse tecniche per valutare la qualità dell'adattamento statistico ma in particolare due sono quelle maggiormente utilizzate. Queste sono la Chi-quadro (χ^2) e la statistica di Kolmogorov-Smirnov (K-S), in genere utilizzate rispettivamente per distribuzioni discrete e continue. Più è basso il valore di queste statistiche migliore risulta l'adattamento del campione di dati alla distribuzione teorica individuata. I dati del campione che devono essere analizzati possono essere espressi in tre forme differenti:

- ✓ Dati grezzi.
- ✓ Frequenze relative, espresse mediante istogrammi (x_i, p_i).
- ✓ Punti dal grafico della cumulata (x_i, P_i).

Le statistiche (χ^2) e (K-S) possono essere calcolate da dati espressi in qualsiasi forma.

La bontà degli adattamenti non è intuitiva, non è facile da capire e interpretare. Essi attraverso la distribuzione di adattamento per i dati non forniscono una misura vera di probabilità. Essi forniscono invece la probabilità che i dati casuali generati attraverso la distribuzione possano produrre un valore della bontà statistica dell'adattamento (basso) come quello calcolato per il campione di dati osservati. L'analisi delle statistiche (χ^2) e (K-S) fornisce intervalli di confidenza proporzionali alla probabilità che la distribuzione di adattamento possa aver prodotto il campione di dati osservati. È importante notare come questa non sia equivalente alla probabilità che i dati provengano dalla distribuzione di adattamento, perché ci potrebbero essere molte distribuzioni che hanno forme simili e che potrebbero generare il campione di dati osservato. Questo è particolarmente vero per i dati che possono essere approssimati dalla distribuzione Normale, questo perché molte distribuzioni tendono sotto opportune condizioni alla Normale (Fumagalli e Mottini 2005).

I valori critici sono determinati in base a livelli di confidenza definiti α . Essi sono i valori delle bontà degli adattamenti statistici che hanno probabilità di superamento pari allo specifico livello di confidenza. I valori critici per il test χ^2 sono ricavati direttamente dalla distribuzione χ^2 . La forma e il range della distribuzione χ^2 sono definite dal grado di libertà v :

$$v = N - a - 1$$

Dove:

N = numero delle barre o classi degli istogrammi.

a = numero dei parametri che si stimano per determinare la distribuzione del miglior adattamento.

Spesso il risultato dei test statistici è fornito anche per via grafica, così da permettere all'analista di effettuare un'analisi comparativa tra i due in modo da poter valutare quale sia la bontà dell'adattamento in maniera qualitativa e speditiva. In ogni caso esistono altri metodi comunemente utilizzati, di seguito brevemente descritti:

- ✓ Confronto delle densità di probabilità: la sovrapposizione degli istogrammi relativi al campione di dati osservati con la funzione di densità di probabilità della distribuzione di adattamento è in genere il metodo che fornisce il maggior numero di informazioni. È di immediata

comprensione in quanto sono evidenti le maggiori differenze tra l'andamento del campione e quello della funzione, ed è anche facile effettuare un rapido confronto tra la forma della distribuzione del campione e quella della funzione di adattamento.

- ✓ Confronto delle distribuzioni di probabilità: ogni tanto viene utilizzata anche la sovrapposizione tra il grafico delle frequenze cumulate del campione dei dati osservati e la distribuzione di probabilità di adattamento. Comunque questo tipo di grafico ha una scala poco sensibile e le frequenze cumulate di molti tipi di distribuzioni seguono curve ad "S" dall'andamento molto simile tra loro. Inoltre questo tipo di analisi funziona solo per le differenze molto evidenti tra i dati e la distribuzione di adattamento e non è in genere raccomandabile al fine di effettuare una misura delle qualità dell'adattamento.
- ✓ Differenze tra le densità di probabilità: questo grafico mostra la differenza effettuata tra le densità di probabilità del campione e della distribuzione. Esso ha una scala molto più sensibile rispetto ai metodi precedenti. Il grado della deviazione è funzione del numero di classi (barre) utilizzate per tracciare gli istogrammi.
- ✓ Grafico probabilità-probabilità (P-P): questo è il grafico della distribuzione cumulata della curva di adattamento $F(x)$ rispetto alla frequenza cumulata $F_n(x) = i/n$ per tutti i valori di x_i . L'adattamento migliore si ha per una stretta somiglianza del grafico ad una linea retta. Esso può essere molto utile nel caso in cui l'attenzione dell'analista sia volta ad uno stretto accoppiamento tra i percentili cumulativi e mostrerà differenze significative tra le parti centrali delle due distribuzioni. Ad ogni modo ha una scala poco sensibile e quindi non viene utilizzato molto spesso.
- ✓ Grafico quantile-quantile (Q-Q): questo è il grafico dei dati osservati x_i rispetto ai valori di x dove $F(x) = F_n(x)$. Come per il grafico P-P, l'adattamento migliore si ha nel caso in cui il grafico mostri un adattamento strettamente somigliante a quello di una linea retta. Esso può essere molto utile nel caso in cui l'attenzione dell'analista sia volta ad uno stretto accoppiamento tra i percentili cumulativi e mostrerà differenze significative tra le code delle due distribuzioni.

5.4.3 Generazione di un campione di dati

La distribuzione cumulativa di probabilità $F(x)$ esprime la probabilità che la variabile aleatoria X assuma valori minori o uguali a x , ovvero:

$$F(x) = P[X \leq x]$$

È possibile guardare il problema dal punto di vista opposto: qual è il valore x caratterizzato da una fissata probabilità di non superamento? Se la distribuzione di probabilità della variabile X è nota, si può scrivere:

$$x = G(F(x))$$

Utilizzando il concetto di funzione inversa. Un approccio di questo tipo è utilizzato nella generazione di numeri casuali caratterizzati da una certa distribuzione di probabilità in un generico problema di analisi di affidabilità.

In particolare viene generato un numero casuale r tra 0 e 1 da una distribuzione uniforme di probabilità in modo tale da garantire l'equiprobabilità di generazione di un qualsiasi percentile della variabile x analizzata. Il valore di r così generato viene poi introdotto nella funzione inversa per calcolare x , ovvero:

$$x = G(r)$$

Per alcune distribuzioni di probabilità non è possibile scrivere esplicitamente la funzione inversa, così è necessario di volta in volta sviluppare tecniche di campionamento di diverso tipo, che rimangono comunque basate sullo stesso concetto (Cereda 2010; Fumagalli e Mottini 2005; Gobbo e Casarin 2002).

La generazione di campioni secondo il metodo Monte Carlo segue precisamente i concetti illustrati in precedenza. La generazione del campione soddisfa perfettamente i requisiti di casualità; questo significa che, affinché il campione generato si approssimi effettivamente alla distribuzione di probabilità voluta devono essere effettuate un numero notevole di iterazioni.

5.5. Il metodo Monte Carlo

Spesso ci si trova di fronte a situazioni in cui si ha bisogno di conoscere la probabilità di un certo evento, ma le variabili che lo condizionano sono troppe e non è possibile svolgere i calcoli analitici.

In tali situazioni si fa ricorso a metodi di campionamento simulato, cioè si simula la situazione nella quale si vuole calcolare la probabilità di un certo evento. La simulazione stocastica si attua riproducendo il meccanismo preso in esame, sostituendo alla valutazione analitica l'osservazione empirica del fenomeno e traendo da questa le informazioni non rilevabili per via analitica. Ad esempio, la frequenza osservata di un certo evento costituisce una valutazione della probabilità di quell'evento (a patto che il campionamento sia stato simulato per un consistente numero di volte). Questa simulazione prende il nome di metodo Monte Carlo (*Bagnoli e Moroni 2007*).

Tale simulazione consiste nel cercare la soluzione di un problema, rappresentandola quale parametro di un ipotetica popolazione e nello stimare tale parametro tramite l'esame di un campione della popolazione ottenuto mediante sequenze di numeri casuali.

Il metodo Monte Carlo è una procedura numerica usata in fisica per riprodurre lo stato di un sistema. In generale questo metodo permette di generare eventi secondo un'opportuna distribuzione di probabilità, quindi può essere applicato a qualsiasi fenomeno di cui si conosca la probabilità di occorrenza.

Per esempio supponiamo che I sia il valore incognito da calcolare e che si possa interpretare quale valore medio di una variabile casuale X . Il metodo Monte Carlo consiste, in questo caso, nello stimare I mediante il calcolo della media di un campione costruito determinando N valori di X ; ciò si ottiene tramite un procedimento che prevede l'uso di numeri casuali.

Il metodo della simulazione Monte Carlo è una tecnica numerica per la trattazione di problemi caratterizzati da una sostanziale intrattabilità analitica. Inoltre, ha particolare successo per risolvere il problema della rappresentazione di situazioni ad alto contenuto opzionale e non lineare.

Il metodo Monte Carlo fa parte della famiglia dei metodi statistici non parametrici. È utile per superare i problemi computazionali legati a test esatti. Il metodo è usato per trarre stime attraverso simulazioni. Si basa su un algoritmo che genera una serie di numeri tra loro incorrelati, che seguono una distribuzione di probabilità che si suppone abbia il fenomeno da indagare. L'incorrelazione tra i numeri è assicurata da un test chi-quadro.

La simulazione Monte Carlo calcola una serie di realizzazioni possibili del fenomeno in esame, con il peso della probabilità di tale evenienza, cercando di esplorare in modo denso tutto lo spazio dei

parametri del fenomeno. Una volta calcolato questo campione rappresentativo, la simulazione esegue delle “misure” delle grandezze di interesse su tale campione. La simulazione Monte Carlo è ben eseguita se il valore medio di queste misure sulle realizzazioni del sistema converge al valore vero (Bagnoli e Moroni 2007).

5.5.1 Utilizzi del metodo

Uno dei primi casi in cui il metodo Monte Carlo fu usato, fu il calcolo delle reazioni a catena. Quando un neutrone urta un nucleo non si può dire con certezza se il nucleo si scinda o meno, né quanti neutroni verranno prodotti: conosciamo solo la probabilità di questi eventi. Allora simuliamo l’urto generando un numero casuale ed a seconda del numero uscito diciamo “è avvenuto questo o quell’evento”.

La simulazione consiste nello studio del comportamento di un sistema mediante la sua riproduzione in un contesto controllabile. Nella simulazione al calcolatore si costruisce un modello matematico costituito da equazioni che descrivono le relazioni tra le componenti del sistema oggetto di studio e il loro legame con il suo funzionamento/comportamento, con l’obiettivo di effettuare esperimenti “virtuali” sul modello matematico assumendo che i risultati di tali esperimenti costituiscano una “riproduzione” sufficientemente accurata del comportamento che avrebbe il sistema.

Questo allo scopo di accrescere la comprensione del suo funzionamento, verificare (o negare) la validità di ipotesi su di esso, raccogliere informazioni per poter formulare possibili previsioni, per implementare meccanismi di controllo del sistema modellato, ecc.

Apparentemente è semplice ma è molto potente. La base del metodo è il lancio dei dadi. Se si lancia un dado 100 volte e se ne registrano i risultati si scoprirà che i numeri presenti sulle sei facce usciranno circa un sesto di volte per uno, ma non esattamente. Questo perché i risultati sono casuali. Se si lancia il dado mille e poi un milione di volte, i risultati si avvicineranno sempre di più a quelli teorici. È la cosiddetta legge dei grandi numeri.

Il dado rappresenta i rischi, predicibili e distribuiti in modo uguale: ogni faccia/rischio ha un sesto di probabilità di accadere e cinque sestimi di non accadere. Ora, supponiamo che ogni dado sia un rischio di progetto e le facce rappresentino i possibili accadimenti.

Esempio: un dado rappresenta il rischio che un progetto venga ritardato a causa di cambiamenti nello staff. Una faccia potrebbe portare la possibilità che il progetto ritardi sei mesi a causa di un turnover del 20%, un'altra un ritardo di due anni a causa di un turnover dell'80%. Si possono introdurre dei pesi, per cui il dado potrebbe essere sbilanciato in modo da rendere più o meno probabili certi risultati. Ogni rischio avrebbe il suo dado: sviluppo con molti errori, tagli di budget, ecc.

Le simulazioni che usano il metodo Monte Carlo "lanciano" tutti i dadi/rischio assieme e ne registrano i risultati combinati. Più volte si tirano i dadi, più la distribuzione dei possibili risultati è esatta. Se si mettono i risultati su un grafico cartesiano ne risulta una curva che sembra un formicaio, dove il punto più elevato rappresenta il risultato combinato più probabile e le code laterali i risultati sempre possibili ma meno probabili.

Una volta determinato in questo modo il profilo di rischio di un progetto, è possibile inserire nel progetto ulteriori risorse (denaro e tempo, per esempio) per mitigare i rischi che si trovano nei punti più alti della curva. Se così la distribuzione dice che il progetto ha il 50% di probabilità di andare in ritardo di sei mesi, si può decidere di prevedere ulteriori tre mesi di tempo di sviluppo per mitigare questo rischio.

Le simulazioni Monte Carlo permettono di effettuare "analisi di sensibilità", ossia lanciare un solo dado tenendo fermi gli altri su di un certo risultato per vedere cosa succede quando cambia un solo rischio. Questo può consentire di scoprire che solo una piccola parte dei rischi presi in considerazione rappresenta la stragrande maggioranza delle probabilità globali di un progetto, e quindi concentrare su quelli le energie.

Le simulazioni Monte Carlo dovrebbero essere effettuate su tutti i progetti presenti per classificarli in ordine di rischio. Ciò consente di generare una frontiera della massima efficienza, ossia una linea che collega la combinazione di progetti che garantisce i maggiori benefici a un livello di rischio predeterminato. La frontiera efficiente permette di evitare rischi non necessari e impedisce

che venga scelto un progetto con rischi uguali ma benefici più bassi di un altro (Bagnoli e Moroni 2007).

5.5.2 Il metodo Monte Carlo nell'analisi del rischio in galleria

Spesso ci si trova di fronte a situazioni in cui si ha bisogno di conoscere la probabilità di un certo evento, ma le variabili che lo condizionano sono troppe e non è possibile svolgere i calcoli analitici. In tali situazioni si fa ricorso a metodi di campionamento simulato, cioè si simula la situazione nella quale si vuole calcolare la probabilità di un certo evento. Il metodo di Monte Carlo consiste nel produrre un numero N sufficientemente elevato di possibili combinazioni dei valori che le variabili di ingresso possono assumere e nel calcolarne il relativo output sulla base delle equazioni del modello. Per costruire ciascuna delle N combinazioni viene generato (ossia "estratto") casualmente un valore per ciascuna variabile di input, in accordo con la distribuzione di probabilità specificata e rispettando le correlazioni tra variabili. Ripetendo N volte questo procedimento (con N abbastanza "grande" da permettere risultati statisticamente affidabili) otterremo N valori indipendenti delle variabili di output, che rappresentano dunque un campione dei possibili valori assumibili dall'output, campione che potrà venire analizzato con tecniche statistiche per stimarne i parametri descrittivi, riprodurre istogrammi delle frequenze, e ricavare numericamente gli andamenti delle funzioni di distribuzione dell'output (Pizzarotti 2007).

Per scegliere a caso un elemento da un universo descritto dalla funzione di densità $f(x)$, si procede nel modo seguente (Figura 5.9):

- Si traccia il grafico della funzione cumulativa:

$$y = F(x) = \int_{-\infty}^x f(u) du$$

- Si genera un numero casuale compreso tra 0 e 1.
- Si riporta il numero così trovato sull'asse y e lo si proietta orizzontalmente sulla curva $y = F(x)$.
- Il valore di x così trovato sulla curva si assume come uno dei valori del campione di x .

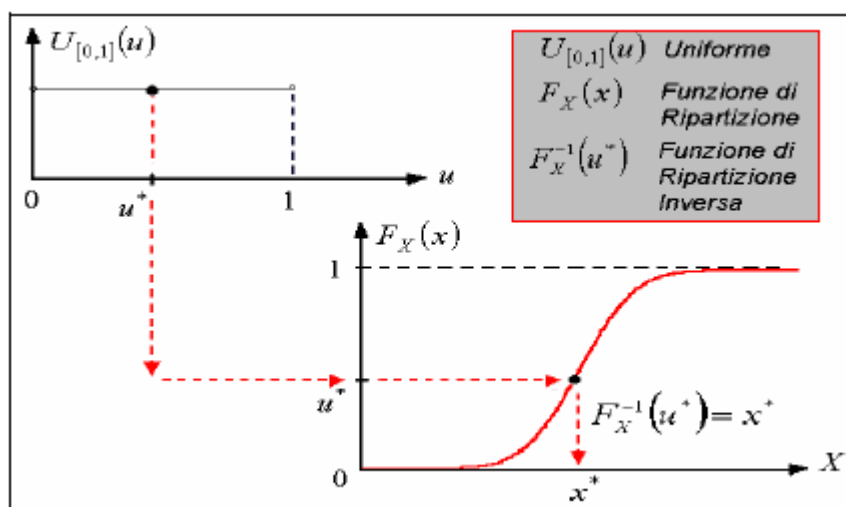


Figura 5.9: Descrizione del processo di generazione di un valore del campione x partendo da una distribuzione uniforme u (Gobbo e Casarin 2002).

Ad esempio (Pizzarotti 2007), per calcolare il fattore di sicurezza nell'ambito di un'analisi del rischio, è necessario partire dalle distribuzioni di probabilità dei parametri di caratterizzazione dei materiali.

Nello specifico, supponiamo si tratti:

- ✓ del modulo di deformazione E ;
- ✓ della coesione c ;
- ✓ dell'angolo di resistenza al taglio ϕ ;

Si assume che le distribuzioni dei parametri di caratterizzazione del terreno si configurino come distribuzioni normali individuate, come precedentemente richiamato, dalle sole due grandezze caratteristiche media e deviazione standard. Date le distribuzioni cumulate dei parametri, con il metodo Monte Carlo è possibile estrarre casualmente N set di valori di detti parametri, con i quali eseguire N calcoli analitici del fattore di sicurezza. Il risultato finale sarà in tal caso una distribuzione di N fattori di sicurezza che, in generale, sarà anch'essa normale (Figura 5.10).

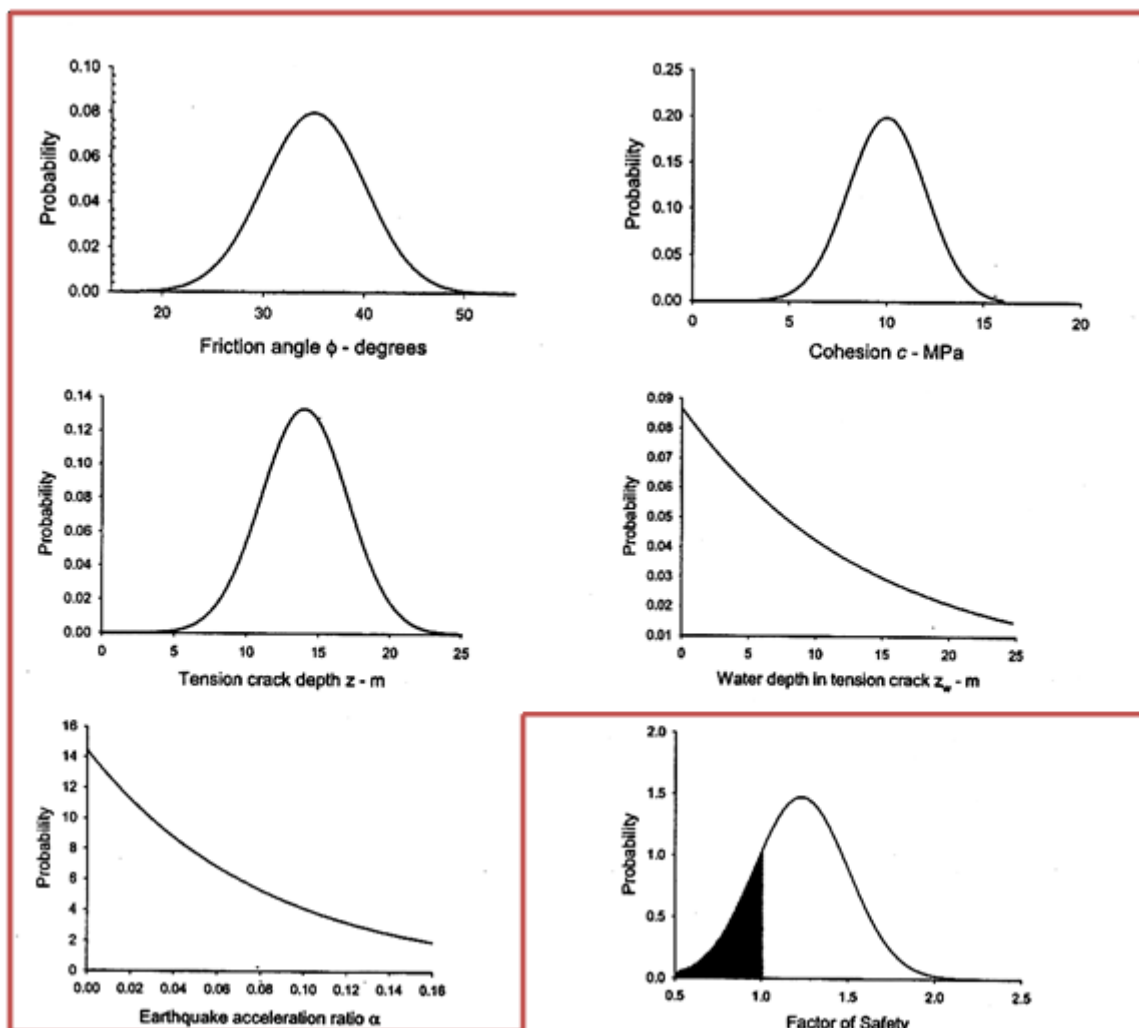


Figura 5.10: Esempio di distribuzione di probabilità dei parametri tipici dell'analisi di rischio e del relativo fattore di sicurezza (Pizarotti 2006).

5.6 Confronto tra rischio atteso e rischio accettabile

Poiché, come visto nella quotidianità progettuale è necessario imparare a convivere con un livello di rischio non nullo, risulta fondamentale limitare convenientemente tale rischio, attraverso opportuni livelli soglia considerati accettabili.

Un esempio di tale concetto è riportato nella *Figura 5.9* che rappresenta alcuni livelli di rischio ritenuti accettabili da diversi organismi governativi nel mondo. Si noti il punto indicato come "Proposed BC Hydro individual risk" pari a 10^{-4} (1 su 10.000): esso è basato sul concetto che il rischio legato ad un'opera ingegneristica non deve oltrepassare il livello di rischio individuale "di morte naturale" che caratterizza la porzione più sicura di popolazione (ragazzi dai 10 ai 14 anni).

Tale valore viene anche riconosciuto come limite tra rischio volontario e rischio involontario (Nielsen et Al. 1994).

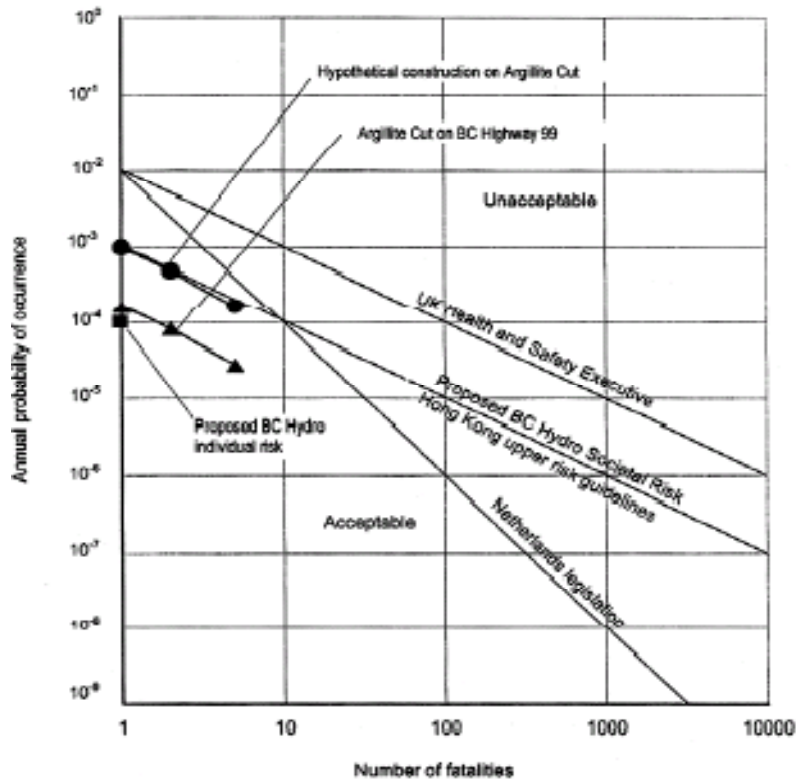


Figura 5.11: Rappresenta alcuni livelli di rischio ritenuti accettabili da diversi organismi governativi nel mondo. "Proposed BC Hydro individual risk" (Nielsen et Al. 1999)

ESEMPIO L'analisi del rischio idrogeologico in galleria (Gattinoni e Scesi 2006)

Lo studio condotto analizza: i principali meccanismi che controllano le venute d'acqua in gallerie di media profondità in ammassi rocciosi fratturati sia in condizioni di saturazione che in condizioni di non saturazione, in relazione all'assetto geologico-strutturale e idrogeologico dell'area, con particolare riferimento al grado di interconnessione tra le discontinuità e tra i diversi livelli di acquiferi. La metodologia di studio utilizzata per il caso reale include l'uso accoppiato sia di metodi geognostici e analisi statistiche finalizzate alla valutazione del rischio idrogeologico nelle gallerie. In particolare, è stato analizzato il caso di una galleria di piccolo diametro, non impermeabilizzata, realizzata in rocce prevalentemente di tipo flyschoida (zona delle Prealpi Lombarde) caratterizzate da una permeabilità medio-bassa (Figura 5.11); la realizzazione della galleria ha avuto un impatto negativo sul regime di alcune sorgenti. Lo studio è stato articolato in due parti principali:

- ✓ la perimetrazione delle zone soggette a rischio idrogeologico, tramite la ricostruzione dei circuiti idrici sotterranei nelle differenti condizioni di moto, la valutazione delle portate drenate e la stima dei raggi d'influenza;
- ✓ la quantificazione, in termini statistici, del rischio idrogeologico sia per l'opera in progetto sia per l'assetto idrogeologico, attraverso il calcolo della probabilità che la portata drenata o l'abbassamento piezometrico prodotto dallo scavo superino dei valori limite ritenuti accettabili.

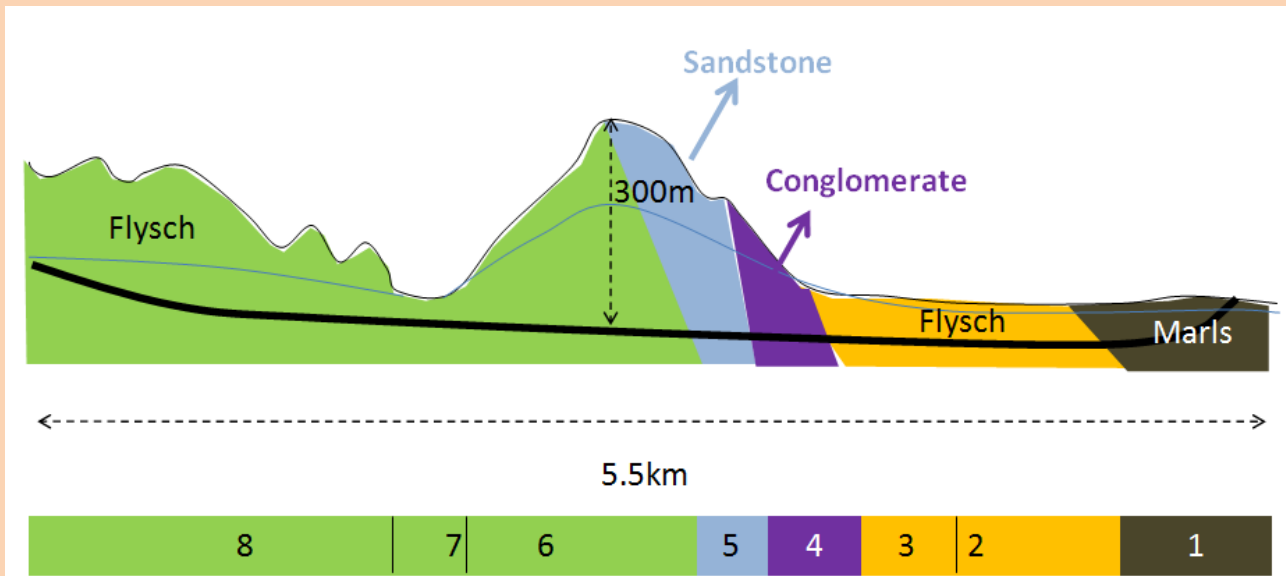


Figura 5.12: Sezione geologica verticale lungo la galleria traccia scura. La linea azzurra mostra il livello di falda. I numeri da 1 a 8 indicano le zone omogenee in cui si è suddivisa la galleria (Gattinoni e Scesi 2006).

Come si può osservare, la zona di influenza presenta larghezza variabile lungo il tracciato e non risulta simmetrica rispetto all'asse della galleria, a causa della forte inclinazione (generalmente superiore ai 45°) delle discontinuità presenti nell'ammasso roccioso (Figura 5.12). La verifica dei risultati ottenuti in fase di previsione è possibile attraverso un modello matematico che può simulare l'entità e la direzione del flusso interno alla galleria.

La delimitazione della zona d'influenza della galleria così ottenuta è relativa all'acquifero profondo contenuto all'interno dell'ammasso roccioso, direttamente interessato dallo scavo della galleria stessa. Per quanto riguarda, invece, l'acquifero superficiale contenuto nei depositi quaternari, diventa molto difficile definire una zona d'influenza con continuità lungo tutto l'asse della galleria, a causa della notevole variabilità dei materiali di copertura e dei loro spessori, nonché dei differenti rapporti di drenanza con l'acquifero profondo. Per delimitare la zona di influenza prodotta dalla galleria sull'acquifero superficiale è

quindi necessario delimitare le aree di interconnessione tra i due acquiferi e, di conseguenza, quantificare l'effetto drenante di tali fasce di interconnessione sulle acque di superficie, utilizzando ad esempio un approccio modellistico. In tal modo è possibile ricostruire i principali meccanismi che controllano localmente le portate drenate dall'acquifero profondo con e senza la galleria e determinare la dimensione della zona di cattura in funzione delle caratteristiche idrauliche delle zone di interconnessione, al variare delle condizioni al contorno (Figura 5.13).

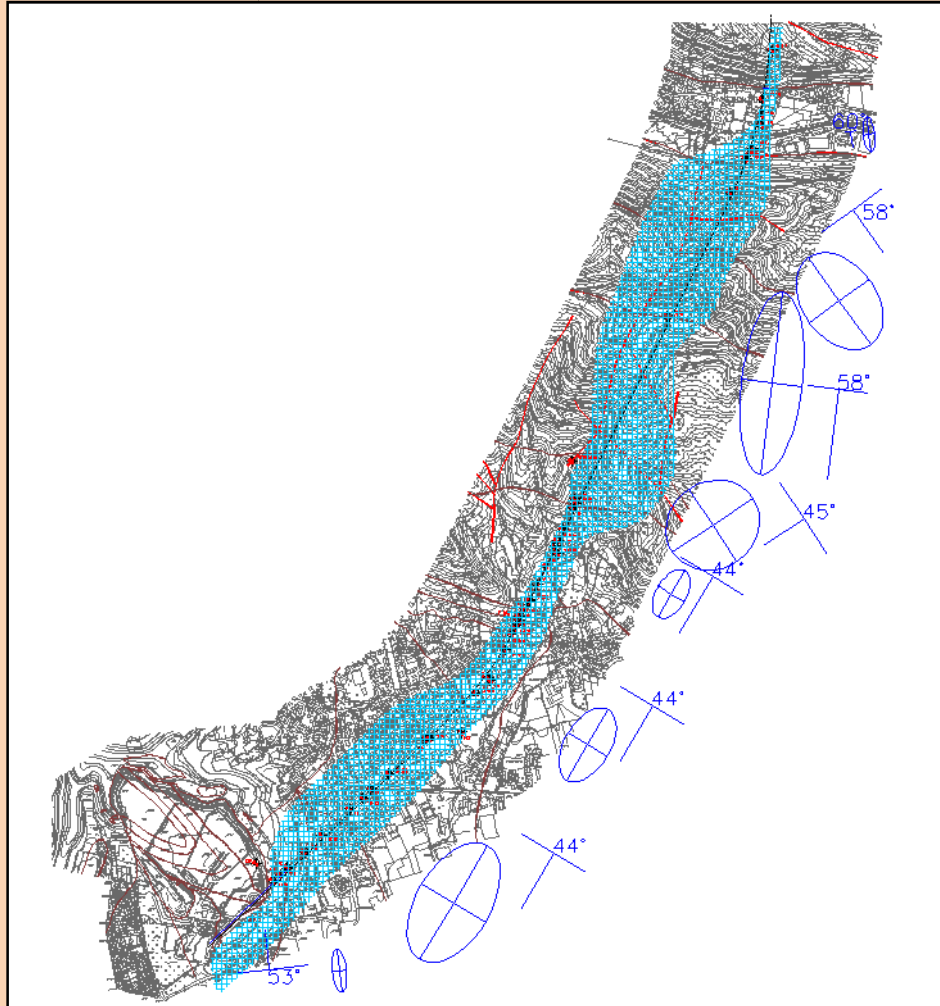


Figura 5.13: Esempio di delimitazione della zona di influenza di una galleria sull'acquifero profondo (in azzurro), in base all'anisotropia dell'ammasso roccioso (evidenziata in ellissi blu) (Gattinoni e Scesi 2006).

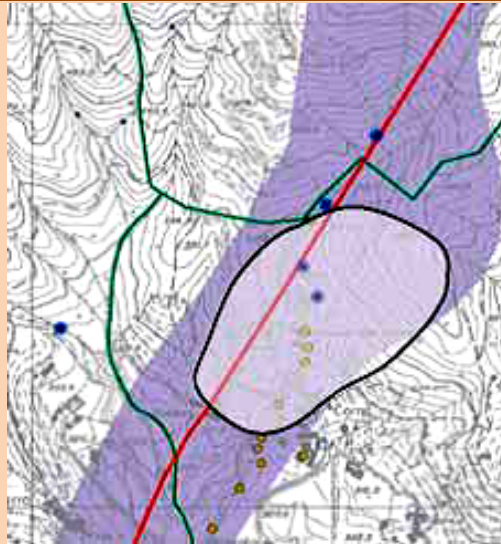


Figura 5.14: Esempio di delimitazione della zona di influenza di una galleria sull'acquifero profondo (nel colore più scuro) e sull'acquifero superficiale (nel colore più chiaro, bordato di nero). In rosso è indicata la traccia della galleria, i cerchi gialli indicano l'ubicazione dei piezometri e gli asterischi azzurri quella delle sorgenti (Gattinoni e Scesi 2006).

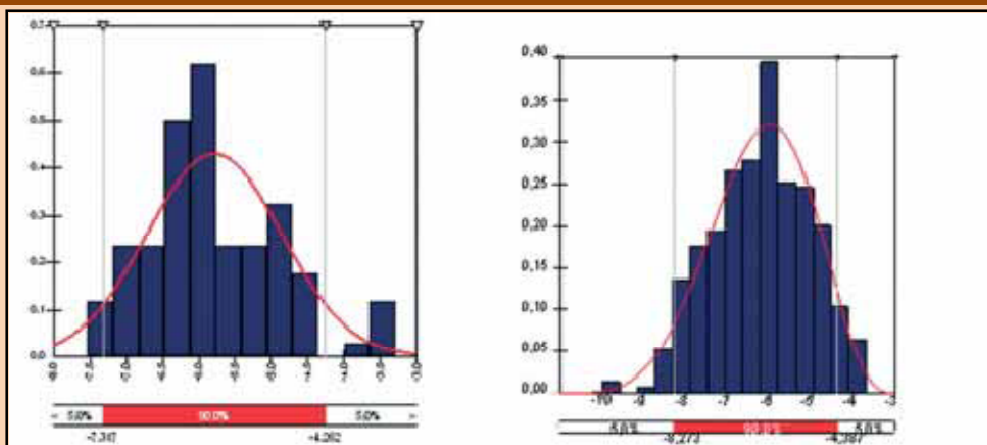
Per valutare statisticamente se e in quale misura l'opera costituisce un pericolo per l'assetto idrogeologico dell'area, in termini di variabilità delle portate drenate dalla galleria, abbassamento della piezometrica e depauperamento delle sorgenti. Si sono ricostruite le distribuzioni di probabilità della permeabilità (una per ciascuna zona omogenea *Figura 5.14*) e ci si è avvalsi di simulazioni Monte Carlo sia per definire il campo di variabilità delle portate drenate dalla galleria, sia per valutare la distribuzione di probabilità degli abbassamenti nel tempo. In quest'ultimo caso la "performance function" può essere scritta sotto forma di bilancio idrico su un volume di controllo delimitato superiormente dal piano di campagna, inferiormente dalla galleria, lateralmente dal raggio di influenza della galleria stessa. La "performance function" viene espressa come:

$$\frac{\Delta V_s}{\Delta t} = i - q_{s-p}$$

$$\frac{\Delta V_p}{\Delta t} = q_m - q_v - q_{gall} + q_{s-p}$$

Dove:

- ✓ V_s e V_p = sono rispettivamente i volumi d'acqua dell'acquifero superficiale e profondo;
- ✓ i = è il tasso di infiltrazione, che può essere stimato a partire dalle distribuzioni statistiche delle piogge *Figura 5.15*;
- ✓ q_m e q_v = sono rispettivamente le portate nella falda profonda nella sezione di monte e di valle del volume di controllo, che possono essere desunte dai risultati della modellazione numerica o dal bilancio idrogeologico;
- ✓ q_{s-p} = è la portata scambiata tra i due acquiferi, mentre q_{gall} è la portata affluente in galleria, entrambe calcolate attraverso formule analitiche in funzione della distribuzione statistica di alcuni termini, con particolare riferimento alla permeabilità dell'ammasso roccioso.



(a)

(b)

Figura 5.15: Esempi di distribuzione di probabilità dei logaritmi della permeabilità in due zone omogenee; (a) in presenza di roccia sana la distribuzione che meglio approssima il campione (p -value) è $0\% < \alpha < 75\%$ risultata la Beta generalizzata; (b) in presenza di una zona di frattura si è invece optato per una distribuzione normale; (Gattinoni e Scesi 2006).

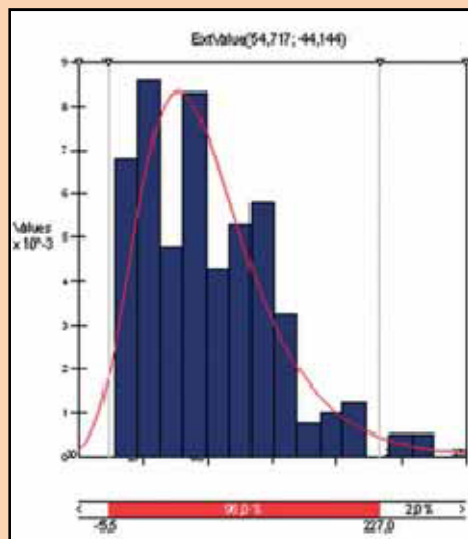


Figura 5.16: Distribuzione di Gumbell rappresenta molto bene la distribuzione di probabilità dell'infiltrazione (Gattinoni e Scesi 2006).

Inoltre è possibile ricostruire la distribuzione di probabilità della portata drenata dalla galleria, ottenendo quindi non solo la portata media che ci si attende, ma anche la probabilità che possa verificarsi una venuta d'acqua di una certa entità (Figura 5.16).

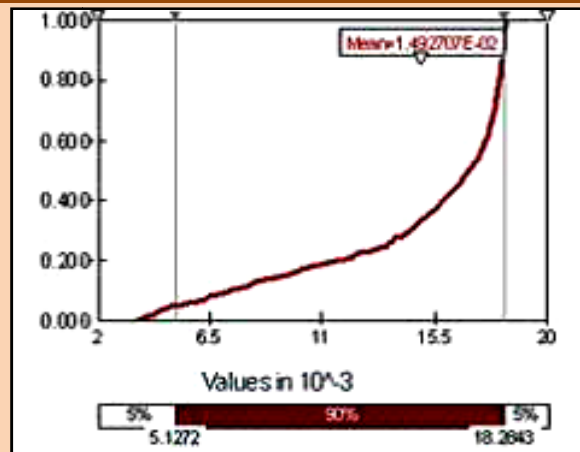


Figura 5.17: Distribuzione di probabilità della portata drenata dalla galleria [mc/s] in un tratto omogeneo di circa 100m di lunghezza; (Gattinoni e Scesi 2006).

La quantificazione del rischio idrogeologico connesso alla realizzazione di una galleria deve essere condotta considerando due punti di vista:

- ✓ quello dell'opera (quindi del progettista o del costruttore) per il quale è necessario valutare la probabilità che si verifichino afflussi in galleria superiori alla capacità di smaltimento delle acque prevista per l'opera (R_{H2O});
- ✓ quello ambientale (quindi della popolazione o degli amministratori pubblici) per il quale è fondamentale prevedere la valorizzazione della disponibilità idrica dell'area, ad esempio in termini di abbassamento del livello piezometrico (R_{abb}).

L'analisi del rischio dal punto di vista dell'opera, inteso come rischio che si verifichino delle venute d'acqua all'interno della galleria in grado di compromettere la funzionalità o la sicurezza. In questo caso l'analisi della distribuzione di probabilità ottenuta per la portata affluente in galleria può fornire indicazioni utili al progettista per la scelta degli interventi più adeguati per la mitigazione del rischio:

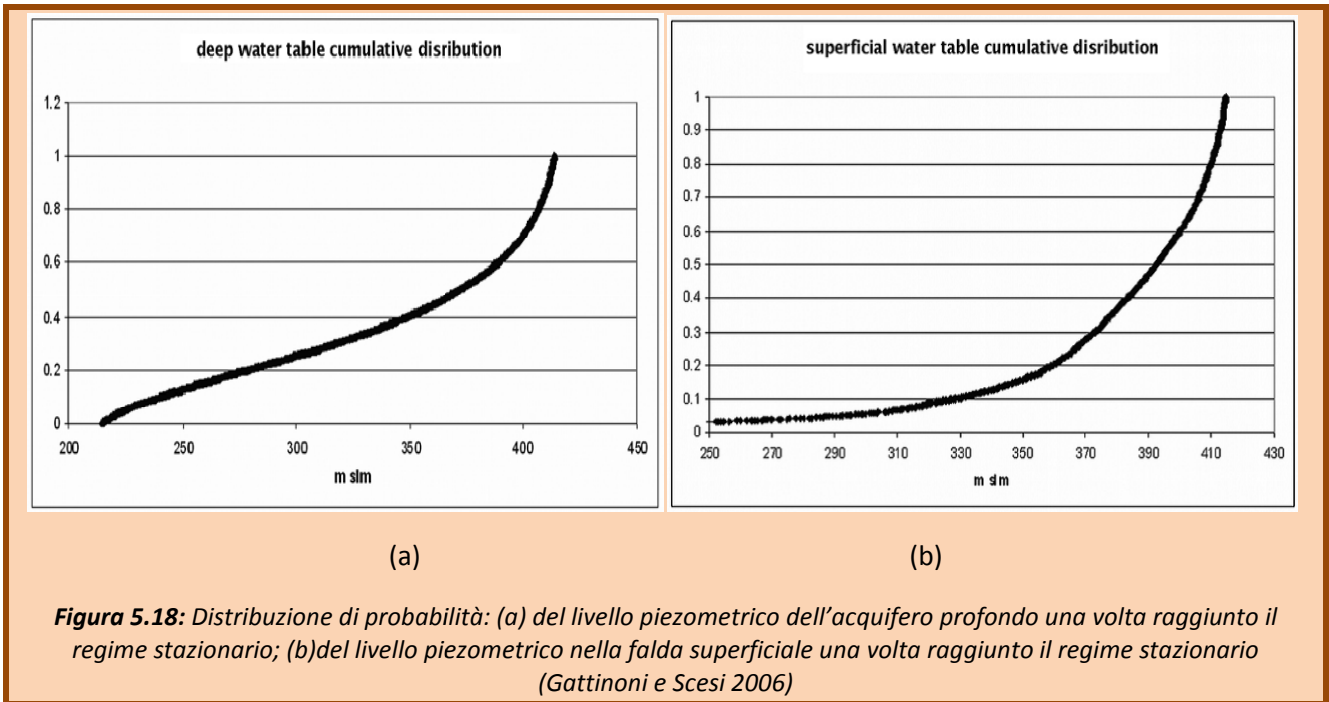
$$R_{H2O} = p[Q(t) \geq Q_{lim}]$$

Essendo Q_{lim} un parametro di progetto della galleria, strettamente connesso al dimensionamento delle opere di drenaggio previste.

Considerando l'analisi del rischio dal punto di vista dell'ambiente, è necessario stabilire un valore di abbassamento accettabile Δh , che permette poi di definire il rischio in funzione delle caratteristiche geologiche, morfologiche, climatiche e di utilizzo della risorsa idrica (x_1, x_2, \dots, x_n) nell'area in esame come:

$$R_{abb} = p[\Delta h = g(x_1, x_2, \dots, x_n) < \Delta h_{lim}]$$

A questo scopo, a partire dalla "performance function", è possibile procedere alla simulazione degli scenari di rischio, valutando la distribuzione di probabilità degli abbassamenti piezometrici prodotti dall'opera sui diversi comparti acquiferi (Figura 5.17a-b). Per stabilire un valore di abbassamento accettabile, in termini di disponibilità delle risorse idriche superficiali, si è considerata la portata media delle sorgenti e si è scelto come abbassamento piezometrico accettabile quello che produce una riduzione di portata pari al 20%. Nel caso in esame si è stimato un abbassamento accettabile pari a 10m, al quale corrisponde una probabilità di superamento dell'83%. Il rischio di esaurimento delle sorgenti risulta invece legato ad un abbassamento piezometrico pari a 25m, con un rischio relativo pari al 18%.



5.7 Conclusioni

Quantificare il rischio (R) significa conoscere i tre termini H, W, V che lo compongono poiché il rischio è definito come il prodotto dei tre fattori: pericolosità, valore degli elementi esposti e vulnerabilità.

In questa sede possiamo intendere la quantificazione del rischio come l'insieme di operazioni che permettono di identificare un parametro legato alla manifestazione di una situazione di pericolo presentata nel *Capitolo 2*. Un parametro, che si presta molto bene a questo compito è la funzione obiettivo $g(X_1, X_2 \dots X_n) = 0$ opportunamente scelta come stimatore della sicurezza del sistema considerato.

La quantificazione del rischio può ritenersi conclusa una volta individuato il valore della funzione obiettivo $g(X_1, X_2 \dots X_n) = 0$.

Nelle successive fasi si andrà a stabilire il livello di rischio andando a confrontare il valore della funzione obiettivo g con delle soglie a cui corrisponde un prefissato valore di rischio, tale fase è individuata come *valutazione del rischio*.

Cap. 6- Tecniche di riduzione del rischio

6.1 Introduzione

Una volta identificate le tipologie di pericolo presenti, si procede nella progettazione dell'opera con interventi finalizzati alla loro mitigazione o prevenzione. A questo scopo è spesso necessario intervenire migliorando le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce tramite le cosiddette "*tecniche di consolidamento*". In particolare, si fa ricorso a queste tecniche nel caso in cui sia necessario garantire adeguate condizioni di sicurezza; tale scelta avviene sulla base di un'approfondita campagna geognostica atta a mettere in evidenza le effettive proprietà del materiale da consolidare (Scesi et Al. 2003).

Nello specifico, progettare e costruire un'opera in sotterraneo significa intervenire su un equilibrio preesistente e procedere in qualche modo a un "disturbo pianificato" dello stesso, in condizioni note in maniera non esaustiva.

Un'altra particolarità delle opere in sotterraneo risiede nel fatto che, spesso, la fase in cui l'opera è maggiormente sollecitata non è quella finale di galleria terminata, sottoposta ai carichi esterni presunti all'atto del suo dimensionamento, bensì quella della fase costruttiva intermedia, molto più delicata in quanto gli effetti del disturbo causato dallo scavo non sono stati ancora completamente contenuti con le opere di rivestimento definitivo. L'obiettivo è far sì che le tensioni presistenti nell'ammasso, deviate dall'apertura del cavo, si canalizzino al suo contorno "*effetto arco*" creando delle zone di sovrasollecitazione in corrispondenza alle pareti di scavo.

Questa fase di passaggio appare particolarmente delicata se si pensa che è proprio dalla corretta canalizzazione del flusso di tensioni al contorno del cavo che dipende la tenuta e la durabilità dell'opera. La canalizzazione, compatibilmente con l'entità degli stati tensionali in gioco, in relazione alle caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno, si può produrre:

- ✓ in prossimità del profilo di scavo.
- ✓ lontano dal profilo di scavo.
- ✓ per niente.

Il primo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo ben sopporta il flusso delle tensioni deviate, rispondendo elasticamente in termini di resistenza e deformabilità.

Il secondo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo, non essendo in grado di sopportare il flusso di tensioni deviate, risponde anelasticamente e deformandosi proporzionalmente al volume di terreno coinvolto dal fenomeno di plasticizzazione; in questa situazione "l'effetto arco" si forma lontano dalle pareti di scavo e il terreno al contorno, ormai plasticizzato, potrà collaborare alla statica finale del cavo solo con la propria resistenza residua e darà luogo a fenomeni deformativi di notevole entità.

Il terzo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo, non essendo assolutamente in grado di sopportare il flusso di tensioni deviate, risponde in campo di rottura, producendo il crollo della cavità.

Dall'analisi di queste tre situazioni segue che:

- ✓ L'effetto arco per via naturale si produce solo nel primo caso.
- ✓ Nel secondo caso, l'effetto arco per via naturale si produce solamente se il terreno viene "aiutato" con adatti interventi di stabilizzazione.
- ✓ Nel terzo caso l'effetto arco, non potendo prodursi per via naturale, va prodotto per via artificiale, intervenendo adeguatamente, tramite tecniche di consolidamento, sul terreno stesso prima di scavarlo.

Risulta evidente che durante la progettazione di una galleria la fase più importante è studiare se e come l'effetto arco potrà innescarsi all'atto dello scavo del tunnel e poi garantire la formazione calibrando opportunamente, in funzione delle diverse situazioni tenso-deformative, modalità di scavo e interventi di stabilizzazione (*Lunardi e Focaracci 2000*).

Nel capitolo 2 sono state riportate le potenziali situazioni di pericolo, in senso geologico, nella realizzazione di gallerie; esse sono riconducibili, in estrema sintesi, ad una delle tre situazioni presentate precedentemente, dove, in funzione della formazione dell'*effetto arco* si andava a discriminare il comportamento tenso-deformativo del terreno interessato dallo scavo.

6.2 Tipologie di interventi

Il progettista ha a disposizione una vasta tipologia di interventi atti alla mitigazione e/o prevenzione del rischio nella fase di realizzazione di gallerie. Questi però sono essenzialmente classificabili in due tipologie di interventi:

- **Interventi migliorativi**, che agiscono sulle caratteristiche di resistenza di un terreno o di una roccia costituendo uno spessore di materiale consolidato all'intorno della zona dove viene realizzata l'opera.

- **Interventi conservativi**, il cui effetto primario è quello di contenere il decadimento della tensione principale. Sono impiegati per lo più durante l'esecuzione di un'opera in sotterraneo e tendono ad impedire il decadimento delle pressioni di contenimento dello scavo, in modo da mantenere praticamente indisturbate le condizioni tenso-deformative del terreno.

Poiché un particolare intervento può mitigare o prevenire diverse situazioni di potenziale pericolo, si è scelto di presentare i principali interventi che si utilizzano nella realizzazione di gallerie e a conclusione del capitolo tutti gli interventi sono riassunti in una tabella in cui viene associato ad ogni situazione di potenziale pericolo l'intervento più atto a ridurne l'intensità.

6.3 Iniezioni

Tale tecnica consente di migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno e quindi si annovera tra gli interventi di prevenzione del rischio.

L'applicazione della tecnica d'iniezione è stata forse il più valido contributo alla realizzazione delle gallerie in terreni incoerenti. Essa è spesso insostituibile per la sua adattabilità ad una ampia gamma di circostanze, in quanto consente di ridurre i costi, i tempi e i rischi dello scavo. Si utilizzano in prevalenza in rocce o in terreni dotati di una certa permeabilità. Si effettuano entro fori di sondaggio già predisposti e prevedono l'impiego di miscele cementizie o di soluzioni chimiche.

Per le operazioni di iniezione si può ricorrere a tecniche diverse (intasamento o fratturazione controllata), in funzione dell'obiettivo che si vuole raggiungere, oltre che delle caratteristiche geologico-tecniche del terreno da trattare e delle condizioni logistiche entro cui si deve operare.

➤ **Applicazione e limiti**

La principale applicazione delle iniezioni è relativa all'incremento della capacità portante del terreno e alla riduzione di permeabilità nel caso l'iniezione prevedesse anche l'utilizzo di bentonite. Nel caso specifico di opere in sotterraneo sono le principali tecniche sono(*Figura 6.1*):

- ✓ *In avanzamento a partire dal fronte di scavo, con raggere coniche di fori suborizzontali distribuite in modo da ottenere un arco di terreno trattato con un dato spessore minimo, a partire dall'estradosso della costruenda calotta (Figura 6.2).*
- ✓ *Dall'alto, con fori verticali distribuiti in modo da consolidare un volume di terreno adeguato alla stabilità delle sedi stradali e dei fabbricati circostanti.*
- ✓ *In avanzamento a partire da un cunicolo preventivamente eseguito con raggere di fori normali all'asse della galleria, eseguiti ed iniettati quando non è possibile operare dall'esterno (Figura 6.3).*

- ✓ Dal cunicolo di manovra posto al di sopra della sezione di scavo della galleria, procedendo poi dall'alto con fori verticali e inclinati; tale tipologia di intervento viene utilizzata prevalentemente in presenza di falda.
- ✓ Dall'alto e lateralmente durante l'esecuzione di due gallerie parallele; in tal modo il trattamento della seconda galleria può essere effettuato durante l'avanzamento della prima (Figura 6.4).

I principali limiti delle iniezioni sono:

- ✓ scarsa penetrabilità in materiali molto fini;
- ✓ in particolare per le soluzioni chimiche, scarsa durabilità ed elevato potere inquinante.

In ogni caso, se la pressione impressa alle miscele è troppo elevata si possono creare delle rotture incontrollate nel terreno, accompagnate talvolta anche da veri e propri sollevamenti. Al contrario, pressioni troppo basse riducono il raggio di influenza della miscela, incrementando i tempi di lavoro. Pertanto, di norma, non si superano mai pressioni di 40 atmosfere.

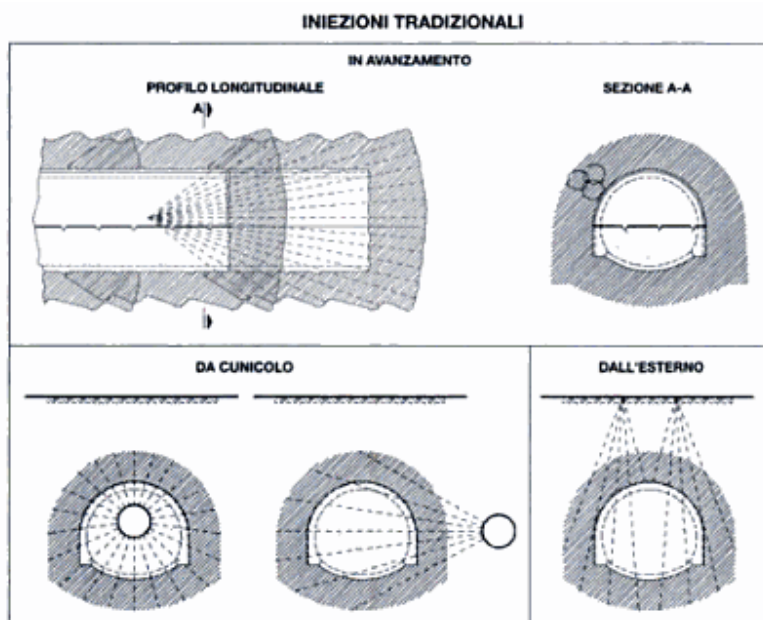


Figura 6.1: Precontenimento del cavo mediante iniezione di miscele cementizie (Norme Tecniche per le Opere in Sottterraneo 1993).

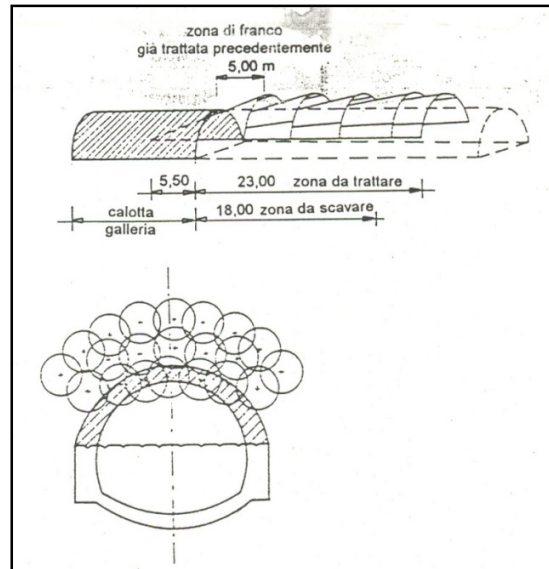


Figura 6.2: *Trattamento con iniezioni realizzate per tronchi successivi dal fronte di avanzamento tramite una serie di fori distribuiti secondo coni concentrici (documentazione Rodio).*

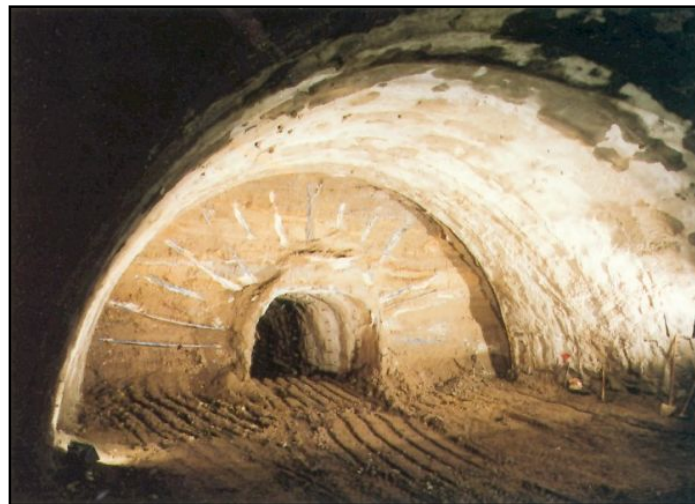


Figura 6.3: *Esempio di iniezioni a raggiera per il preconsolidamento da cunicolo pilota (Scesi et Al. 2003).*

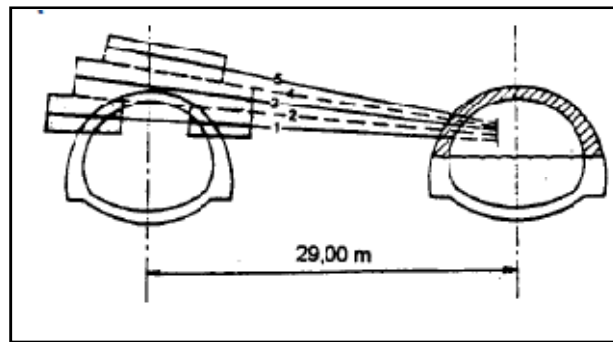


Figura 6.4: *Trattamento con iniezioni realizzate tramite fori praticati da una galleria affiancata (documentazione Rodio).*

ESEMPIO **Intervento per la riduzione del rischio di distacco gravitativo di blocchi lapidei**

Un intervento di consolidamento verticale (Figura 6.5) è stato eseguito presso il cantiere S. Leonardo (R.T.I.: Pizzarotti&Co. Spa – Mandataria, A.I.A. Costruzioni Spa e C.R.C.P.I.) sito in Termini Imerese. Durante lo scavo della galleria idraulica M.te Pileri (sezione: 4200 mm, lunghezza: 1928 m) eseguito mediante impianto meccanizzato fresante a piena sezione (TBM) si sono verificati rilasci di materiale sciolto di grossa pezzatura (50/200 cm) tali da creare ampie cavità ed il blocco della testa fresante.

La modesta copertura ha consentito di effettuare un intervento di consolidamento dall'alto. Sono state effettuate perforazioni verticali a maglie triangolari; sui fori laterali si è poi provveduto ad iniettare poliutero al fine di contenere ed ottimizzare le successive iniezioni cementizie nei fori centrali nei quali sono stati alloggiati tubi muniti di valvole per effettuare le iniezioni alle quote di interesse. Laddove le perforazioni hanno evidenziato la presenza di grosse cavità si è proceduto al pompaggio di malta cementizia fluidificata, verificando sistematicamente la presenza della stessa nei fori limitrofi (Bringiotti, 2003).

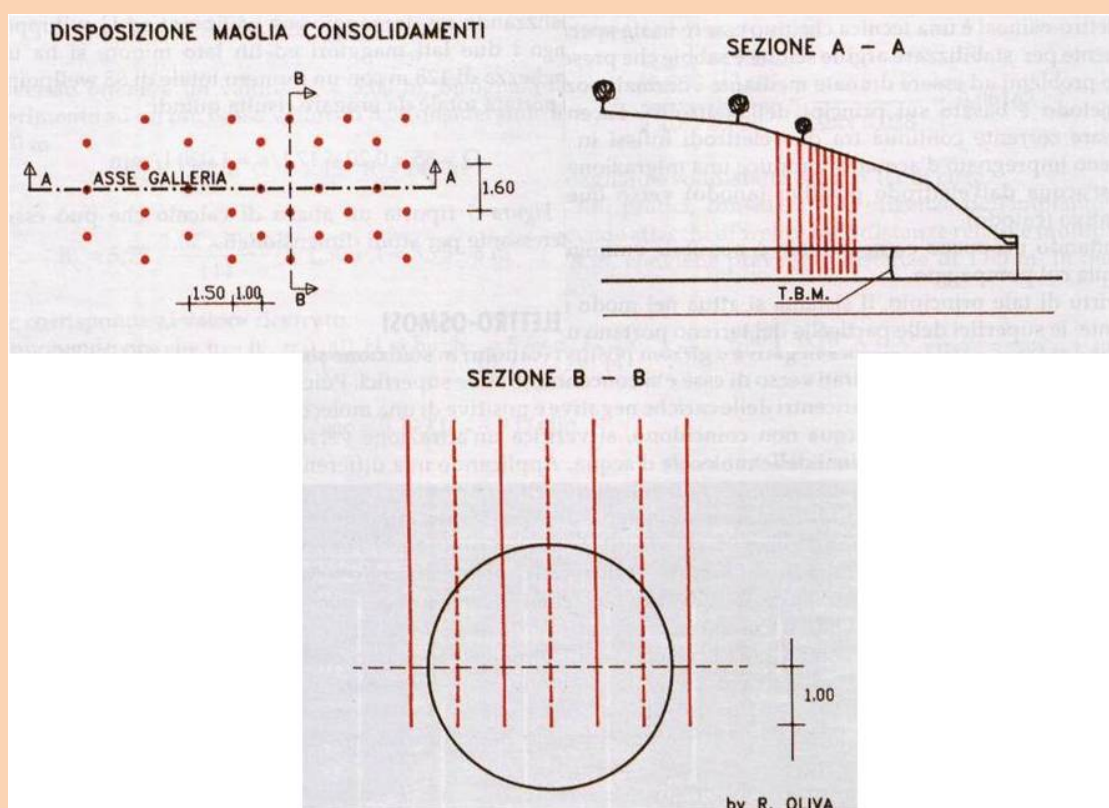


Figura 6.5: Schema esecutivo delle iniezioni (Bringiotti 2003).

6.4 Jet-grouting

È un metodo di consolidamento che consiste nell'iniezione di miscele ad altissima pressione. La sua proprietà peculiare consiste nella capacità di disgregare il terreno, miscelandolo contemporaneamente con un fluido cementizio stabilizzante fino a formare una colonna di materiale avente caratteristiche meccaniche migliori rispetto a quelle del terreno originario. Con il jet-grouting è anche possibile ottenere un notevole incremento dei valori di resistenza al taglio. Questo trattamento porta alla formazione di una serie di colonne di terreno consolidato, la cui disposizione varia a seconda del tipo di opera da attuare.

Ciascuna colonna prevede la realizzazione di una perforazione preliminare effettuata con una serie di aste dotate alle estremità di un utensile per l'iniezione, denominato *monitor* (Figura 6.6).

Contemporaneamente all'estrazione delle aste viene iniettata la miscela a pressioni elevatissime (fino a 60 MPa) attraverso gli ugelli posti nel *monitor*. Le dimensioni e le proprietà meccaniche delle colonne di terreno trattato dipendono dal tipo di terreno, dalla composizione della miscela utilizzata, dalla pressione di iniezione e dalla velocità di risalita e di rotazione del *monitor*. Il diametro di ogni singola colonna varia da 80 a 100 cm nei terreni incoerenti con bassa densità relativa a 40-50 cm nei terreni coesivi di media consistenza (Scesi et Al. 2003).

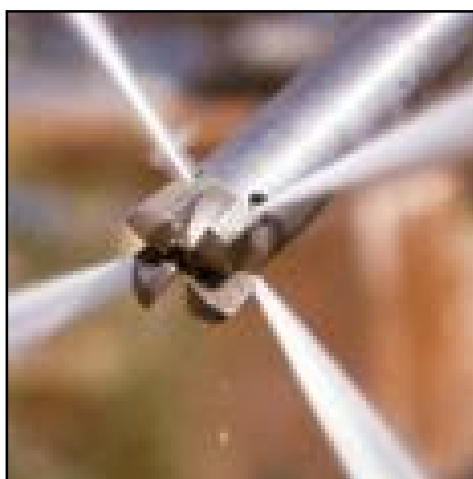


Figura 6.6: Monitor: Utensile per le iniezioni con jet-grouting (Scesi et Al. 2003).

Esistono vari sistemi di iniezione ad altissima pressione che differiscono fra loro per le modalità con le quali avviene la disgregazione del terreno (Figure 6.7-6.8) .

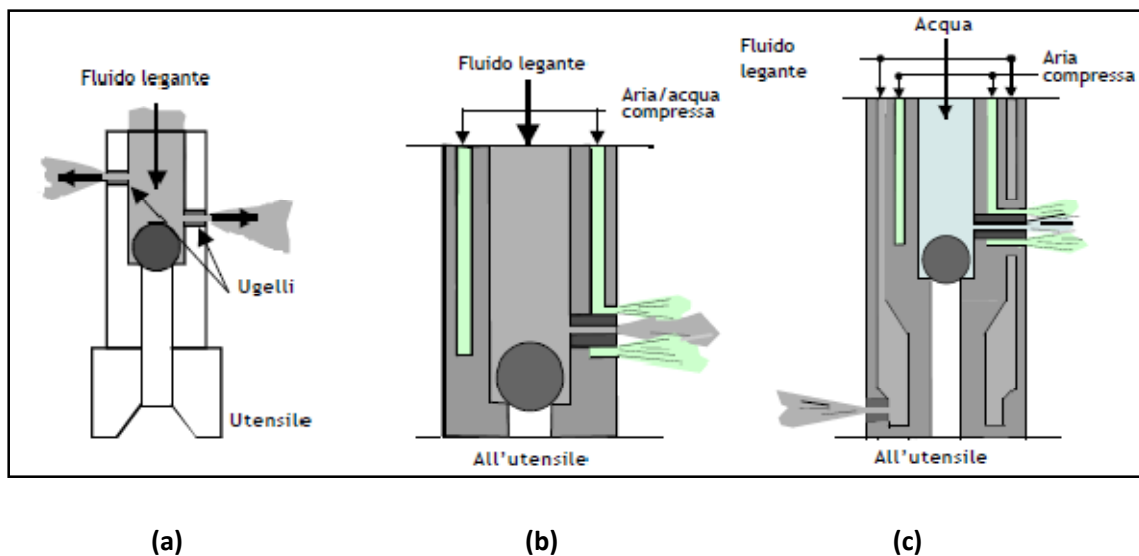


Figura 6.7: Utensili di perforazione e d'iniezione: (a) metodo monofluido; (b) metodo bifluido; (c) metodo trifluido (Como e Como 2005).

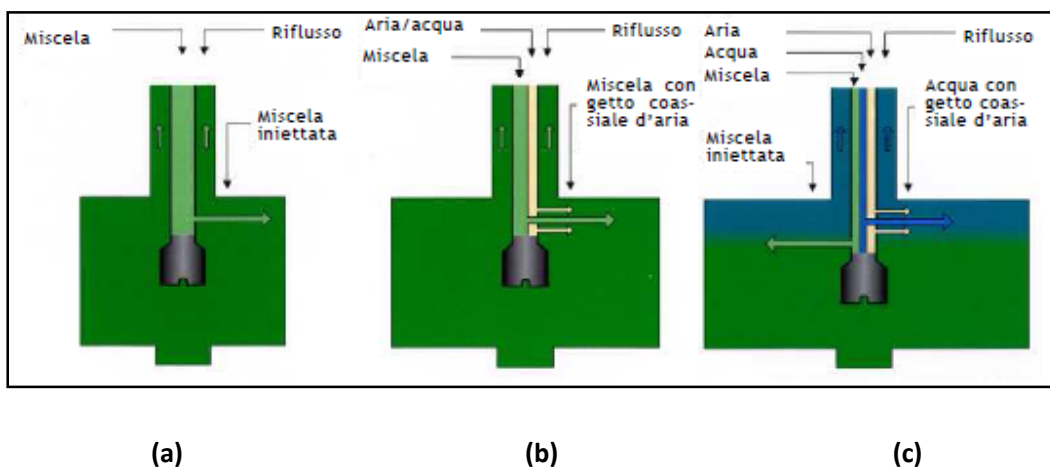


Figura 6.8: Schema di principio dei tre metodi jetting: (a) monofluido; (b) bifluido e (c) trifluido (Como e Como 2005).

Nel caso poi si voglia produrre, con il jet-grouting, una riduzione della permeabilità nei terreni granulari si aggiunge alla miscela un prodotto stabilizzante, quale la bentonite.

➤ **Applicazione e limiti**

Il jet-grouting può essere impiegato secondo varie modalità, singolarmente o come supporto ad altre tecniche, qualora queste si presentino inadeguate. Ad esempio, è stato largamente utilizzato nella realizzazione di gallerie superficiali entro terreni coesivi oppure per consolidare rilevati ferroviari o imbocchi di opere in sotterraneo.

Per quanto concerne in particolare tali opere, si possono effettuare trattamenti colonnari verticali dalla superficie (se la galleria non è molto profonda) per consolidare il terreno al contorno della sezione di scavo (*Figura 6.9*), oppure trattamenti suborizzontali eseguiti a partire dal fronte in avanzamento sia lungo il profilo di estradosso (*Figura 6.11*) che in corrispondenza del fronte stesso.

La sua applicazione in suborizzontale ha permesso di superare in un sol colpo tutte le difficoltà connesse con l'avanzamento di un cavo in terreni privi di coesione. Grazie all'ideazione di uno schema statico adatto alle caratteristiche del terreno trattato; uno schema statico, cioè, che facesse lavorare il materiale consolidato prevalentemente a compressione e taglio (*Figura 6.13*). Si tratta del famoso trattamento “ad ombrello” lanciato in avanzamento, con cui si innesca nel terreno un “effetto arco” in anticipo sullo scavo.

Il maggiore inconvenienti di questi trattamenti è l'estrema variabilità delle loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Queste sono infatti fortemente influenzate dalla natura e consistenza dei terreni attraversati, è dunque consigliabile tale impiego in terreni il più possibile uniformi (*Bringiotti 2003*).

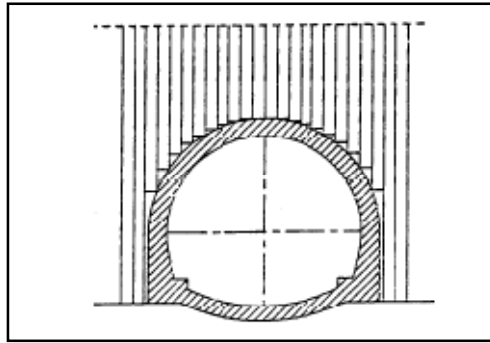


Figura 6.9: Trattamenti colonnari verticali eseguiti dalla superficie con la tecnica del jet-grouting (Casale 1991).



Figura 6.10: Macchina jet-grouting verticale dal piano di campagna (Scesi et Al. 2003).

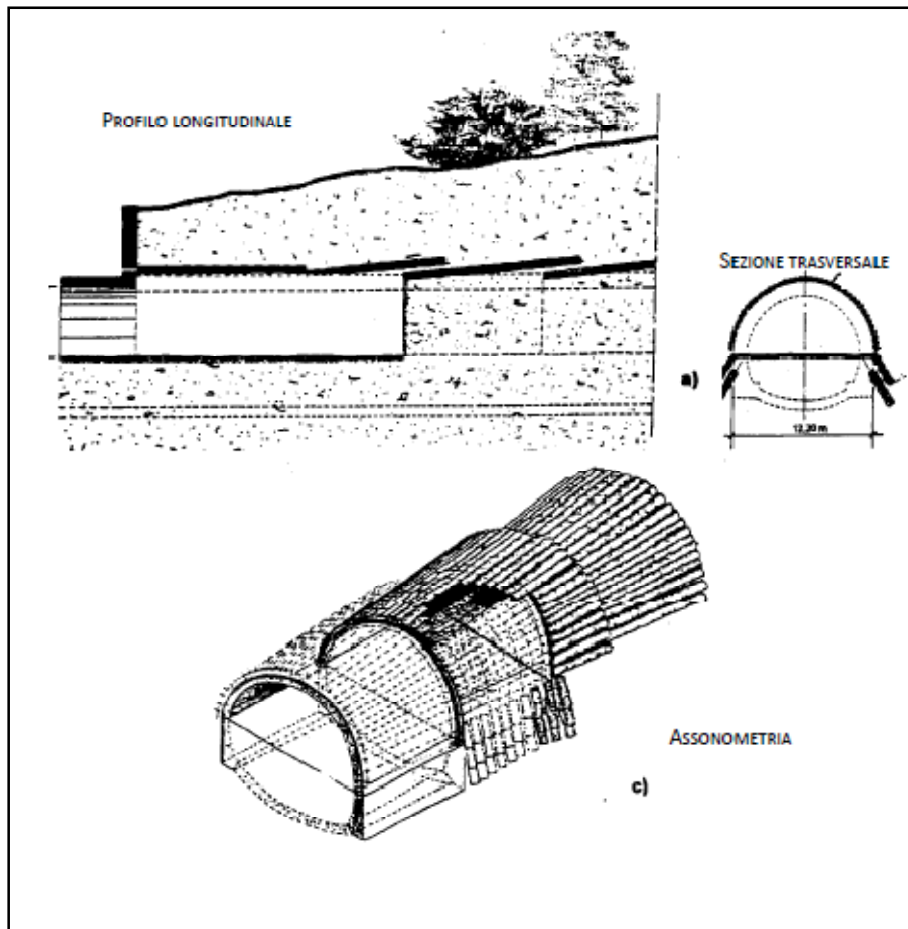


Figura 6.11: Trattamenti sub-orizzontali eseguiti con la tecnica del jet-grouting: a) sezione longitudinale; b) sezione trasversale; c) assonometria (Golinelli 1991)



Figura 6.12: Macchina per jet-grouting sub-orizzontale (Monaco 2009).

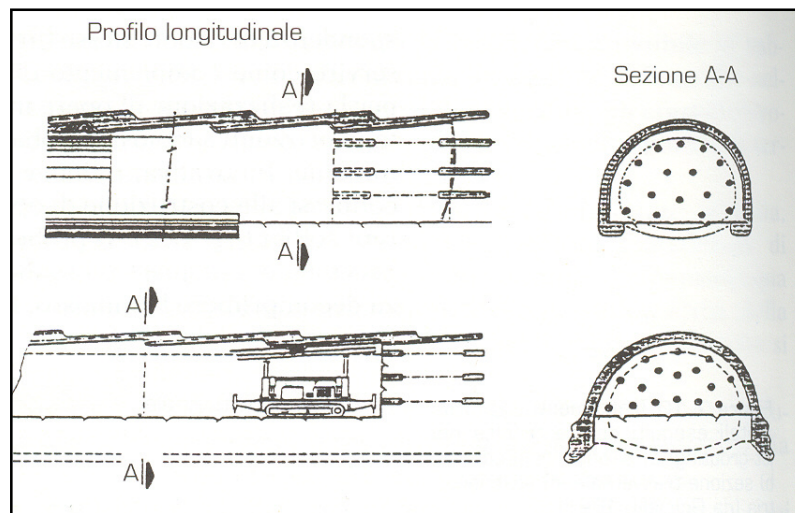


Figura 6.13: Precontenimento del cavo mediante jet-grouting suborizzontale (ANAS 1993).

ESEMPIO **Intervento tramite jet-grouting**

La circonvallazione di Bressanone (lavori, affidati dalla Provincia Autonoma di Bolzano all'impresa PAC S.p.A. di Capodiponte (Bs) in consorzio con le imprese Beton Eisack e Passeirer Bau) presenta delle criticità rappresentate dai sottopassi per la linea ferroviaria del Brennero dovute alla bassa copertura.

L'attacco degli scavi in sotterraneo della galleria sud (Figura 6.14) ha inciso il rilevato della linea ferroviaria con un angolo molto acuto e con coperture inferiori a 5 m, in terreni sciolti (riporti, depositi di conoide) per i quali è stato necessario intervenire mediante complesse opere di presidio. Nelle tratte in materiale sciolto di sottopasso della linea ferroviaria del Brennero sono state efficacemente applicate sezioni tipo con consolidamenti in avanzamento, sul fronte e sul contorno, con colonne jet-grouting $\varnothing = 600$ mm della lunghezza di 18 m, armate all'intradosso nella zona di calotta con tubi in acciaio $\varnothing = 114,3$ mm sp = 7 mm della lunghezza di 15 m. A seconda della criticità della condizione, la lunghezza del campo di avanzamento è stata dimensionata da 6m, 9m o 12 m in modo da ottenere una tripla, doppia o semplice sovrapposizione del trattamento in avanzamento, con un minimo di 6m. Lo scavo in sotterraneo in materiale sciolto con l'applicazione delle sezioni con consolidamento jet-grouting ha conseguito ottimi risultati in termini di resa del trattamento, di sicurezza dell'avanzamento e di produzione. Questo nonostante nelle tratte di imbocco, nei depositi di conoide, siano stati rinvenuti durante l'avanzamento trovanti di natura granitica in numero e dimensioni (fino a 100 trovanti per campo di avanzamento di lunghezza di 9 m, aventi dimensioni anche di diversi metri cubi) superiori a quelle previste dal progetto, che hanno comportato il ricorso sistematico all'esecuzione di prefori per la realizzazione delle colonne di terreno consolidato (Pizzarotti e Valdemarin, 2008).



Figura 6.14: Svincolo sud e galleria sud, imbocco sud: foto restituzione (Pizzarotti e Valdemarin 2008)

6.5 Congelamento

Questa tecnica viene di norma utilizzata nell'ambito della realizzazione di opere in sotterraneo che si sviluppano in contesti geologici assai complessi. In particolare, la sua applicazione riguarda la costruzione di gallerie e pozzi sottofalda.

Esistono diverse metodologie di congelamento, distinte in relazione al tipo di fluido frigorifero impiegato, e quindi alle temperature di utilizzazione (Scesi et Al. 2003).

➤ Metodo diretto

Utilizza azoto liquido a -196°C (Figura 6.15). Sfruttando come spinta la pressione formatasi all'interno dei serbatoi, l'azoto viene immesso mediante un tubo di distribuzione nel circuito di sonde congelatrici appositamente predisposte.

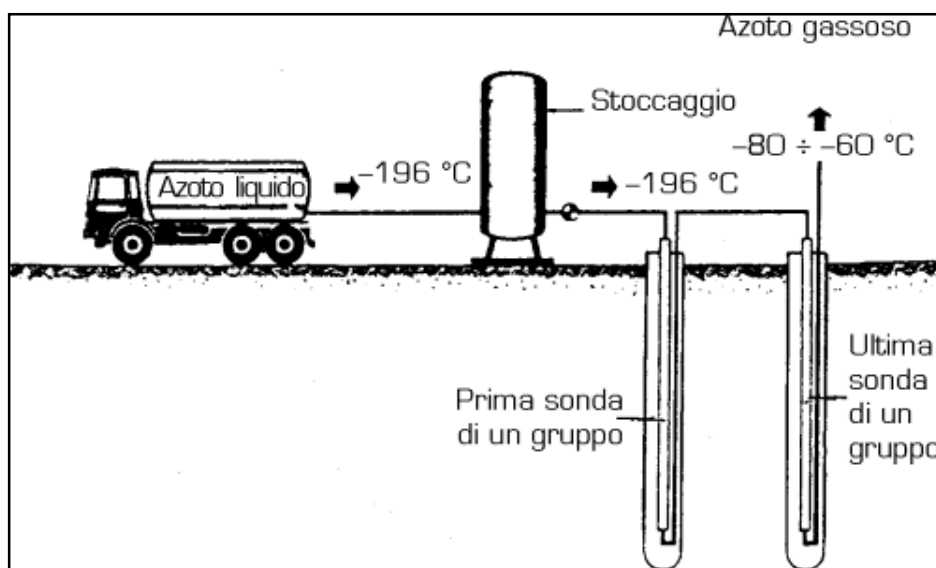


Figura 6.15: Attrezzatura utilizzata nel metodo diretto (Gallavresi 1991).

Con questa tecnica di congelamento si ottiene la costituzione della struttura di terreno congelato in circa 2-4 giorni, con la possibilità anche di affrontare situazioni difficili, costituite ad esempio dall'esistenza di correnti subalvee.

➤ **Metodo indiretto**

In questo caso il liquido frigorifero è una soluzione satura di cloruro di calcio in acqua (salamoia) che viene impiegata a temperature variabili, tra -25°C e -30°C.

Il tempo necessario al congelamento è di circa quattro settimane. Il minor rendimento criogenico di questo metodo rispetto a quello ad azoto liquido richiede una notevole precisione nello studio preventivo del terreno e nel dimensionamento dell'impianto frigorifero.

➤ **Metodo misto**

Consiste nel rendere complementari i due procedimenti sopra descritti utilizzando le medesime sonde congelatrici. Tale metodo si usa soprattutto per terreni difficili, dove è necessario il mantenimento della struttura congelata per un lungo periodo di tempo. Si utilizza l'azoto liquido per la fase di congelamento, mentre il mantenimento delle basse temperature viene assicurato con il metodo indiretto (Scesi et Al. 2003).

➤ **Applicazione e limiti**

A seconda del tipo di opera da realizzare, i settori di terreno congelato possono assumere varie forme (Figura 6.16):

- ✓ corone cilindriche verticali o tronchi di cono cavi nel caso di pozzi;
- ✓ corone cilindriche orizzontali o suborizzontali o volte resistenti per le gallerie "frozen ombrella" (Figura 6.17);
- ✓ strutture piane subverticali saldate inferiormente per le trincee.

E' necessario sottolineare che tale tecnica induce nei terreni delle modifiche strutturali che comportano notevoli aumenti di volume, favoriti dal progressivo incremento del tenore in acqua e dal suo passaggio allo stato solido durante il congelamento.

Un altro limite di tale tecnica è legata ai costi elevati dei trattamenti a cui si può ovviare in parte utilizzando il metodo indiretto nel quale all'aumentare delle dimensioni dell'intervento il costo unitario si riduce in maniera sensibile.

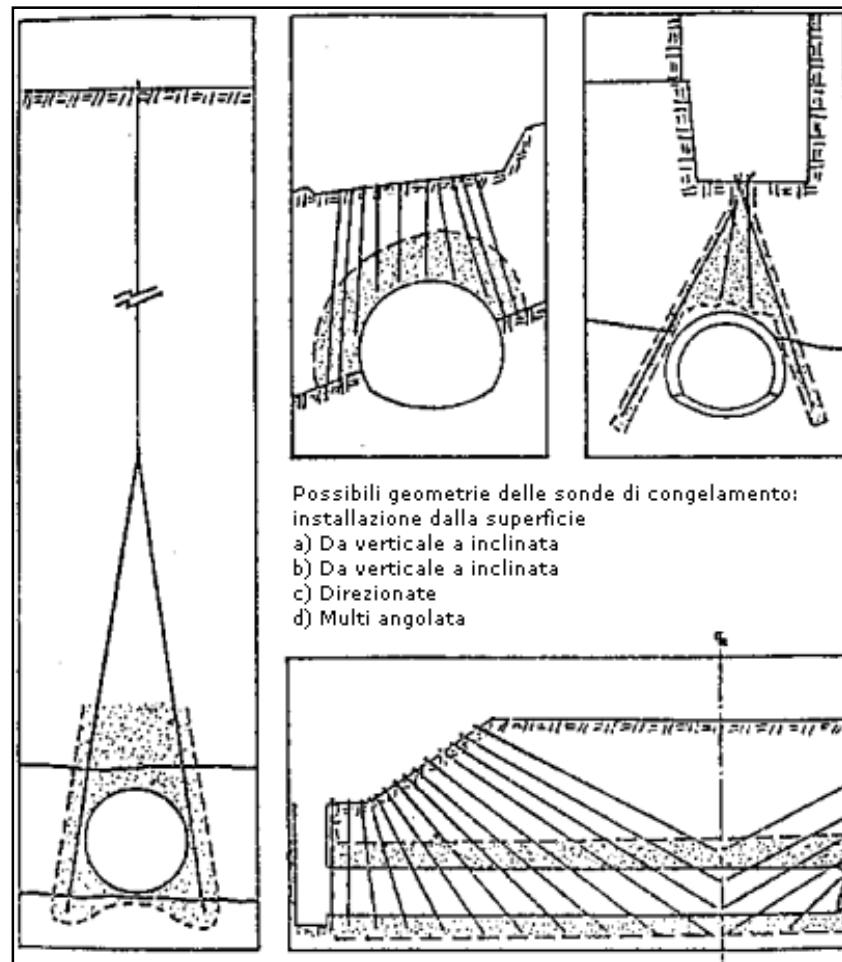


Figura 6.16: Possibili geometrie delle sonde di congelamento (Scesi et al. 2003).

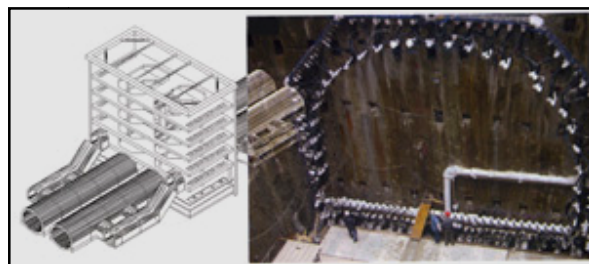


Figura 6.17: Schema funzionale della stazione-Sonde di congelamento attorno al volume da scavare (Trevi S.p.a).

ESEMPIO **Intervento tramite congelamento atto a ridurre il rischio di collasso della calotta**

Un'interessante esperienza sull'utilizzo di questa tecnologia di consolidamento viene dalla Danimarca, Storebaelt Tunnel. Lo scavo di 14,8 km di galleria ferroviaria e stradale era affidato a due TBM, le quali operavano alla quota di 75 m sotto il livello del mare (Figura 6.18). A causa delle basse produzioni di una di esse, dovute a svariati imprevisti il contatto tra le due macchine non potè avvenire nella zona dove le caratteristiche geologiche si presentavano ottimali, bensì nell'argilla morenica glaciale di permeabilità estremamente elevata. Si procedette quindi alla formazione di un "frozen ombrella", al di sopra della giunzione tra le due frese, finalizzato al getto di un giunto in calcestruzzo ricoprente la zona critica (Bringiotti 2003).

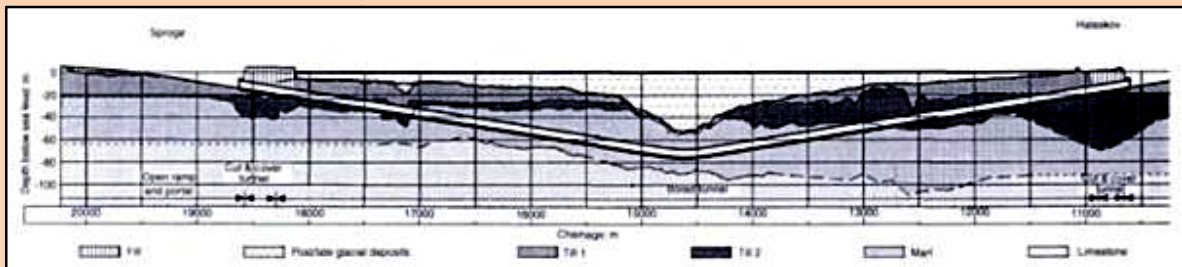


Figura 6.18: Tracciato della galleria ferroviaria Storebaelt (gotfredsen and Ostenfelds 1996).

6.6 Drenaggio

I sistemi di drenaggio hanno lo scopo di migliorare le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno, tramite l'allontanamento sia delle acque superficiali che di quelle presenti nel sottosuolo.

Nel caso delle gallerie il drenaggio può avvenire principalmente tramite:

- ✓ Well points
- ✓ Dreni suborizzontali

➤ **Applicazione e limiti**

Un abbassamento temporaneo della falda può essere ottenuto tramite pozzi drenanti e "well-points". Questi ultimi sono costituiti da tubi di piccolo diametro, forati nella parte terminale, con diametro dei fori di 4-5 cm, lunghi fino a 10 m, posti ad una distanza variabile di 2-4 m, collegati ad un unico tubo collettore. Essi hanno la duplice funzione di tubi di rivestimento e di emungimento.

Il loro impiego determina un abbassamento della falda di 4-5 metri. Per abbassamenti maggiori si deve ricorrere a batterie di well-point disposte a gradoni oppure a pozzi drenanti. I pozzi drenanti sono cavità verticali con diametri che vanno da 15 cm a oltre il metro. L'utilizzo di questi sistemi permette di eseguire lo scavo di una galleria in un terreno dalle proprietà meccaniche migliori in quanto l'acqua è stata allontanata dal volume di terreno interessato dall'opera.

L'allontanamento dell'acqua dal volume di terreno interessato dall'opera può avvenire anche tramite dreni suborizzontali. Si tratta di drenaggi realizzati mediante perforazioni a distruzione di nucleo in cui è inserito un tubo in PVC microfessurato rivestito con una guaina in tessuto non tessuto per evitare l'intasamento dei fori. Possono essere realizzati in avanzamento o radiali rispetto al perimetro del cavo (*Figura 6.19*). I primi sono indicati qualora sia necessario ridurre od abbattere le pressioni interstiziali nel terreno così da migliorare le caratteristiche di resistenza al taglio dell'ammasso ed eliminare l'acqua spesso responsabile dell'alterazione chimico-fisica del terreno.

I drenaggi radiali hanno invece principalmente lo scopo di accelerare i processi di drenaggio dell'acquifero per un più rapido abbattimento del livello piezometrico (Scesi et Al. 2003).

In ogni caso l'attraversamento di un acquifero è un'operazione molto delicata infatti bisogna porre la massima attenzione alla conservazione della risorsa idrica, ridurre al minimo gli abbassamenti del livello di falda ed evitare il prosciugamento delle sorgenti.

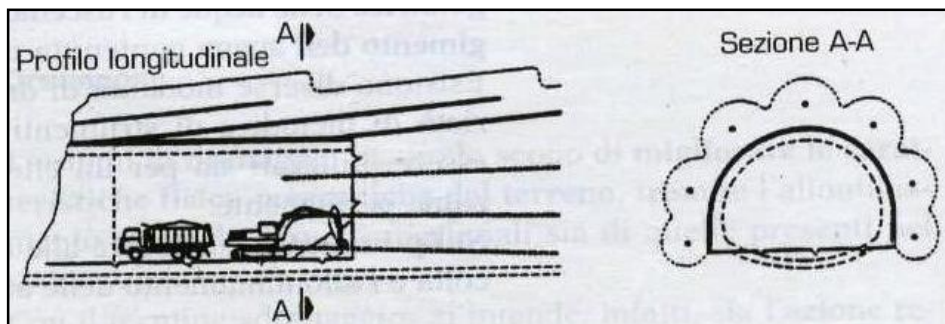


Figura 6.19: Precontenimento del cavo mediante drenaggi (ANAS 1993).

6.7 Impermeabilizzazione

L'esigenza di evitare la percolazione delle acque all'interno di una galleria può essere suggerita da due motivazioni:

- a) Difesa dell'opera dalle acque circostanti.
- b) Difesa dell'ambiente sottopassato nei confronti del drenaggio operato dallo scavo della galleria.

Nel primo caso si cercano di evitare i riflessi negativi che la percolazione delle acque all'interno della galleria sia in termini di sicurezza per il traffico che in termini di maggiore durabilità dei rivestimenti e delle caratteristiche meccaniche dei terreni a tergo di questi.

Nel secondo caso è la falda acquifera a dover essere protetta contro l'azione dannosa provocata dalla presenza della nuova opera. Infatti l'azione drenante provocata dal foro può avere notevoli ripercussioni sull'ambiente e sull'economia agricola o termale della zona. Tali fatti, attentamente

valutati nella realizzazione di un'opera in sotterraneo, devono condurre all'adozione di un sistema di impermeabilizzazione mirato a ripristinare le condizioni di equilibrio idrologico pre-esistenti. In questo caso occorrerà conseguire la completa impermeabilità della canna, pur accettando condizioni peggiorative per la statica dei rivestimenti, che risulteranno sollecitati da quelle sovrappressioni idrauliche.

In tali casi il sistema più completo e sicuro di impermeabilizzazione è senz'altro costituito dall'applicazione sulla superficie dello scavo, opportunamente regolarizzata, di uno strato inferiore di protezione e drenaggio (generalmente geotessile) seguito da uno strato propriamente impermeabile (Bringiotti 2003).

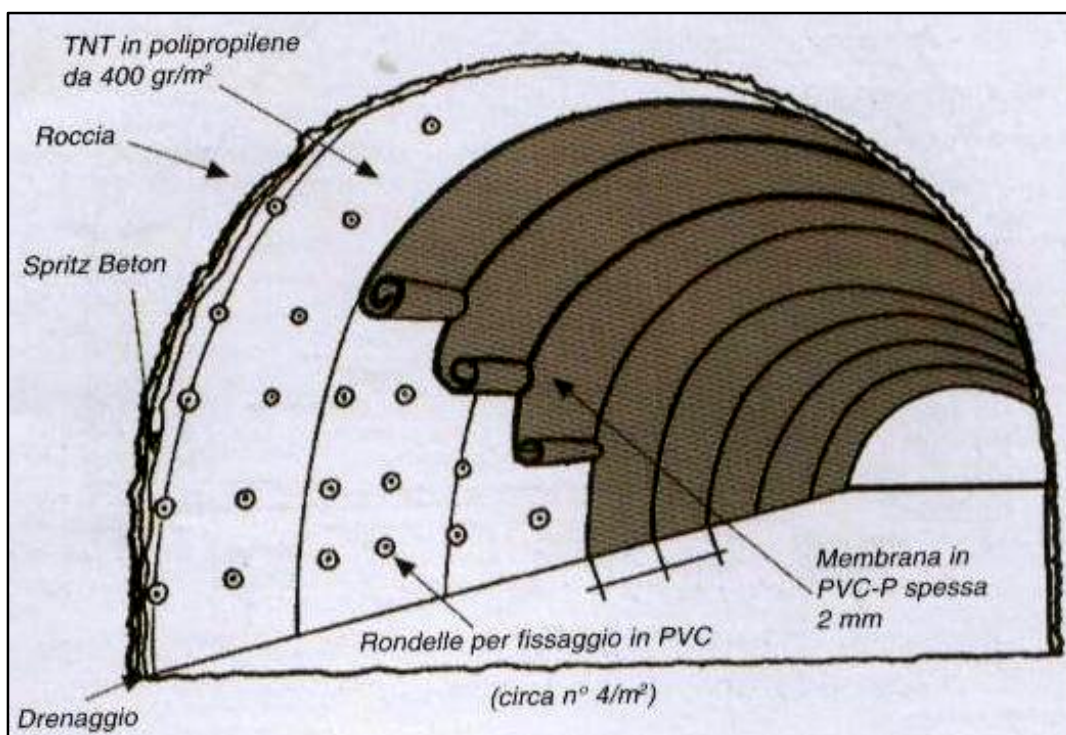


Figura 6.20: Schema di impermeabilizzazione (Bringiotti 2003).

6.8 Compattazione

La compattazione è una tecnica di consolidamento utilizzata nei terreni, con lo scopo di aumentarne la densità e conseguentemente di diminuirne la porosità. Nell'ambito di questo metodo si possono utilizzare tecnologie diverse, quali l'*infissione di pali* o la *vibrazione*. L'infissione di pali si adatta in modo particolare a limi sabbiosi e sabbie. I pali possono essere di vari tipi, in funzione sia del materiale di cui sono composti, che delle modalità di infissione nel terreno.

Nel caso specifico di costruzioni sotterranee questo metodo si riduce all'utilizzo di pali radice, ovvero pali a piccolo diametro, posti in opera tramite trivellazione a bassa pressione, con disposizione a raggiera. Spesso utilizzati per consolidare il terreno all'intorno del cavo di gallerie superficiali a foro cieco (Figura 6.21).



Figura 6.21: Tipo di intervento basato sull'impiego dei pali radice per eseguire alcuni tratti di gallerie superficiali (documentazione Layne Geoconstruction Spa).

ESEMPIO **Intervento atto a ridurre il rischio di instabilità generale dello scavo**

Si è reso necessario questo tipo di intervento per una galleria autostradale parietale (galleria Asino Morto) lunga 120 m, a scarsa copertura 70 m su di un versante fortemente acclive (Figura 6.22).

Tale opera presentava problemi di instabilità generale e del fronte di scavo dovuti alla geologia della zona costituita da detrito di falda caotico estremamente eterogeneo composto da grossi blocchi litoidi immersi in una matrice talco-argillosa, con abbondante presenza di acqua.

L'intervento consisteva nell'esecuzione di "pettini di micropali" introdotti nel terreno dalla superficie fino a raggiungere il piano di imposta della galleria. L'utilità dell'intervento è stata data dalla stabilizzazione del materiale detritico con la cucitura reciproca dei blocchi ed il rinforzo della matrice debole, il che ha permesso di costruire la galleria senza instabilizzare il versante (Bringiotti 2003).

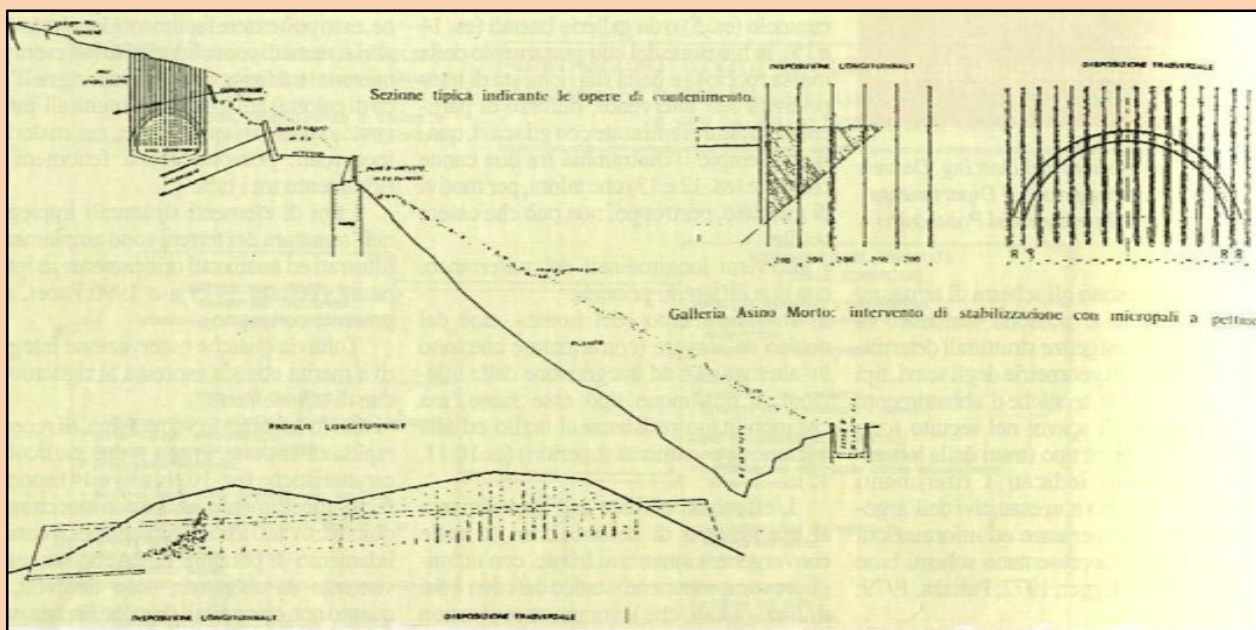


Figura 6.22: Intervento tramite batterie di micropali (Bringiotti 2003).

6.9 Spritz-beton

Lo spritz-beton associato a fogli di rete elettrosaldata, può essere messo in opera contestualmente a centine in acciaio, reti elettrosaldate, ancoraggi, lamiere protettive e pannelli scanalati, chiodi e calcestruzzo; la sua azione conservativa produce una mitigazione del rischio .

Dopo lo scavo si può applicare direttamente lo spritz-beton sulla roccia per sigillare la superficie e contrastarne l'allentamento.

Lo spritz-beton può svolgere sulla superficie rocciosa "nuda" i seguenti compiti:

- ✓ sigillatura parziale o totale (5 – 15 cm);
- ✓ strato portante di collegamento con la roccia (20 – 35 cm);

➤ **Applicazione e limiti**

Il vantaggio che offre lo spritz-beton è dato dalla sua deformabilità elastoplastica, soprattutto quando è fresco infatti le deformazioni della sezione di scavo dopo l'indurimento dello spritz-beton possono essere assorbite solo in parte senza che si determinano fenomeni di fessurazioni così dalla formazione di fessure si possono ricavare indicazioni visibili precoci sui movimenti della galleria. Eventuali deformazioni di una certa consistenza possono essere assorbite mediante l'esecuzione di giunti di dilatazione (riducendo lo spessore dello strato di spritz-beton) disposti in zone parallele all'asse della galleria. Lo spritz-beton si caratterizza perché ricopre la roccia per tutta la superficie e per la possibilità di presa rapida,ottenibile con l'aggiunta di speciali additivi.

I Vantaggi nell'utilizzo dello spritz-beton possono essere i seguenti:

- ✓ l'applicazione si svolge in un'unica fase operativa
- ✓ può essere applicato anche in calotta senza bisogno di casseforme
- ✓ l'applicazione non crea spazi vuoti tra lo spritz-beton e la roccia
- ✓ elevata aderenza al supporto
- ✓ possibilità di applicare strati di diverso spessore in un'unica operazione
- ✓ possibilità di modellare l'applicazione a piacere

- ✓ possibilità di applicazione immediata anche su superfici parziali
- ✓ relativamente flessibile nello stadio di indurimento
- ✓ impiegabile in combinazione con ancoraggi, reti elettrosaldate, centine in acciaio, ecc.

Alcune accortezze che vanno tenute presenti in fase di realizzazione sono le seguenti:

- ✓ Bisogna tenere presente che la roccia viene ulteriormente caricata con il peso proprio dello spritz-beton e quindi si determina un aggravio delle condizioni di stabilità
- ✓ Se dalla superficie dello scavo fuoriesce acqua, si deve captare localmente l'acqua e farla defluire (ad es. con semirivestimenti flessibili, pannelli di scolo, ecc.)
- ✓ In caso di venute d'acqua aggressive, il cemento, gli additivi e gli inerti impiegati devono essere resistenti ai solfati e deve essere ottenuto uno spritz-beton compatto, a bassa
- ✓ porosità, con limitata permeabilità all'acqua
- ✓ Inoltre, sempre in caso di venute d'acqua aggressive, se gli inerti impiegati risultano solubili, vi è il pericolo di intasamento del sistema di drenaggio. Perciò gli inerti a base di calcare non dovrebbero essere utilizzati (*Pellegrino 2007*).

6.10 Arco rovescio

Tale elemento strutturale permette un'azione di mitigazione del rischio. Ha un vasto impiego in situazioni dove la geometria della galleria presenta relativamente elevati paramenti verticali e la tipologia dell'ammasso roccioso tende a sollevare la platea ed a creare situazioni tensionali lungo le pareti dell'opera, generalmente si deve prevedere lo scavo di un arco rovescio in modo tale da poter posare in opera una struttura tale da fornire continuità geometrica e quindi meccanica-resistente all'anello eretto (*Figura 6.23*).

L'arco rovescio viene utilizzato per contrastare (*Bringiotti 2003*):

- ✓ Spinte del terreno dal basso verso l'alto
- ✓ Tensioni laterali, ortogonali alle gambe di appoggio.



Figura 6.23: Armatura dell'arco rovescio (Grandeviabilità trieste).

6.11 Anello di rivestimento

È un classico intervento di mitigazione che permette una riduzione del rischio, si tratta di una struttura realizzata in conci prefabbricati di c.a. di 25 cm di spessore. La sua forma troncata obliquamente permetterà di seguire il tracciato teorico della galleria con eccellente approssimazione, montando l'anello nella sequenza di volta in volta più opportuna. Questo sistema di rivestimento è utilizzato molto spesso quando lo scavo viene eseguito con una macchina TBM.

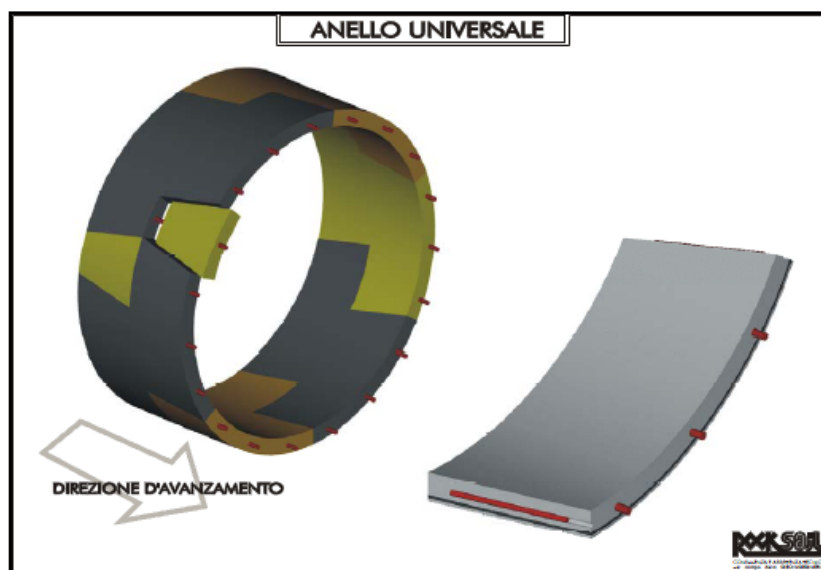


Figura 6.24: Anello di rivestimento (Lunardi 2000).

➤ **Applicazione e limiti**

Questo sistema di rivestimento si utilizza spesso quando lo scavo è realizzato tramite macchine TBM che provvedono anche all'installazione dei singoli conci che andranno a costituire l'anello, i conci possono essere: a *facce parallele* (rettangoli avvolti su un cilindro) che compongono gli "anelli retti" oppure a *facce non parallele* (trapezi avvolti su un cilindro) che compongono gli "anelli conici".

Gli "anelli retti" consentono solo il rivestimento di tratti rettilinei mentre gli "anelli conici" permettono di seguire le curve del tracciato (Pepe 2007).

ESEMPIO **Intervento tramite l'utilizzo di conci prefabbricati**

Il rivestimento della nuova linea 9 della metropolitana di Barcellona è costituito da anelli universali composti da conci.

In particolare durante la realizzazione della galleria metropolitana in funzione delle condizioni geologiche lungo il tracciato si sono utilizzate due tipi differenti di macchine TBM.

Questi tunnel sono rivestiti con anelli di conci prefabbricati di larghezza 1,8m, di spessore 0.35 e 0.40 m a seconda del tratto scavato e 10,9 m di diametro interno. Gli anelli sono di tipo universale. L'impermeabilità viene garantita da una guarnizione in neoprene insieme al riempimento anulare di malta di 180 mm di spessore (Sorgia 2010).

6.12 Armature

Questo tipo di intervento viene adottato nei terreni e nelle rocce, più o meno fratturate, abbinato ad altre tecniche, in modo da produrre un miglioramento del comportamento del terreno (soprattutto in termini di coesione e/o in parte anche dell'angolo di attrito interno) riducendone le caratteristiche di deformabilità. Ciò è reso possibile dall'inserimento, nel materiale da consolidare, di elementi strutturali più resistenti e rigidi del terreno stesso (barre, tubi, cavi in acciaio, ecc.)

Nell'ambito delle armature distinguiamo:

- ✓ *armature passive o precomprese*
- ✓ *infilaggi*
- ✓ *ancoraggi*

➤ **Armature passive o precomprese**

Sono utilizzate esclusivamente per la realizzazione di opere in sotterraneo. Si tratta di strutture disposte ortogonalmente rispetto all'asse del fronte di scavo; possono essere messe in opera prima dell'apertura della cavità o successivamente. Rientrano in questa categoria (*Scesi et Al. 2003*):

a) Quadri: si tratta di armature in legno, disposte a rettangolo intorno allo scavo. Generalmente presentano solo tre lati: la parte sommitale, detta "cappello", e i due fianchi, detti "piedritti". Tali armature, che vengono poi rimosse in fase di avanzamento, attualmente sono utilizzate solo per cunicoli secondari.

b) Marciavanti: si tratta di tavole, in legno o ferro, infisse con colpi di mazza intorno al quadro, in genere solo sul cappello, a volte anche lateralmente.

I vantaggi del ferro rispetto al legno consistono nella maggiore resistenza e durabilità e nel minor ingombro; risulta però meno adattabile e le riparazioni in opera sono più difficoltose. Analogamente ai quadri, si tratta di armature che vengono rimosse all'atto dell'esecuzione del rivestimento definitivo e non sono praticamente più utilizzate.

c) Centine: sono armature metalliche costituite da profilati a doppia T, semplici o accoppiate, opportunamente montate in sito ed imbullonate tra loro a una distanza che varia a seconda delle caratteristiche meccaniche del terreno (Figura 6.25). Tra una centina e l'altra si può posizionare una rete metallica, fissata alla volta con chiodi, su cui poi viene spruzzato dello spritz-beton.



Figura 6.25: Centina in fase di montaggio e installata in galleria (Monaco 2009).

➤ **Infilaggi**

Sono utilizzati esclusivamente durante la realizzazione di opere in sotterraneo e costituiscono una tecnica avanzata del tradizionale metodo dei "marciavanti".

Consistono in una serie di armature portanti in acciaio poste in opera entro preforni eseguiti lungo il perimetro e all'esterno della sezione di scavo con andamento lievemente inclinato verso l'alto a formare un ombrello a geometria tronco-conica (Figure 6.26-6.27). I tubi, valvolati o no a seconda della natura dei terreni, vengono successivamente iniettati con miscela di cemento e acqua. La lunghezza media è di 12 metri dei quali 8 vengono scavati e 4 restano a protezione del fronte a partire dal quale viene poi realizzato l'intervento successivo. E' un metodo di consolidamento particolarmente adatto a terreni coesivi instabili, alle rocce degradate o a formazioni caotiche. Per materiali incoerenti, con granulometria assimilabile a quelle delle sabbie, si fa ricorso a miscele silicatiche che permeano il terreno consolidandolo (Scesi et Al. 2003).

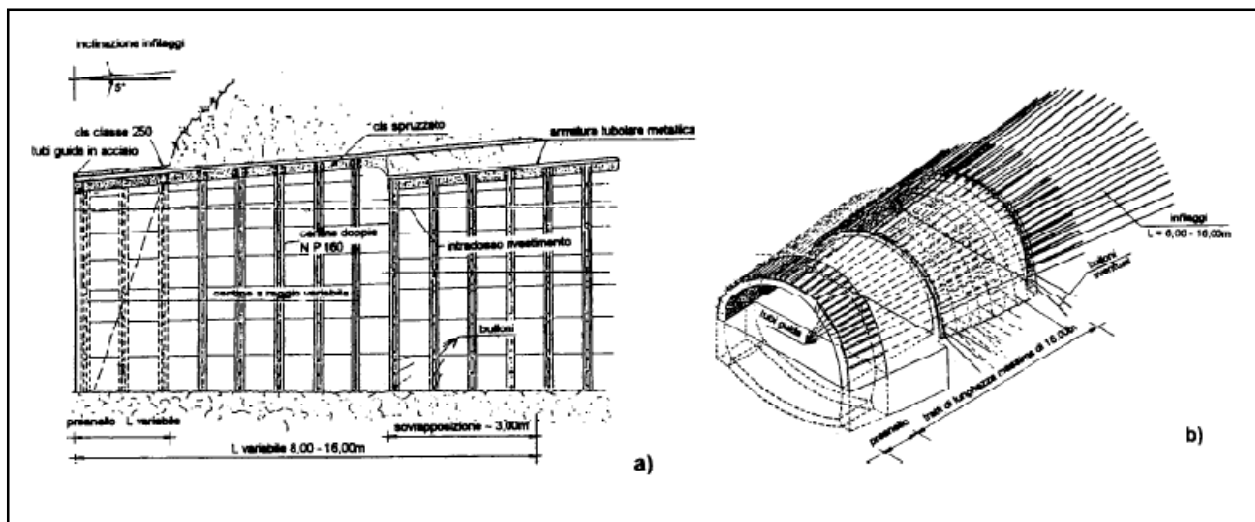


Figura 6.26: Preconsolidamento con infillaggi : a) sezione longitudinale, b) assonometria (Benedetto et Al. 1991).



Figura 6.27: Esempi di preconsolidamento del cavo di una galleria tramite infillaggi:(a) in calotta; (b) al fronte (Scesi et Al. 2003).

➤ **Tubi in vetroresina iniettati**

Il metodo consiste nel praticare sul fronte, in direzione sub-parallela all'asse della galleria, una serie di fori regolarmente distribuiti sull'area d'intervento. Entro i fori vengono inseriti tubi in vetroresina che sono immediatamente iniettati con malta di cemento. (Figura 6.28).

La profondità dell'intervento, oltre che dal diametro della galleria, è regolata anche, da un lato dalla convenienza a limitare l'incidenza di queste operazioni per unità di lunghezza della galleria, dall'altro lato dall'impossibilità di operare agevolmente con tubi di lunghezza eccessiva.

La sua intensità è invece funzione della resistenza al taglio del terreno naturale, delle pressioni citostatiche in gioco e delle dimensioni della sezione di scavo. L'idea di utilizzare tubi in vetroresina è stata determinante per l'affermazione di questo tipo di preconsolidamento, in quanto il vetroresina unisce ad elevati valori di resistenza una notevole fragilità, per cui risulta agevole, durante le operazioni di scavo, spezzare i tubi con la stessa benna che serve per l'escavazione del terreno.

L'intervento, se ben progettato e realizzato, consente di ottenere un sensibile miglioramento delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno costituente il nucleo del fronte di scavo della galleria.

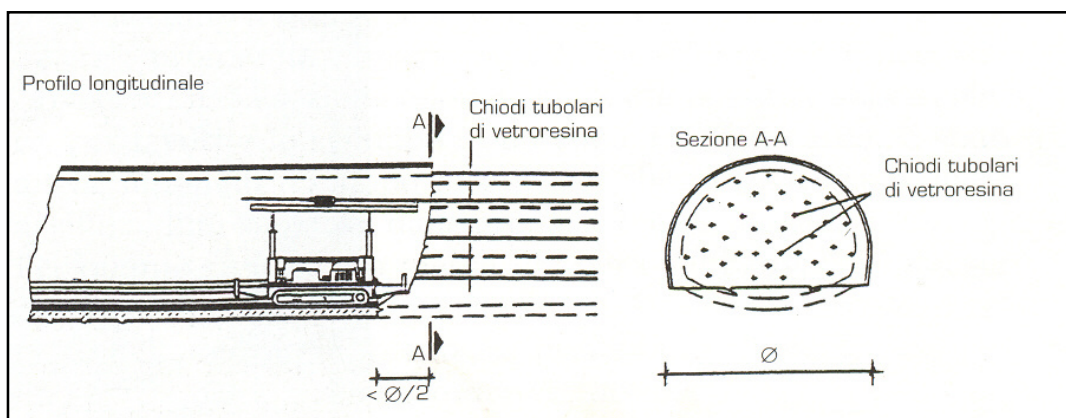


Figura 6.28: Preconsolidamento del cavo mediante chiodi in vetroresina (ANAS 1993).

➤ **Ancoraggi**

Sono metodi di consolidamento che servono a migliorare le caratteristiche di resistenza al taglio e a trazione lungo superfici di debolezza. Si utilizzano sia in galleria che nei versanti rocciosi interessati da fenomeni di instabilità.

Esistono tre differenti tipi di ancoraggi:

- ✓ *bulloni*
- ✓ *chiodi*
- ✓ *tiranti*

La bullonatura consiste nell'inserire in un foro, normalmente di 60 mm di diametro, una barra di acciaio (bullone) che viene ancorata all'estremità inferiore della parete del foro. Mediante una piastra e un dado applicato alla testa filettata del tratto di asta che sporge dal foro si può operare il serraggio.

L'ancoraggio alla base del foro può realizzarsi attraverso dispositivi ad espansione che entrano in funzione durante la fase di serraggio (bulloni ad espansione o ancoraggi puntuali); oppure attraverso un'operazione di cementazione dell'intercapedine foro-asta che interessa o solamente la parte terminale del bullone oppure tutta la sua lunghezza (bulloni ad ancoraggio continuo).

I bulloni ad ancoraggio puntuale sono bulloni che hanno la funzione di evitare il distacco gravitativo di blocchi rocciosi potenzialmente instabili. E' per tale ragione che si realizza in rocce mediamente fratturate con buone caratteristiche geomeccaniche. Tale metodologia di consolidamento viene applicata soprattutto dopo le operazioni di scavo di una galleria per ancorare blocchi instabili localizzati lungo il profilo del cavo stesso (contenimento del cavo). In questo caso la disposizione dei bulloni adottata di norma è quella riportata in *Figura 6.29*.

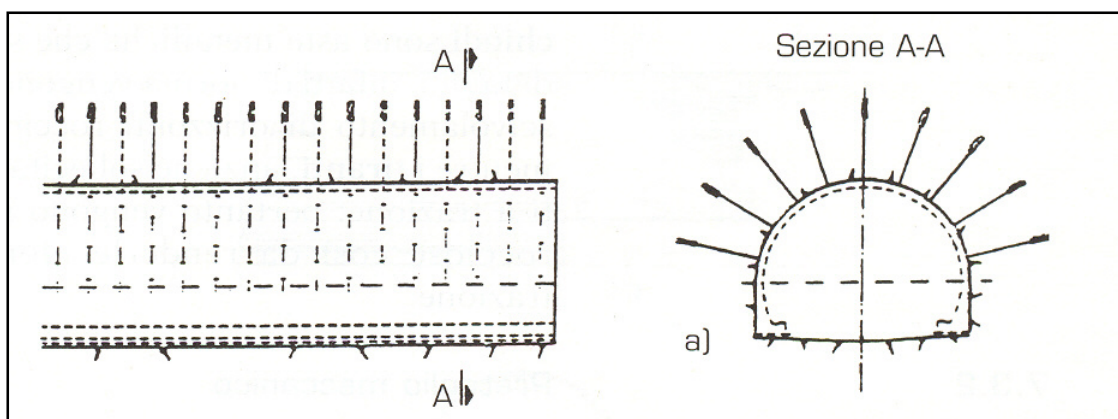


Figura 6.29: Contenimento del cavo mediante bulloni ad ancoraggio puntuale (ANAS, 1993).

I bulloni ad ancoraggio continuo determinano un contenimento nella roccia incrementando la resistenza al taglio. Sono di norma applicabili in rocce con problemi di plasticizzazione.

Per quanto riguarda chiodi e tiranti, essi sono per lo più utilizzati per stabilizzare versanti rocciosi instabili dunque nel caso di opere sotterranee il loro impiego è limitato alle zone di imbocco qualora si è in condizioni di particolare instabilità. In questa sede occorre solo ricordare che i chiodi sono aste metalliche che si oppongono a sollecitazioni di taglio, infatti di norma vengono utilizzati per contrastare lo scivolamento di orizzonti rocciosi lungo piani ben definiti, mentre i tiranti, anziché sollecitati a taglio, vengono sollecitati a trazione; pertanto vengono impiegati per armare masse rocciose così da renderle idonee a sopportare sforzi di trazione (Scesi et Al. 2003).

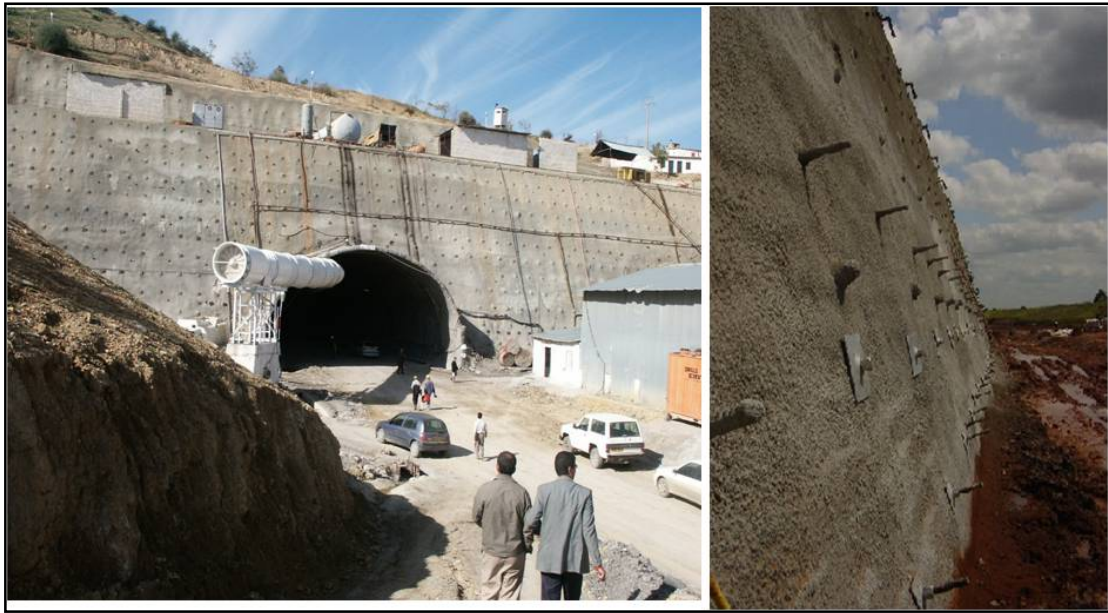


Figura 6.30: Esempio di ancoraggio tramite chiodatura (Scesi et Al. 2003).



Figura 6.31: Esempio di ancoraggio tramite tiranti (Scesi et Al. 2003).

ESEMPIO **Intervento atto alla riduzione del rischio di scivolamento di blocchi lapidei all'interno cavo**

Il terreno che ospita la galleria stradale di sezione 90 m², lunghezza 424 m e copertura massima di 40m è costituito prevalentemente da formazioni marnose con caratteristiche da medie a scadenti. Il problema che presentava l'opera in questione era legato al rischio di scivolamento di blocchi all'interno del cavo dovuto alle giaciture delle discontinuità. Perciò si è intervenuti mediante l'inserimento di tubi in vetroresina in avanzamento interamente connessi a cemento, disposti a quinconce a partire dal fronte di scavo: l'inclinazione in avanti permette di realizzare sia una cucitura preventiva dei blocchi disgiunti, sia un rinforzo della massa in senso radiale (Figura 6.32) (Bringiotti 2003).

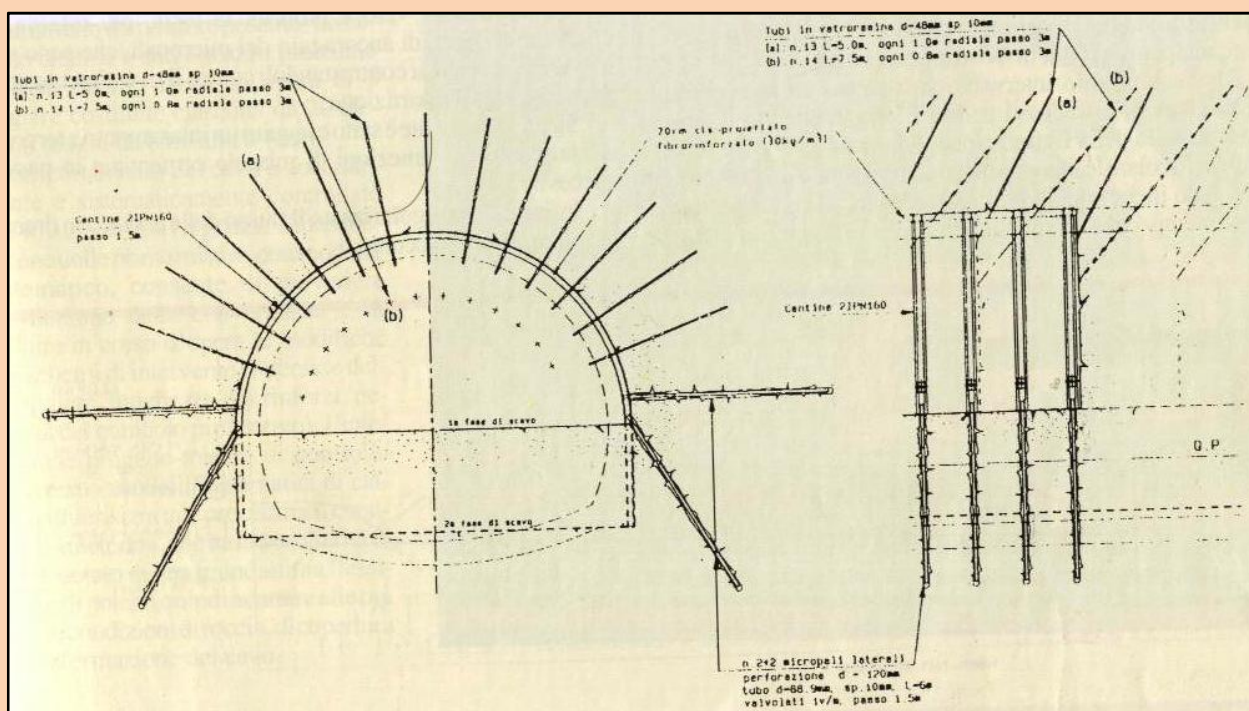


Figura 6.32: Schema applicativo degli infilaggi (Bringiotti 2003).

6.13 Pretaglio meccanico

E' un metodo di consolidamento conservativo che mitiga il rischio, utilizzato per opere in sotterraneo, che consiste nell'eseguire nel terreno, prima dello scavo, un taglio di spessore predeterminato, che segue il profilo di estradosso della galleria (*Figure 6.33 e 6.34*)

➤ Applicazione e limiti

Le prime applicazioni di tale tecnica si sono avute durante lo scavo di gallerie in roccia, in area urbana e a debole profondità. Il suo utilizzo è stato poi esteso anche ai terreni coesivi.

Lo scopo di questo intervento è vario. Innanzitutto il taglio permette di separare l'area della volata dal contorno dello scavo, in modo che lo stesso possa conservare meglio le sue caratteristiche di resistenza, e favorisce la creazione di un elemento di discontinuità che permette di assorbire le vibrazioni indotte dagli esplosivi che si propagano verso l'esterno.

Nel caso dei terreni coesivi, esso consente di realizzare una protezione preventiva allo scavo, ovvero un precontenimento che limiti le deformazioni del terreno al contorno dello scavo stesso.

Contemporaneamente all'esecuzione del taglio del materiale, la fessurazione che si produce viene immediatamente riempita con betoncino, in modo da creare, già in fase di avanzamento, un privervestimento al contorno del profilo di scavo in grado di contrastare gli eventuali rilasci del materiale.

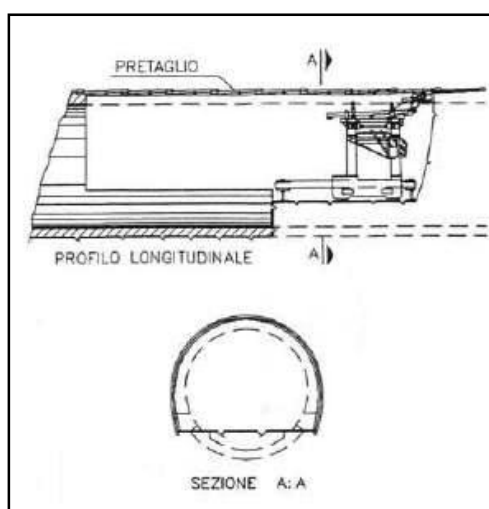


Figura 6.33: Scavo a piena sezione con pretaglio meccanico (Focaracci 1991).

In origine il pretaglio veniva effettuato solo sulla mezza sezione della calotta, per profondità massime di 2.50 m; poi, con lo sviluppo di nuove tecnologie ed il conseguente affinamento del metodo, la volta consolidata ha assunto dimensioni sempre maggiori, sia in senso longitudinale che trasversale, e attualmente interessa tutto il profilo di scavo, con spessore variabile tra 14 e 22 cm e profondità compresa tra 2.50 e 4.50 m. E' necessario, però, che la sezione adottata sia il più possibile subcircolare, per favorire lo sviluppo di un corretto effetto arco. E' stato anche ampliato il campo di utilizzo, che ora si estende dalle argille ai limi sabbiosi, dalle arenarie tenere ai calcari.

Per quanto riguarda la messa in opera del betoncino, questa avveniva, inizialmente per via secca. Di recente invece, a seguito dell' approfondimento del pretaglio, si è messo a punto uno spritz-beton proiettato per via umida.

In prossimità di settori di terreno caratterizzati da forti disomogeneità, è necessario però sostituire questa tecnica con altri tipi di consolidamento, quali le iniezioni, il jet-grouting o gli infilaggi (Scesi et Al. 2003).



Figura 6.34: Volte in spritz-beton realizzate con pretaglio meccanico (Focaracci 1991).

6.14 Arco cellulare

E' il più recente intervento conservativo, ideato per realizzare cavità di notevoli dimensioni in terreni con scadenti caratteristiche meccaniche e con coperture di spessore ridotto, tali da impedire l'impiego dei consolidamenti tradizionali. L'"arco cellulare" è una struttura composta, assimilabile ad un graticcio semicircolare, formato da elementi longitudinali, costituiti da tubi in cemento armato, collegati tra loro da archi portanti trasversali. Questa particolare struttura permette di canalizzare le tensioni indotte dagli scavi, in modo da creare artificialmente l'effetto arco, necessario alla stabilità della galleria. L'opera viene realizzata in più fasi, prima dello scavo della sezione definitiva della galleria (Figura. 6.35).

E' indispensabile, innanzitutto, la presenza di pozzi d'accesso, eseguiti a partire dalla superficie, e di gallerie di servizio poste in asse all'opera finale, dai quali si possa procedere all'esecuzione delle varie operazioni.

Inizialmente, a partire proprio dalle gallerie di servizio, vengono eseguiti preconsolidamenti del terreno in prossimità dei futuri piedritti e lungo l'arco di volta. Tali interventi non sempre sono richiesti.

Si procede poi allo scavo delle gallerie di piedritto, che viene realizzato in un cantiere indipendente da quello adibito alla costruzione dell'arco cellulare, che è posto in corrispondenza della calotta della futura galleria.

La prima fase di esecuzione della struttura consiste nella realizzazione in calotta di 10 microtunnels realizzati con uno scudo a fresa puntuale, necessari all'infissione di una serie di tubi accostati in cemento armato aventi diametro di circa 2 metri. Tale infissione avviene con il metodo dello spingitubo.

Terminata questa serie di operazioni, si passa al taglio dei tubi ad un determinato interasse e si procede allo scavo delle casseforme per il getto degli archi di collegamento, anch'essi in cemento armato.

Lo smarino del materiale avviene tramite le gallerie di servizio laterali. La fase successiva prevede l'armatura ed il riempimento con calcestruzzo dei microtunnels longitudinali e degli archi di collegamento e, contemporaneamente, il getto dei piedritti.

Completato l'arco cellulare, ed ottenute quindi le condizioni di stabilità richieste, si può procedere allo scavo del terreno entro la sezione della galleria e al getto dell'arco rovescio.

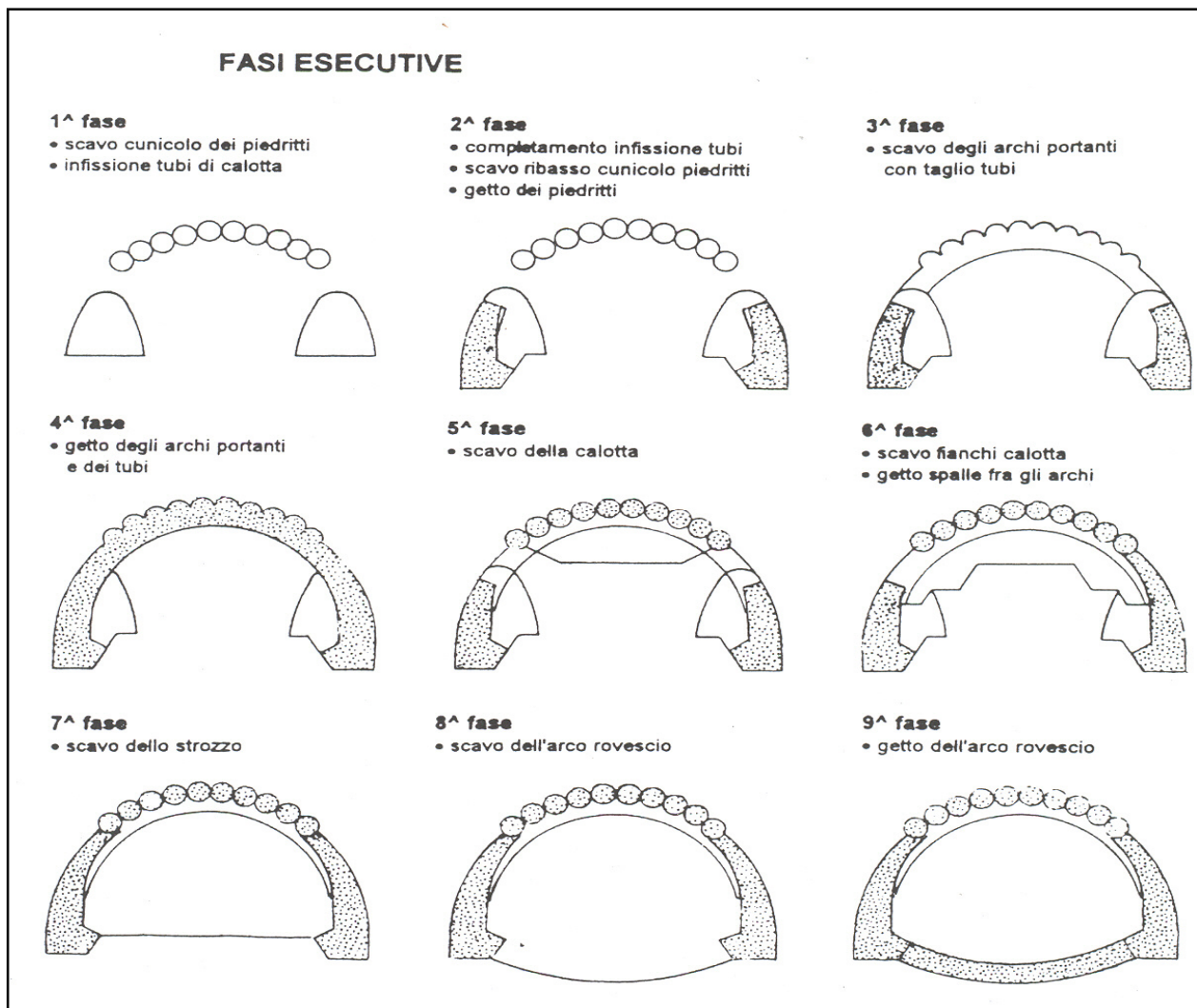


Figura 6. 35: Fasi esecutive del Metodo dell'Arco Cellulare (documentazione MM Strutture ed Infrastrutture del Territorio).

ESEMPIO: Stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano

Questo innovativo sistema costruttivo è in grado di creare un arco portante artificiale prima dello scavo sostituendo, nell'assolvimento di tale fondamentale funzione statica, il terreno che non sarebbe assolutamente capace di sopportare la redistribuzione degli sforzi dovuti all'apertura di cavità di rilevanti dimensioni. Tale metodo è stato impiegato per la prima volta nella realizzazione della stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano ove era prevista la costruzione di una galleria avente diametro di 28.80 m, con una copertura di 4 metri entro terreni alluvionali, costituiti da ghiaie e sabbie con intercalate lenti di argille, in falda (Figura 6.36) (Scesi et al., 2003).



(a)



(b)

Figura 6.36: Arco Cellulare: (a) fase esecutiva; (b) ultimazione Stazione Venezia del Passante Ferroviario ("The Cellular Arch" a cura di GIEMME).

6.15 Conclusioni

A conclusione del capitolo vengono sintetizzati gli interventi atti a ridurre il pericolo per le diverse situazioni incontrate durante lo scavo di una galleria.

Sigla	Pericoli	Scelta progettuale
H1	Instabilità del fronte	<ul style="list-style-type: none"> tubi VTR iniettati <u>jet-grouting</u> <u>iniezioni</u> in caso di fermo lavori: curvatura a cupola del fronte / spritz beton <u>Drenaggio in avanzamento</u> in casi estremi: nucleo di materiale addossato al fronte
H2	Instabilità del cavo	<ul style="list-style-type: none"> sezione tendenzialmente circolare in casi estremi: sezione circolare sostegno di prima fase completo dell'arco rovescio più vicino possibile al fronte chiusura dell'anello a distanza $\leq 1,5$ diametri <u>regimazione dello stato tensio-formativo con consolidamenti radiali</u>
H3	Instabilità dei paramenti	<ul style="list-style-type: none"> centine con piede di appoggio sufficiente rinforzo dell'appoggio con combinazione tirante / puntone <u>consolidamento jet-grouting dell'appoggio della centina di calotta fino al piano di ribasso</u> chiusura dell'anello di calotta con arco rovescio provvisorio gestione corretta delle fasi di apertura dello strozzo campi di ribasso il più contenuti possibile
H4	Stato deformativo fortemente dissimetrico	<ul style="list-style-type: none"> rinforzo della sezione resistente (centine, armatura, aumento della sezione resistente) in funzione dello stato pressoflessionale

Sigla	Pericoli	Scelta progettuale
		<ul style="list-style-type: none"> • <u>regimazione dello stato tensio-formativo con consolidamenti radiali</u>
H5	Sezione a litotipi misti	<ul style="list-style-type: none"> • libero sfogo per ovalizzazioni molto ridotte (pochi cm sul diametro) • rinforzo della sezione resistente (centine, armatura, aumento della sezione resistente) • consolidamenti
H6	Rigonfiamento	<ul style="list-style-type: none"> • sezione tendenzialmente circolare • forte curvatura dell'arco rovescio e dei piedritti • in casi estremi: • sezione circolare • sostegno di prima fase completo di arco rovescio il più vicino possibile al fronte • chiusura dell'anello a distanza $\leq 2-3$ diametri
H7	Formazione di camini	<ul style="list-style-type: none"> • infilaggi metallici iniettati al contorno in avanzamento a protezione del nucleo • sostegno del fronte mediante tubi VTR iniettati in avanzamento • <u>sostegno al contorno e del fronte mediante jet-grouting</u> • combinazioni delle tecnologie precedenti • <u>drenaggio in avanzamento</u> • avanzamenti unitari molto ridotti (1m) • alla fine di ogni ciclo di avanzamento la protezione mediante le tecnologie sopra citate deve garantire la stabilità del fronte • in caso di fermo prolungato dei lavori: integrare contenimento del nucleo onde evitare rilasci progressivi • sostegno immediato del profilo con scarico delle forze ai piedritti su una sufficiente superficie di appoggio o tramite l'esecuzione dell'arco rovescio al fronte
H8	Splaccaggio e sgretolamento	<ul style="list-style-type: none"> • bullonatura (ancoraggi puntuali o ad aderenza continua) • rete elettrosaldata

Sigla	Pericoli	Scelta progettuale
		<ul style="list-style-type: none"> • spritz • in casi estremi: centine
H9	Faglie e sovrascorrimenti	<ul style="list-style-type: none"> • sondaggi in avanzamento • <u>drenaggio del corpo della faglia e della roccia al contorno</u> • infilaggi metallici iniettati • tubi VTR iniettati • <u>iniezioni di consolidamento</u>
H10	Infiltrazioni e pressione interstiziale	<ul style="list-style-type: none"> • <u>ombrelli drenanti</u> • <u>iniezioni di tamponamento</u> (schiume o affini)
H11	Dissoluzione o trasporto	<ul style="list-style-type: none"> • protezione immediata della superficie di scavo con spritz • fori di alleggerimento della pressione interstiziale nella crosta di spritz • <u>drenaggi per ridurre il gradiente in prossimità del profilo di scavo</u>
H12	Interferenze	<ul style="list-style-type: none"> • riduzione degli sfondi • rivestimento o sostegni rigidi • chiusura immediata dell'anello • ev.a.r. provvisorio (scavo a ½ sezione) • ancoraggi ad aderenza continua con ev. leggero pretensionamento • tamponamento completo delle centine • ev. irrigidimento con iniezioni delle fasce di roccia o terreno maggiormente sollecitate • ev. irrigidimento del pilastro intermedio mediante cucitura con ancoraggi / tiranti ad alta resistenza
H13	Parietalità	<ul style="list-style-type: none"> • consolidamento preventivo • sostegno fortemente armato immediatamente dopo lo scavo • modifica della forma della sezione rispetto al circolare

Sigla	Pericoli	Scelta progettuale
H14	Presenza di gas	<ul style="list-style-type: none"> • sistema di ricognizione • perforazione in avanzamento con sensori • impianto di allarme • ventilazione potenziata • piano di sicurezza (misure di allarme, intervento soccorso, ecc.)

Tabella 6.1: Scelte progettuali per la riduzione dei rischi. In *corsivo- sottolineato* sono presentati gli interventi di prevenzione del rischio mentre con il carattere normale sono rappresentati gli interventi di mitigazione del rischio.

Un'opera sotterranea va ad intervenire su un equilibrio preesistente creando un "disturbo pianificato". Poiché il materiale interessato dallo scavo il più delle volte ha caratteristiche eterogenee non sempre idonee a sopportare la nuova condizione di equilibrio l'unica possibilità che ha il progettista di prevedere e controllare il comportamento del terreno in cui si realizza l'opera è quella di modificarne artificialmente le caratteristiche meccaniche attraverso gli interventi di stabilizzazione esposti in questo capitolo. Seguendo tale accorgimenti si andrà a operare in terreni "consolidati" in grado di sopportare i carichi previsti e di conseguenza assolvere le funzioni previste in fase di progetto. Un altro aspetto importante è che dei terreni "consolidati" è maggiormente conosciuto il comportamento meccanico perché è il progettista che decide come sarà caratterizzato tale terreno. Una maggior conoscenza del comportamento meccanico del terreno dovrebbe ridurre sia gli imprevisti, i tempi e i costi di realizzazione, sia i potenziali pericoli presenti nelle fasi realizzative di gallerie.

PARTE 2: APPLICAZIONE AD UN CASO REALE

Cap. 7-Caso di studio: la galleria in area urbana di Tehran

7.1 Introduzione

In questa parte viene inquadrato e caratterizzato il territorio interessato dalla costruzione della galleria in area urbana su cui verrà applicata la metodologia di analisi del rischio geologico delineata nella prima parte del lavoro. In particolare il capitolo è strutturato in modo tale per cui, si passi da un inquadramento macroscopico del sito interessato dallo scavo ad una caratterizzazione dettagliata del tracciato dell'opera.

7.2 Inquadramento geografico e geomorfologico

Il territorio in esame è interamente compreso nell'area metropolitana della città di Tehran, capitale dell'Iran, situata nella zona settentrionale del paese (*Figura 7.1*), sul margine Nord dell'Altopiano Iraniano Centrale, ai piedi della catena montuosa degli Alborz, che separa la città dalla pianura del Mar Caspio (*Figura 7.2*). Tehran è posta ad un'altitudine di 1100 m sul livello del mare nella parte Sud, a 1200 m nel centro e a 1700 m nel Nord.



Figura 7.1: Inquadramento geografico di Tehran (Berahman 1993).



Figura 7.2: Inquadramento geomorfologico dell'iran (Berberian e King 1981).

7.3 Inquadramento geologico e tettonico dell'area di studio

Da un punto di vista geologico-strutturale si evidenzia una situazione abbastanza semplice; infatti la città di Tehran sorge completamente su depositi alluvionali, che vanno dalla zona meridionale fino ai piedi dei monti Alborz (Figura 7.3). I depositi alluvionali sono classificati in quattro gruppi in funzione della loro età: le unità più antiche, appartenenti alla Formazione di Hezardarren, sono indicate con la lettera "A" mentre le più giovani, Alluvioni recenti, sono indicate con la lettera "D" (Tabella 7.1).

Sigla	Tipo di formazione	Spessore [m]
D	Alluvioni recenti	Fino a 20
C	Formazione di Theran	Fino a 100
B	Formazione Eterogenea (Kahrizak F.)	Fino a 300
A	Formazione Hezardarren	Fino a 500

Tabella 7. 1: Classificazione depositi alluvionali in Tehran (Ghayoumian et Al.2006).

- ✓ *Alluvioni recenti "D"*: Comprendono i depositi alluvionali più giovani (lasciati dalla sedimentazione del materiale solido trasportato dai fiumi), sono composti da sabbie, ghiaie e ciottoli; si trovano principalmente nella parte meridionale della città.
- ✓ *Formazione di Tehran "C"*: Questa formazione comprende ghiaia e ciottoli cementati in una matrice di sabbia e limo, si estende da Nord verso Sud ed è la formazione su cui sorge la maggior parte della città. Si distingue dalle altre perché è costituita da conglomerato di colore tendente al rosso.
- ✓ *Formazione Eterogenea (Kahrizak F.) "B"* : Questa unità è costituita da materiale alluvionale eterogeneo: argilla, ghiaia, ciottoli e occasionalmente massi. Si presenta con una tonalità di marrone; tale unità è affiorante nella parte settentrionale della città.
- ✓ *Formazione Hezardarren "A"*: Questa unità è la più antica si presenta come un conglomerato omogeneo di ghiaia ciottoli e massi ben cementati da limo e argilla, sopra il quale si sviluppano le altre formazioni.

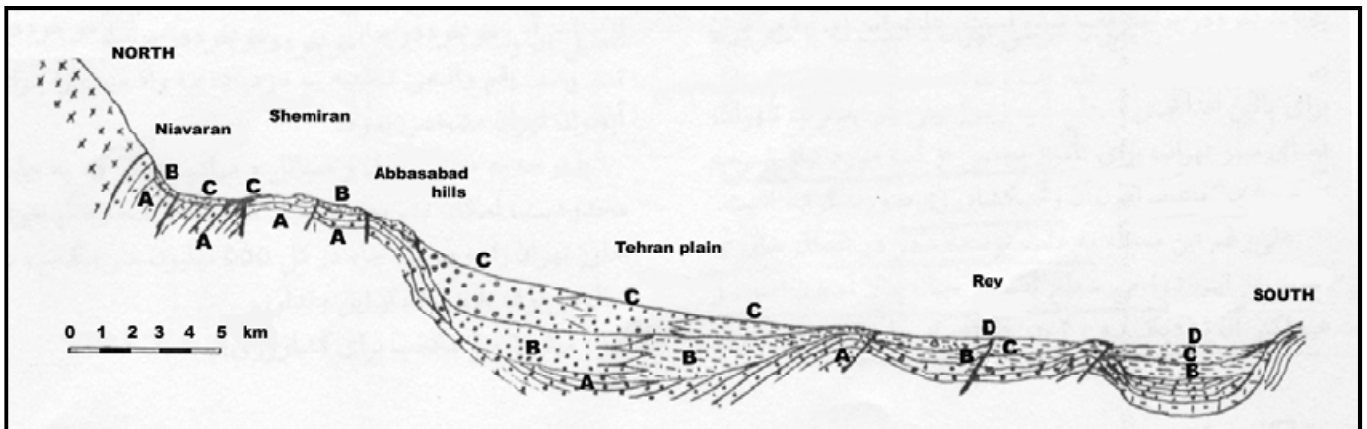


Figura 7.3: Sezione geologica, la parte principale dell'urbanizzato si estende dalle colline Abbasabad alla piana di Rey. Legenda: A= Formazione Hezardarren, B= Formazione eterogenea (Kahrizak F.), C= Formazione di Tehran, D= Alluvioni recenti (Berahman 1993).

7.4 Aspetti idrologici e idrogeologici

Da un punto di vista idrografico, nell'area interessata dal progetto non sono presenti corsi d'acqua di rilievo. Mentre il flusso sotterraneo principale si sviluppa in direzione Nord-Sud. Ci sono due acquiferi principali divisi dalle colline Abbasabad, uno nella parte settentrionale chiamato "Sospeso" e uno nella parte meridionale chiamato "Principale" .

L'acquifero Sospeso è prossimo al piano di campagna, mentre la soggiacenza dell'acquifero Principale è minore di 100 m nella sua parte settentrionale mentre è prossima ai 5 m nella parte meridionale (Figure 7.4 -7.5).

Lo spessore dell'acquifero Principale decresce da Nord verso Sud passando da 300 m a 50 m attestandosi intorno ai 250 m nella parte centrale della città (Jahani e Reyhani 2006).

Gli acquiferi hanno diverse fonti di ricarica:

- ✓ Flusso sotterraneo dalla catena montuosa a Nord (monti Alborz);
- ✓ Infiltrazioni meteoriche;
- ✓ Irrigazione;
- ✓ Perdite delle linee fognarie e idriche della città;

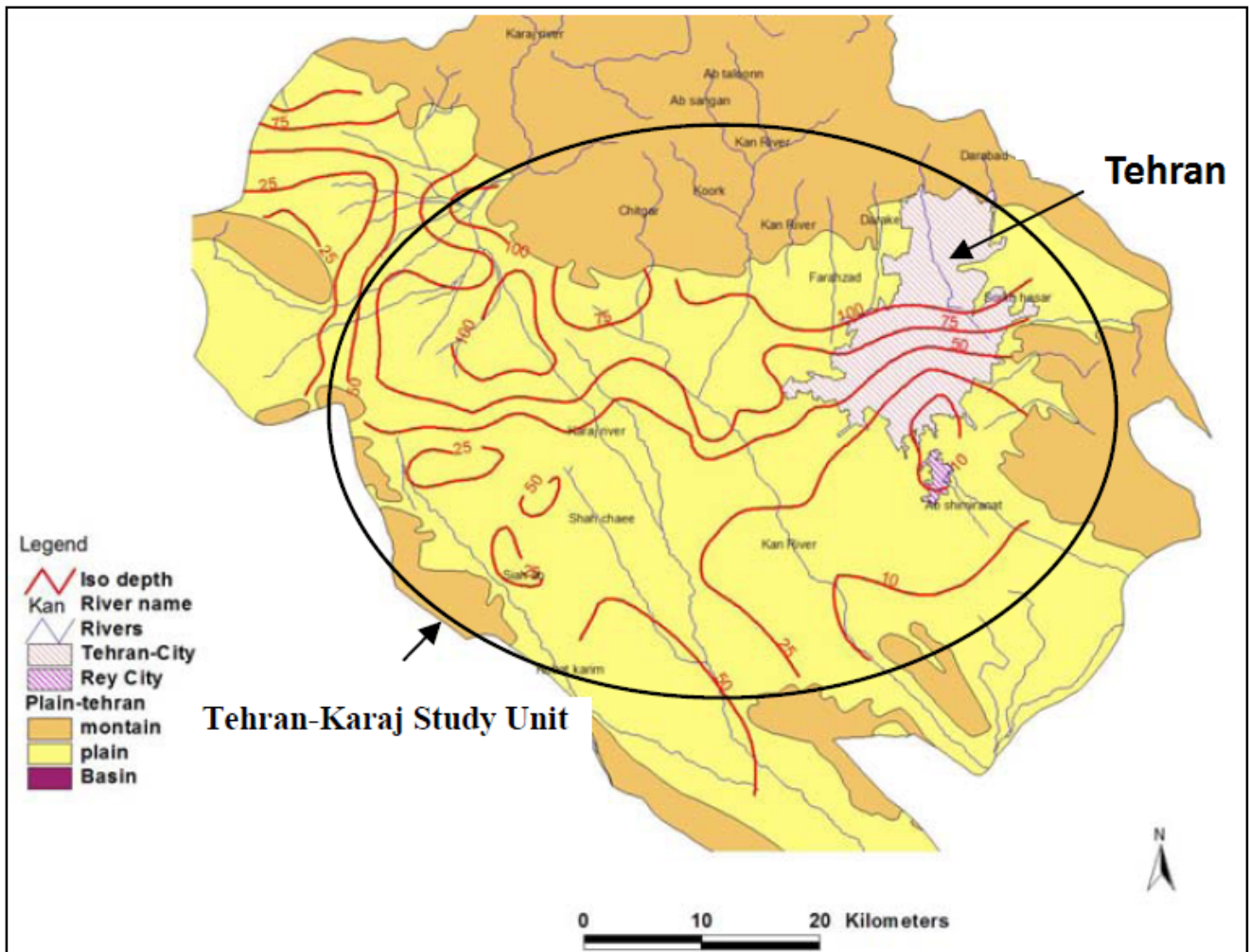


Figura 7.4: Estratto idrogeologico dell'area metropolitana di Tehran (Berahman 1993).

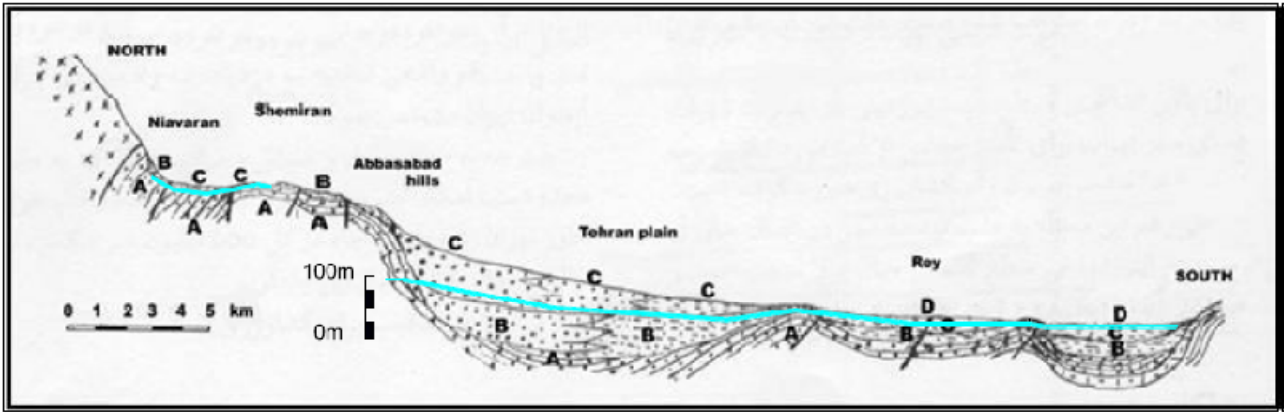


Figura 7.5: Sezione idrogeologica dell'area interessata dal tracciato della nuova linea 7.

7.5 Sistema metropolitano di Tehran

Il sistema metropolitano di Tehran, inaugurato nel 1999, è costituito da 4 linee di metropolitana per un totale di 140 km che servono circa 15 milioni di abitanti. La situazione attuale è quindi riportata in *Figura 7.6*. Il programma di sviluppo sostenibile mira ad incrementare il trasporto pubblico della città per decongestionare il traffico automobilistico, che raggiunge livelli insostenibili, è quindi prevede la costruzione di ulteriori 5 linee di metropolitana (*Figura 7.7*); nel presente studio viene analizzato il caso della linea 7.

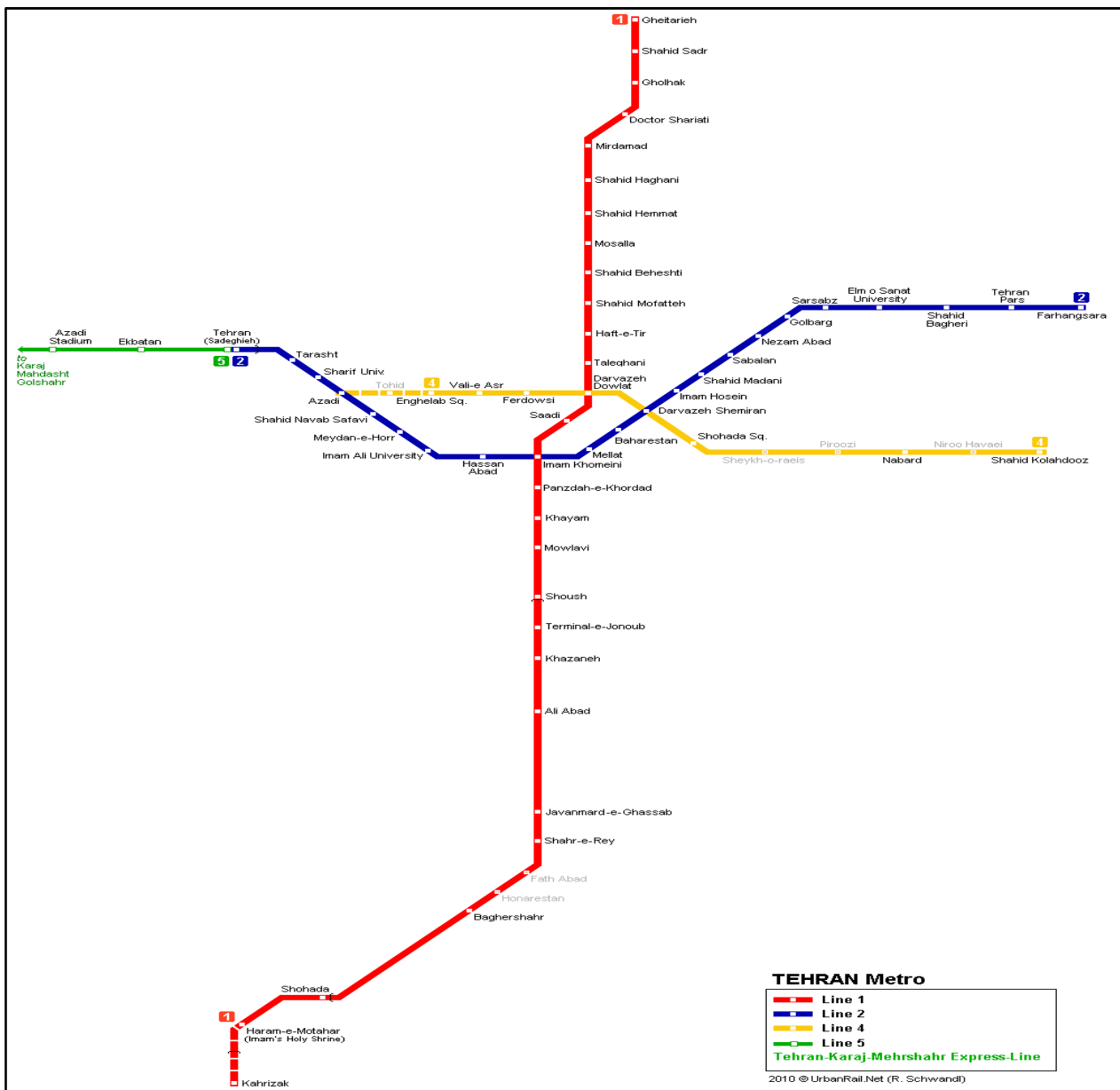


Figura 7.6: Mappa del sistema metropolitano della città di Tehran.

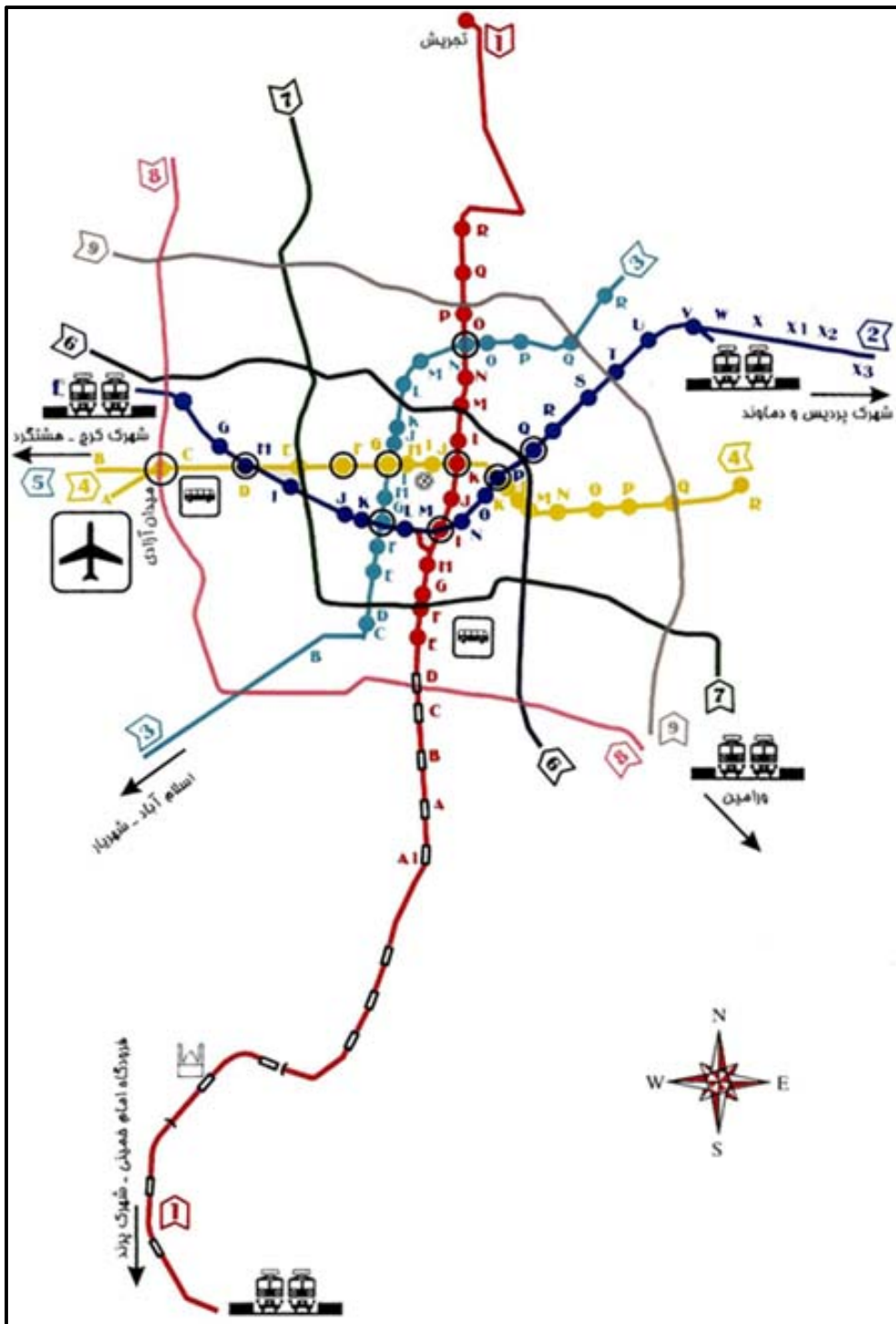


Figura 7.7: Programma di sviluppo previsto per la città di Tehran.

7.6 La nuova linea 7 della metro di Tehran

Il tracciato della linea 7, lungo circa 25km, si sviluppa in direzione Est-Ovest, nella zona meridionale della città e poi segue una direzione Sud-Nord fino a raggiungere la parte settentrionale della metropoli (Figura 7.8).

General Plan of the Tehran Metro, Line 7

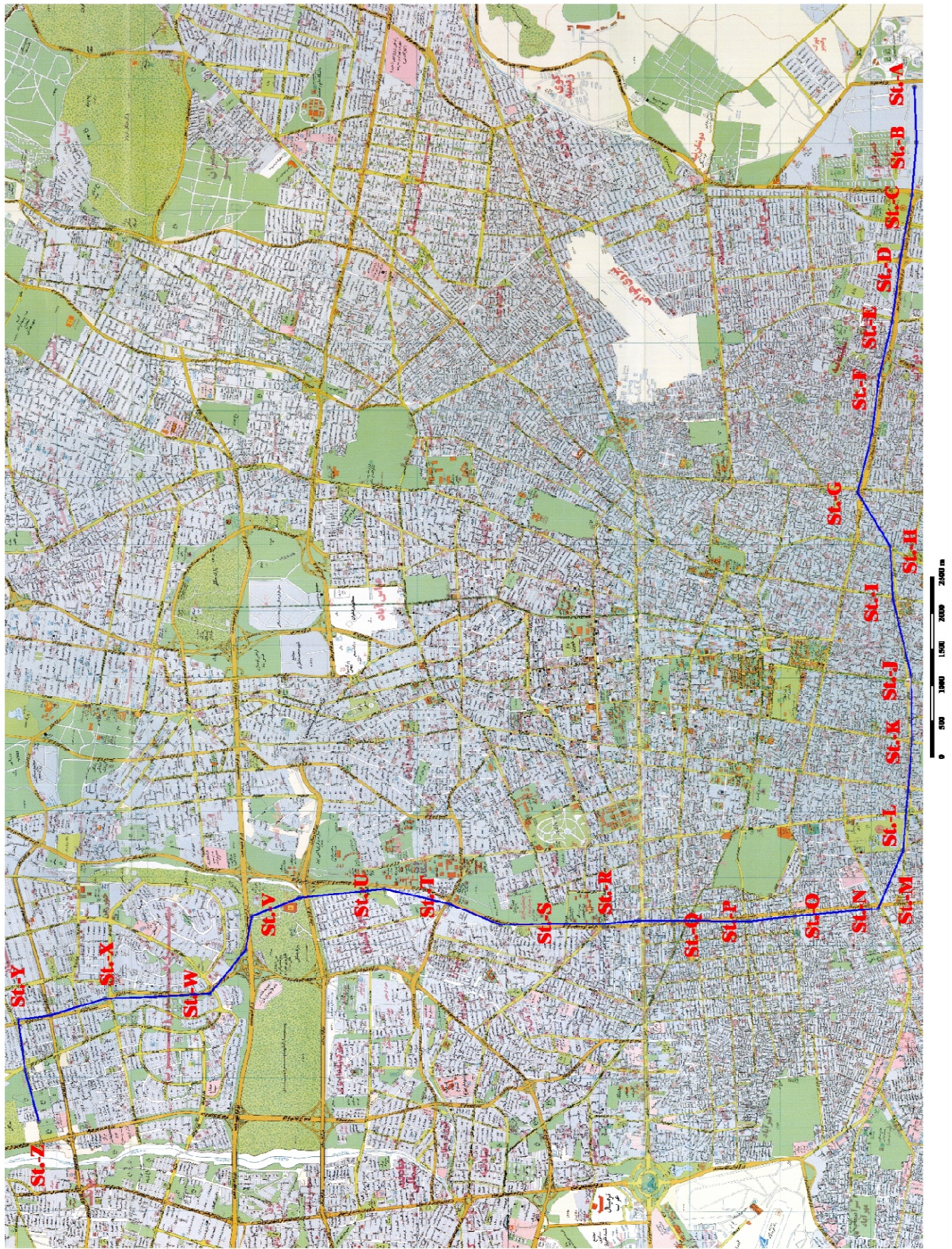


Figura 7.8: Tracciato della linea 7 (relazione tecnica Pro Iter 2007).

➤ **Assetto stratigrafico lungo la linea 7**

La stratigrafia lungo la linea 7 della metropolitana è stata ricostruita grazie ai dati ricavati dai sondaggi e da attente ispezioni dei pozzi. Le indagini svolte hanno evidenziato che il terreno lungo la linea 7 della metropolitana è formato da depositi alluvionali quaternari, conosciuti come Formazione Alluvionale di Tehran (Alluvioni C) nei quali si ha una certa eterogeneità granulometrica, sia in senso verticale che orizzontale, andando dall'argilla ai ciottoli. Le particelle più grossolane come i ciottoli si trovano in particolare nella zona settentrionale della città e sono composte nella maggior parte da rocce ignee e piroclastiche molto resistenti, dure e abrasive. Analizzando la stratigrafia però risulta evidente che tutto il tracciato è caratterizzato da uno strato superficiale che forma una sorta di crosta con spessore massimo di qualche metro. Al di sotto della crosta superficiale, partendo da Sud-Est si trovano depositi alluvionali con granulometria da fine a media; la situazione cambia dalla progressiva 1+000km fino alla 3+000km, dove la frazione fine lascia il posto a quella grossolana, è evidente la presenza in particolare di ciottoli (*Foglio 1*). La frazione fine torna ad essere rilevante dalla progressiva 3+100km alla 4+900km dove è presente una lente di argilla con bassa plasticità dello spessore di qualche metro prossima alla crosta superficiale. Dalla progressiva 5+000km (*Foglio 2*) e per circa un chilometro si registra un'alternarsi di strati a granulometria grossolana, fine e ancora grossolana, quest'alternanza scompare intorno alla progressiva 6+500km dove la frazione più grossa lascia il posto a quella più fine, infatti si evidenzia un'altra lente di argilla (*Foglio 3*) che perdura fino alla progressiva 12+200km senza particolari interruzioni. Da questo punto in poi (*Foglio 4*) si evidenzia una stratificazione di materiale più fine in superficie e più grossolano in profondità con un progressivo accrescimento dello strato a granulometria grossa a discapito dello strato limoso-sabbioso che scompare alla progressiva 13+800km (*Foglio 5*). Questa situazione si ha fino a circa la progressiva 21+000km dove con una netta separazione, la frazione fine sostituisce quella più grossa per circa 500 m (*Foglio 6*). Dalla progressiva 21+500km lo strato prossimo al suolo è quello più grossolano mentre in profondità si ha la frazione fine (*Foglio 7*) ma dalla progressiva 22+800 alla 24+000km l'alternarsi di strati si capovolge portando in profondità la frazione più grossa (*Foglio 8*). Nel tratto terminale, fino alla progressiva 26+900km, la frazione prevalente è decisamente quella grossa.

➤ **Sezioni idrogeologiche:**

La classificazione del terreno utilizzata per descrivere e classificare i terreni per scopi ingegneristici è la British Soil Classification System BSCS (*Dumbleton 1981*) presentata nel paragrafo 7.7.

La categoria di suolo è riferita a quella utilizzata nella definizione delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo (*Tabella 7.5*).

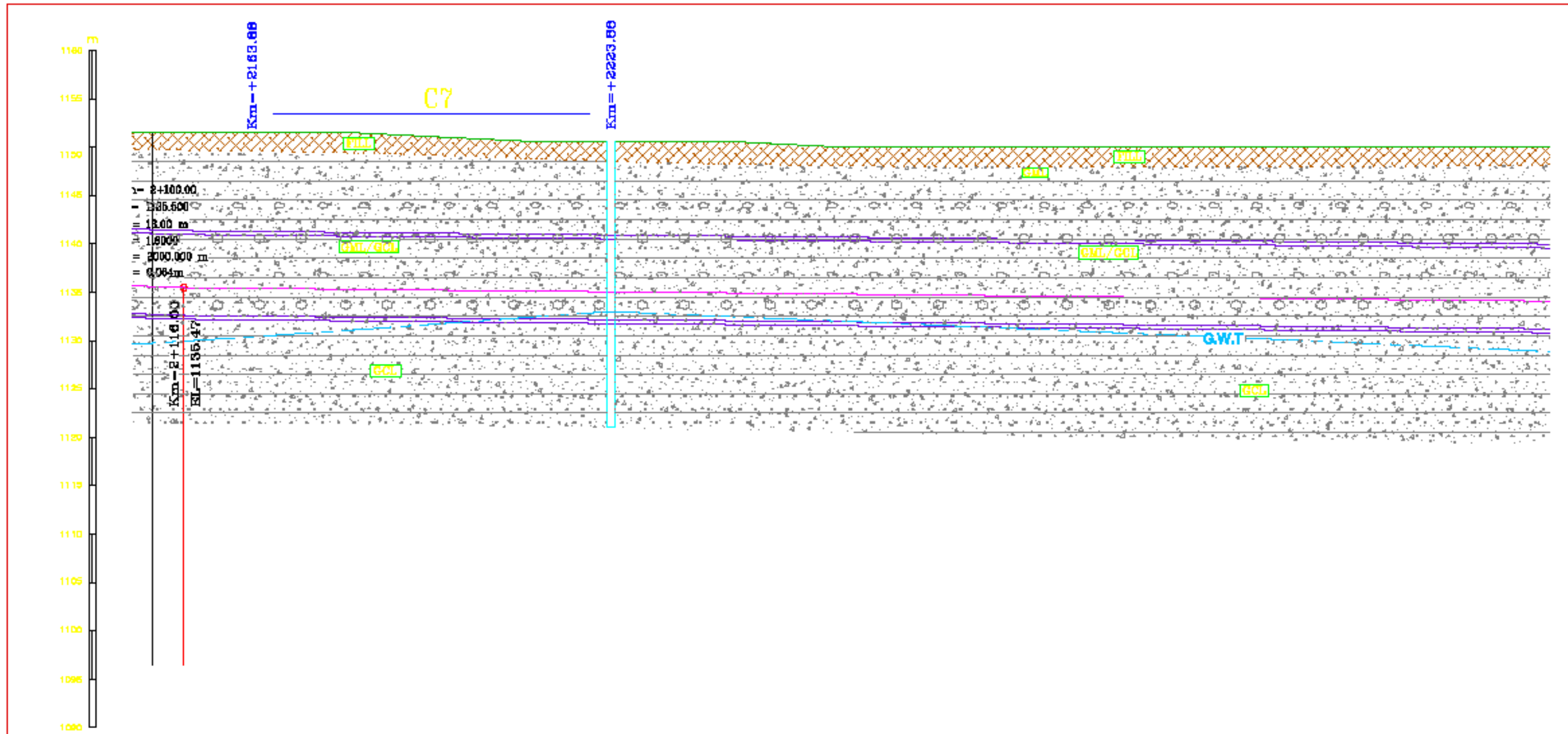
Le condizioni idrologiche individuate sono tre:

- ✓ Damp → non si hanno infiltrazioni;
- ✓ Wet → infiltrazioni stimate tra i 10 – 25 l/min;
- ✓ Dripping → infiltrazioni stimate tra i 25 – 125 l/min.

Il comportamento del terreno è riassunto in tre situazioni:

- ✓ Slow Ravelling → dopo lo scavo, occasionalmente porzioni più o meno grandi terreno iniziano a distaccarsi dalla volta o dai piedritti;
- ✓ Fast Ravelling → entro pochi minuti dallo scavo porzioni più o meno grandi terreno iniziano a distaccarsi dalla volta o dai piedritti;
- ✓ Choesive Runnig → il materiale granulare con bassa coesione durante lo scavo il materiale non sopporta la nuova configurazione di sforzi e frana.

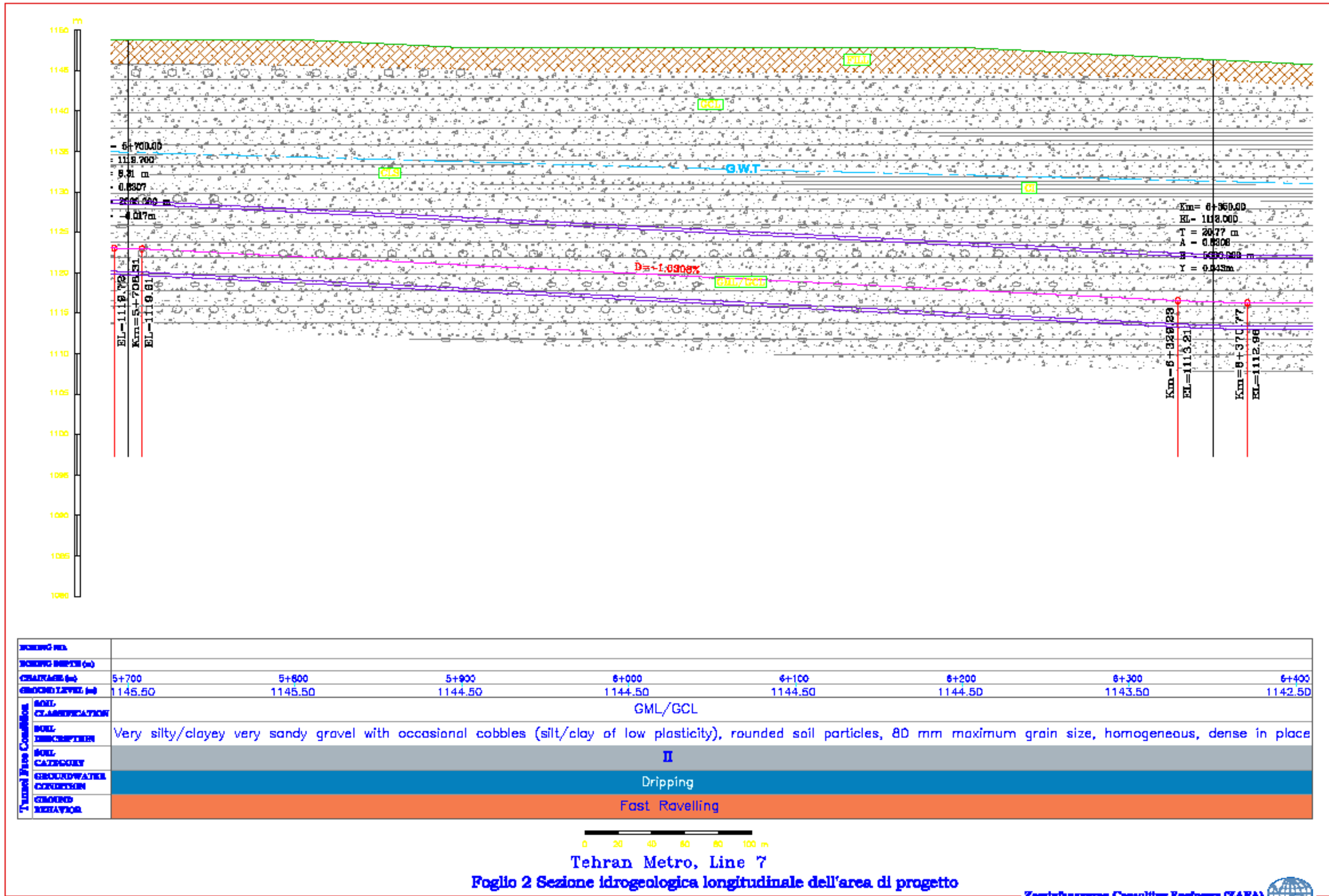
Nelle sezioni sono riportate inoltre informazioni che riguardano l'andamento della falda e il tracciato della galleria.



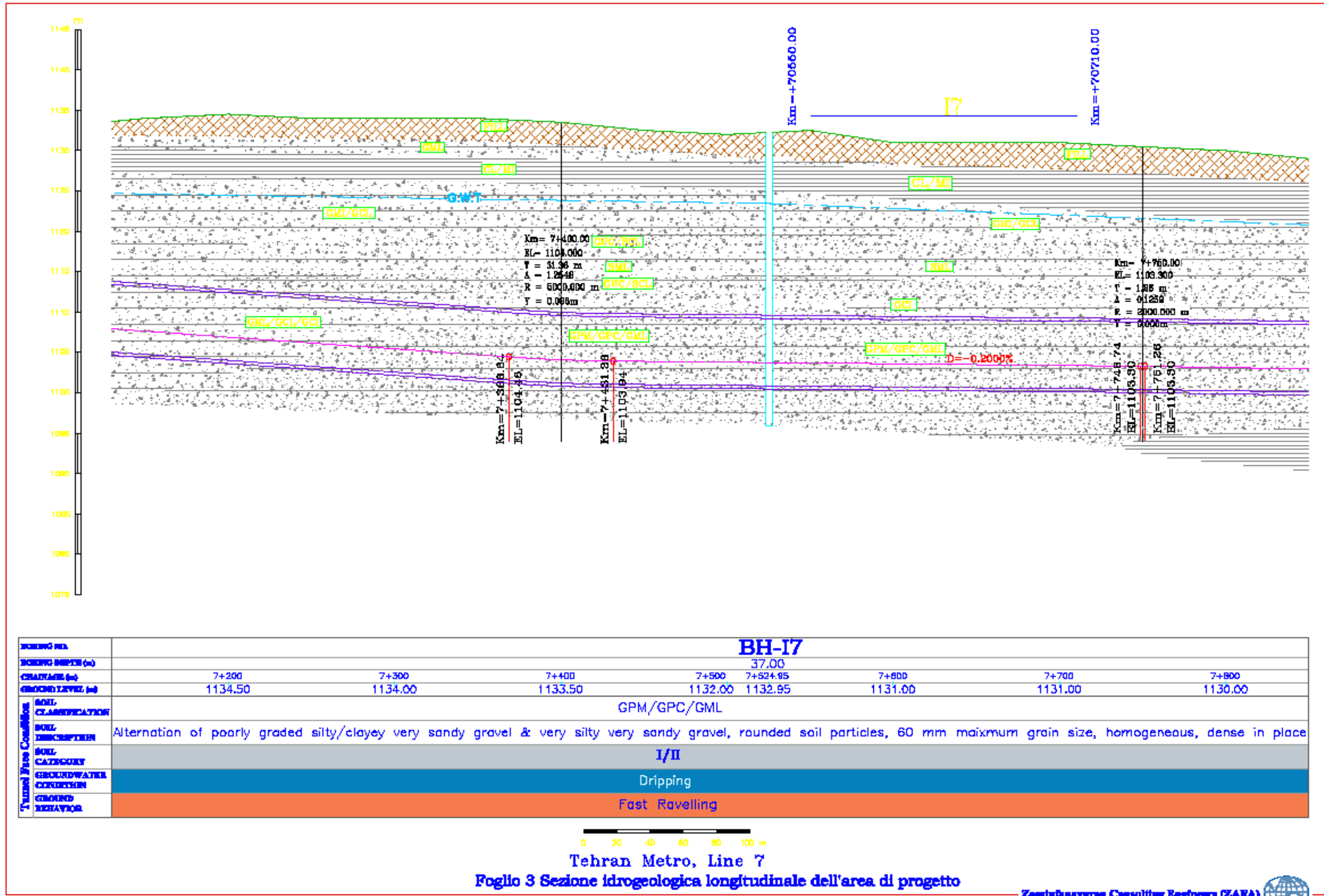
BORING NO.		BH-D7								
BORING DEPTH (m)		30.00								
STATIONING (m)		2+100	2+200	2+200	2+332.70	2+400	2+500	2+600	2+700	2+800
GROUND LEVEL (m)		1151.00	1151.00	1151.00	1151.00	1150.50	1150.00	1150.00	1150.00	1150.00
Tunnel Face Condition	SOIL CLASSIFICATION	GML/GCL/CL								
	SOIL DESCRIPTION	Very silty/clayey very sandy gravel (silt/clay of low plasticity) with occasional cobbles, rounded soil particles, 80 mm maximum grain size, interbedded with some layers of clay of low plasticity, dense in place								
	SOIL CATEGORY	III								
	GROUNDWATER CONDITION	Damp								
	GROUND BEHAVIOR	Slow Ravelling								

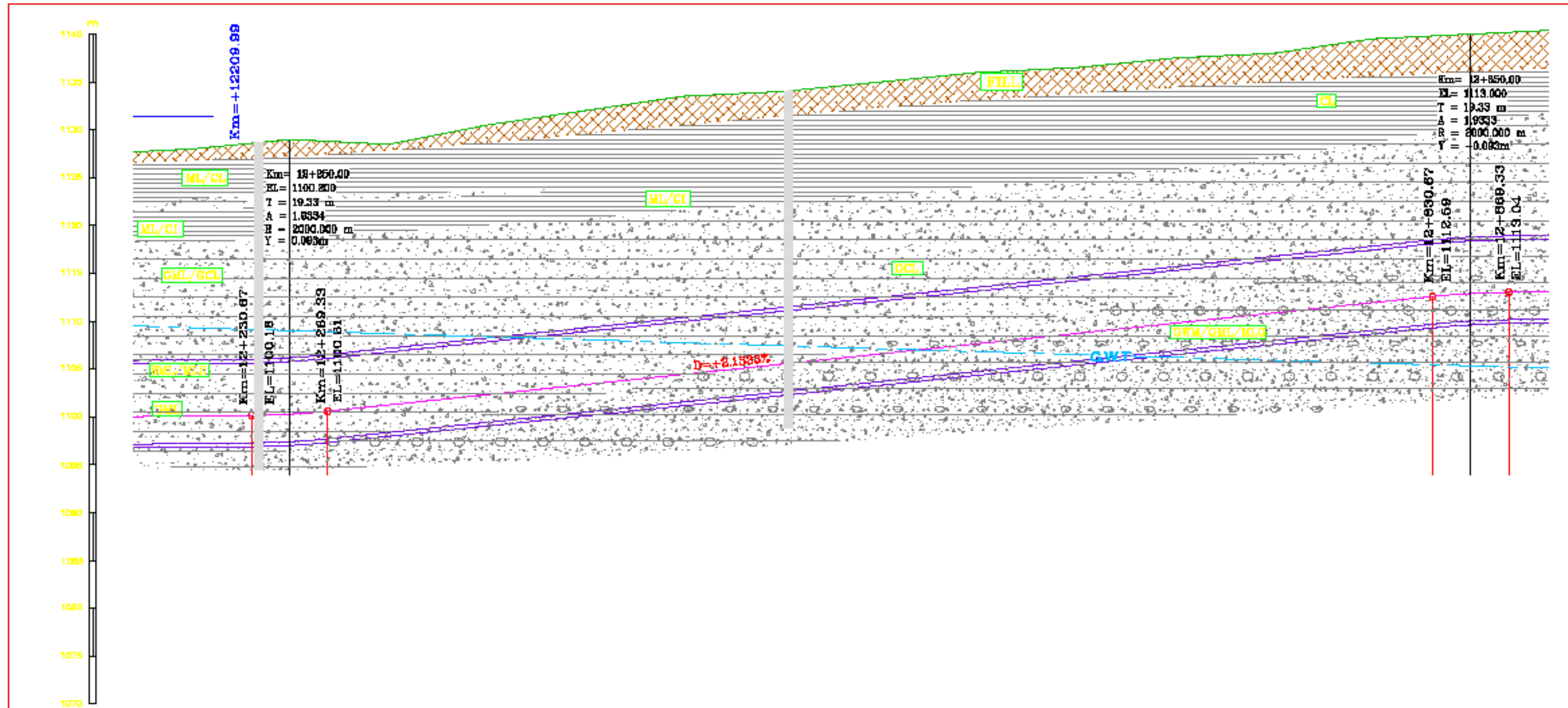


Tehran Metro, Line 7
Foglio 1 Sezione idrogeologica longitudinale dell'area di progetto



Tehran Metro, Line 7
Foglio 2 Sezione idrogeologica longitudinale dell'area di progetto





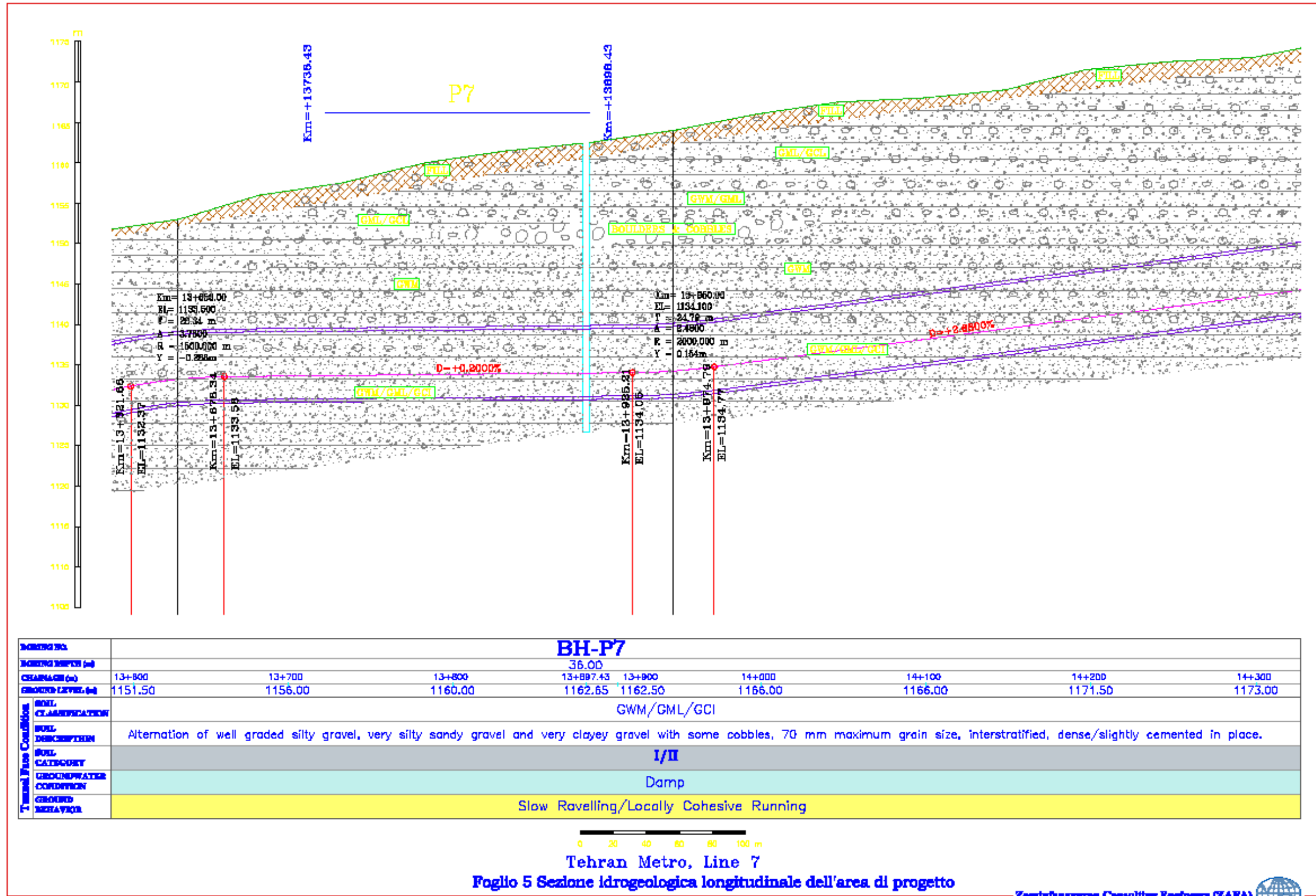
BORING NO.	BH-27E				BH-31E				
BORING DEPTH (m)	34.20				35.20				
CHANGING (m)	12+200	12+231.08	12+300	12+400	12+500	12+500.84	12+600	12+700	12+800
GROUND LEVEL (m)	1128.00	1128.58	1128.50	1132.00	1134.00	1133.93	1136.00	1137.50	1139.50
SOIL CLASSIFICATION	SML/MLS GML				GWM/GML/MLG				
SOIL DESCRIPTION	Alternation of very silty sand and sandy silt of low plasticity Very silty sandy gravel, rounded soil particles, 40 mm maximum grain size				Alternation of well graded silty gravel, very silty very sandy gravel & gravelly silt of low plasticity with occasional cobbles				
SOIL CATEGORY	II/III				II				
GROUNDWATER CONDITION	Dripping				Damp Dripping				
GROUND BEHAVIOR	Fast Ravelling				Slow Ravelling				

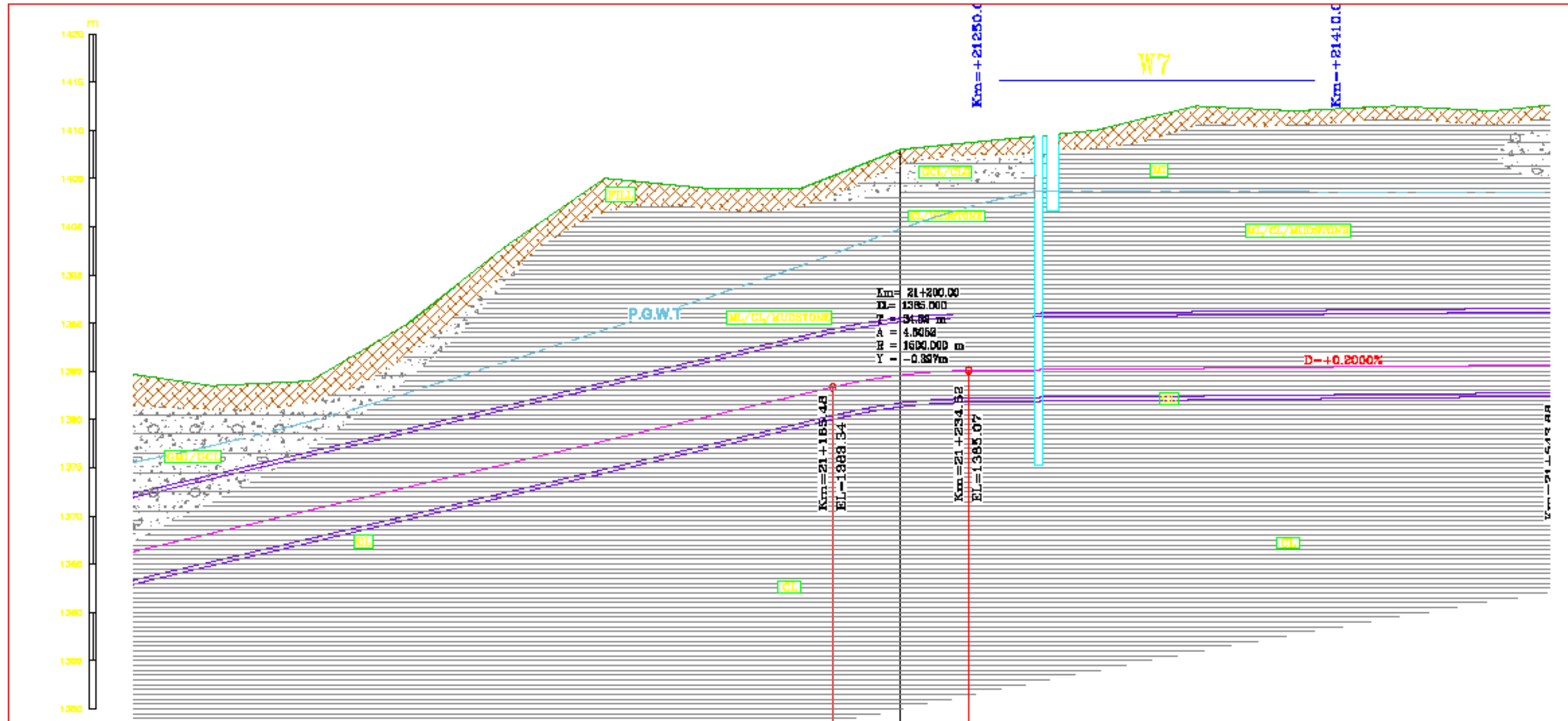
0 20 40 60 80 100 m

Tehran Metro, Line 7

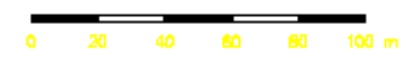
Foglio 4 Sezione idrogeologica longitudinale dell'area di progetto



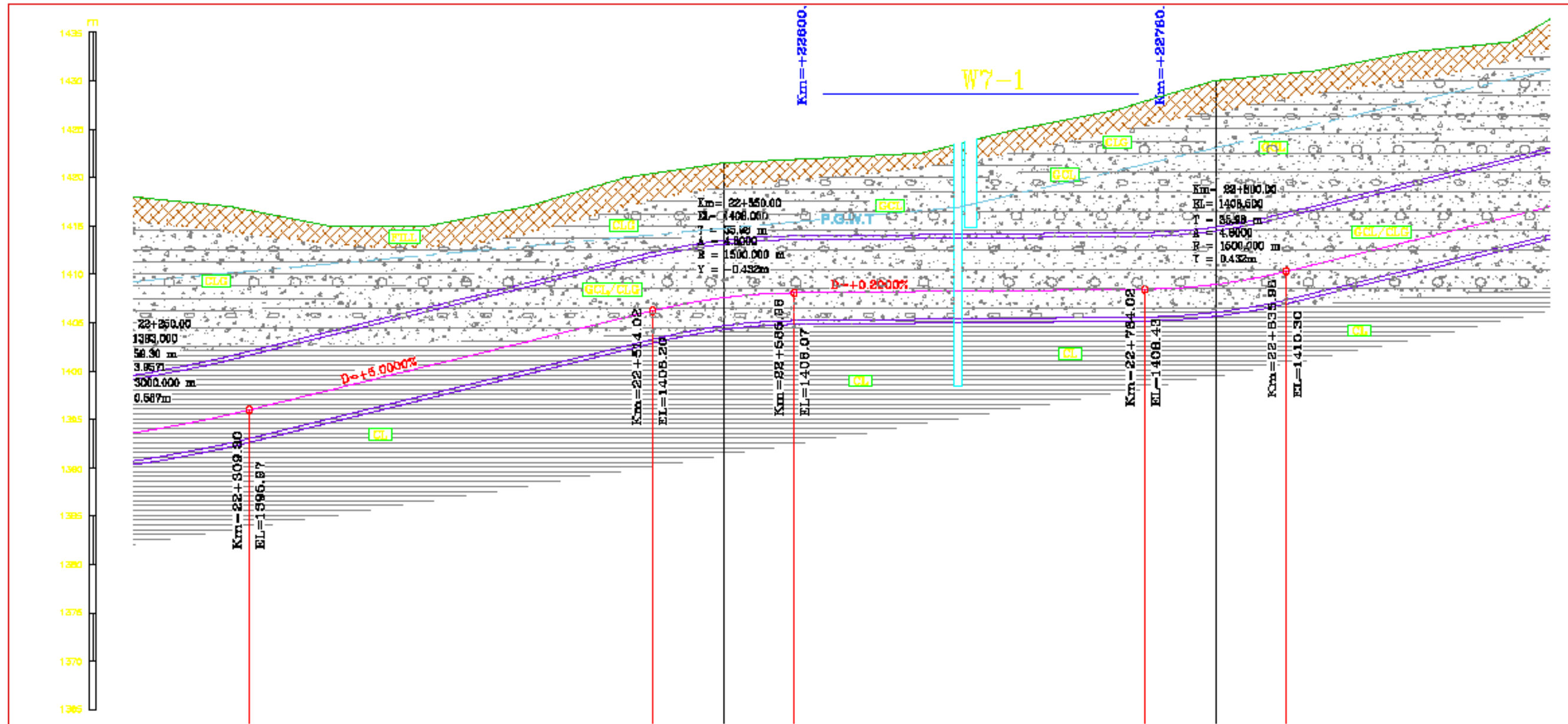




BORING NO.	BH-V7 TP-V7									
BORING DEPTH (m)					35.00	8.00				
CHAINAGE (m)	20+900	21+000	21+100	21+200	21+270.40	21+277.15	21+300	21+400	21+500	
GROUND LEVEL (m)	1384.00	1398.00	1404.00	1408.00	1410.21	1410.00	1410.00	1412.00	1412.00	
SOIL CLASSIFICATION	ML/CL/Mudstone									
SOIL DESCRIPTION	Alternation of silt of low plasticity, clay of low plasticity and mudstone, light brown, interstratified, firm to very stiff in place									
SOIL CATEGORY	IV									
GROUNDWATER CONDITION	Wet									
GROUND BEHAVIOR	Fast Ravelling									



Tehran Metro, Line 7
Foglio 6 Sezione idrogeologica longitudinale dell'area di progetto

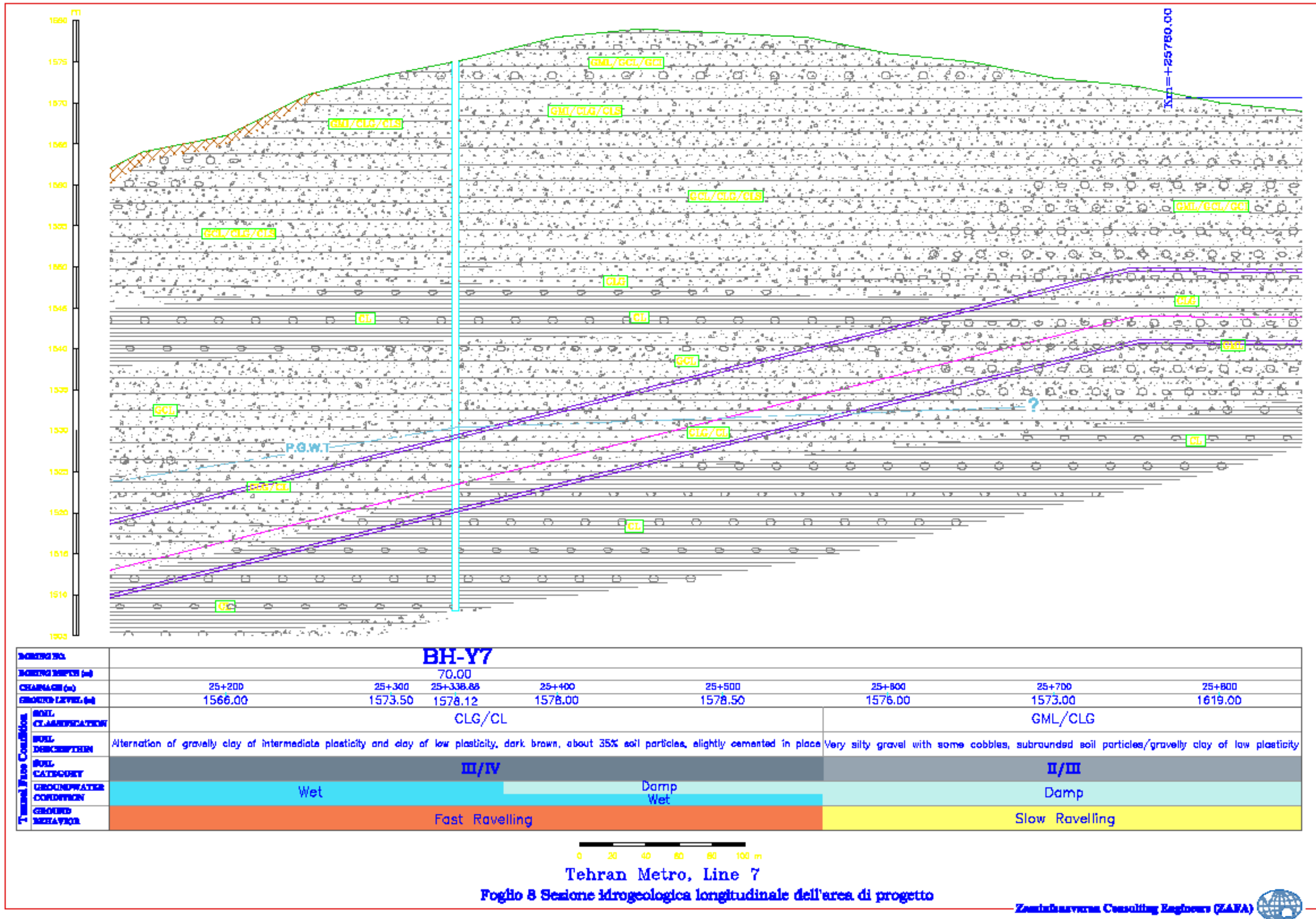


BORING NO.		BH-W7TP-W7							
BORING DEPTH (m)		25.00 8.00							
CHARNAGE (m)		22+300	22+400	22+500	22+600	22+668.27 22+875.88 22+700	22+800	22+800	22+800
GROUND LEVEL (m)		1417.00	1415.00	1420.00	1422.00	1423.46 1423.80 1425.00	1430.00	1433.00	1433.00
Tunnel Face Conditions	SOIL CLASSIFICATION	GCL/CLG CL			GCL/CLG				
	SOIL DESCRIPTION	Alternation of very clayey very sandy gravel and gravelly clay of low plasticity with occasional cobbles. Clay of low plasticity, light brown, interbedded with some layers of siltstone, firm/very stiff in place			Alternation of very clayey gravel and gravelly clay of low plasticity with occasional cobbles, subrounded soil particles, 90 mm maximum grain size, dense in place				
	SOIL CATEGORY	III			II/III				
	GROUNDWATER CONDITION	Wet			Dripping Wet		Dripping		
	GROUND BEHAVIOR	Fast Ravelling							

0 20 40 60 80 100 m

Tehran Metro, Line 7

Foglio 7 Sezione idrogeologica longitudinale dell'area di progetto



➤ **Assetto idrogeologico lungo la linea 7**

Dalle indagini condotte risulta che il 60% del tracciato e delle stazioni metropolitane intercetta i due acquiferi "Principale" e "Sospeso". Partendo da Sud e muovendosi da Est verso Ovest il primo acquifero ad essere intercettato, tra la progressiva 2+000km e la 13+000km, è il Principale. Arrivati intorno alla progressiva 16+500km si procede da Sud verso Nord e dalla progressiva 19+000km al termine del tracciato l'acquifero intercettato è il Sospeso (Ghirardi et Al. 2008). L'andamento della falda è riportato nelle sezioni idrogeologiche (Fogli 1-8). Le caratteristiche dei due acquiferi e l'interazione con l'opera sono riportati in Tabella 7.2:

Tipo di acquifero	Soggiacenza [m]		Altezza sopra arco rovescio [m]	
	Minima	Massima	Minima	Massima
Principale	6,24	≥ 24	0	22,3
Sospeso	3,02	≥ 47,8	0	21,8

Tabella 7.2: andamento della falda lungo il tracciato della linea 7 (Zaminfanavar Consulting Engineers 2007).

7.7 Caratterizzazione del sottosuolo lungo la linea 7

La caratterizzazione dei suoli è stata effettuata sulla base di:

- ✓ classificazione geologica BSCS (Tabella 7.3-7.4);
- ✓ risultati ottenuti dalle prove geotecniche;
- ✓ assetto idrogeologico.

➤ **La classificazione geologica BSCS**

Il British Soil Classification System BSCS (Dumbleton 1981) raccomanda la terminologia e propone un sistema per descrivere e classificare i terreni per scopi ingegneristici; considera principalmente due caratteristiche del terreno: la dimensione dei grani e gli indici di consistenza. Per determinare le dimensioni dei grani sono state effettuate prove di setacciatura (frazioni granulometriche grossolane) e sedimentazione (frazioni granulometriche fini); per quanto riguarda invece gli indici di consistenza si sono calcolati solo se la percentuale di fine, passante

dal setaccio 0,06 mm è superiore al 12%, poiché percentuali inferiori non influenzerebbero in modo significativo il comportamento meccanico del terreno stesso. Degli indici di consistenza ricavabili, la BSCS prende in considerazione solo il *limite liquido*, indicativo della compressibilità del terreno.

Sistema di classificazione BSCS					
	Tipologie di suoli	Simbolo gruppo	Simbolo sottogruppo	Passante (% minore di 0,06mm)	Nome
Terreni grossolani Passante a 0,06 mm minore del 35%	Ghiaia Più del 50% del materiale grossolano è delle dimensioni della ghiaia (più grosso di 2 mm)	G	GW	0-5	Ghiaia ben graduata
			GPu/GPg	0-5	Ghiaia uniforme o scarsamente graduata
		G-F	GWM/GWC	5-15	Ghiaia limosa/argillosa ben graduata
			GPM/GPC	5-15	Ghiaia limosa/argillosa poco graduata
		GF	GML,GMI...	15-35	Ghiaia molto argillosa
			CGL,CGI..	15-35	Ghiaia molto limosa
		Sabbia Più del 50% del materiale grossolano è delle dimensioni della sabbia (più fine di 2 mm)	S	SW	0-5
	SPu/SPg			0-5	Sabbia uniforme o scarsamente graduata
	S-F		SWM/SWC	5-15	Sabbia limosa/argillosa ben graduata
			GPM/GPC	5-15	Sabbia limosa/argillosa poco graduata
	SF		SML,SMI..	15-35	Sabbia molto argillosa
			SCL,SCI..	15-35	Sabbia molto limosa

Tabella 7.3: Sistema di classificazione ingegneristico BSCS per terreni grossolani(Dumbleton 1981).

Sistema di classificazione BSCS						
	Tipologie di suoli	Simbolo gruppo	Simbolo sottogruppo	Limite liquido %	Nome	
Terreni fini Passante a 0,06 mm maggiore del 35%	Limo Passante a 0,06 tra il 35% al 65%	M	MG		Limo ghiaioso	
			MS		Limo sabbioso	
			ML,MI..ME	35-90	Suddivisione in base a Plasticità <u>come per</u> l'argilla	
	Argilla Passante a 0,06 tra il 65% al 100%	C	CG		Argilla ghiaiosa	
			CS		Argilla sabbiosa	
			CL	<35	Argilla con bassa plasticità	
			CI	35-50	Argilla con plasticità	
			CH	50-70	Argilla con alta plasticità	
			CV	70-90	Argilla con elevata plasticità	
			CE	>90	Argilla con plasticità estremamente elevata	
	Terreni organici		O			Si aggiunge la lettera "O" al nome del gruppo
	Torba		Pt			Suoli con prevalenza di materiale organico

Tabella 7.4: Sistema di classificazione ingegneristico BSCS per terreni grossolani(Dumbleton 1981).

Lo scavo della galleria si sviluppa interamente nella *Formazione di Tehran*. Essendo granulometricamente eterogenea il sistema di classificazione BSCS ha permesso di individuare quattro categorie di suolo principali (Tabella 7.5), che successivamente, le prove geotecniche hanno permesso di caratterizzare meccanicamente (Tabella 7.6).

Categoria di suolo	Simboli della classificazione [In accordo con la BSCS]
I	GWM , GPM GWC , GPC SWM , SPM SWC , SPC
II	GML , GMI GCL , GCI SML , SMI SCL , SCI
III	MLG , MIG CLG , CIG MLS , MIS CLS , CIS
IV	ML , MI CL , CI

Tabella 7.5: Categorie di suolo proposte per la caratterizzazione geotecnica del suolo (Zaminfanavarani Consulting Engineers 2007)

➤ **Prove geotecniche**

Tra le prove condotte in situ che hanno portato alla caratterizzazione del terreno si evidenziano:

- ✓ *Prova di taglio diretto in sito:* condotta sui terreni a grana grossa in condizioni indisturbate, in modo da determinare i parametri di resistenza al taglio di Mohr-Coulomb. I risultati ottenuti

vengono espressi in termini di sforzi efficaci (c', ϕ') e riassunti in un grafico che riporta i valori dello sforzo di taglio massimo a rottura (τ) con lo sforzo normale efficace (σ'_n). E' stato riportato l'involuppo che meglio approssima i risultati (Figure 7.9-7.10-7.11).

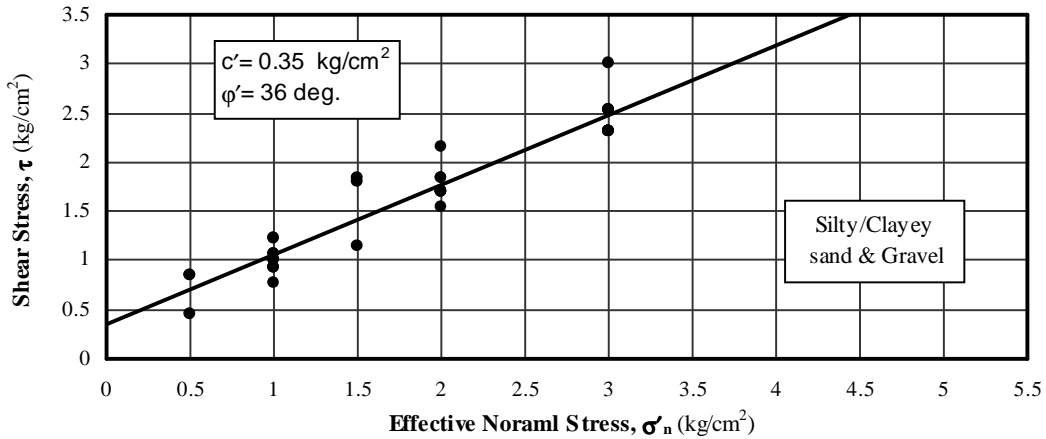


Figura 7.9: Involuppo di rottura per sabbie e ghiaie argillose/limose: c' = coesione ϕ' = angolo di attrito interno (Zaminfanavar Consulting Engineers 2007).

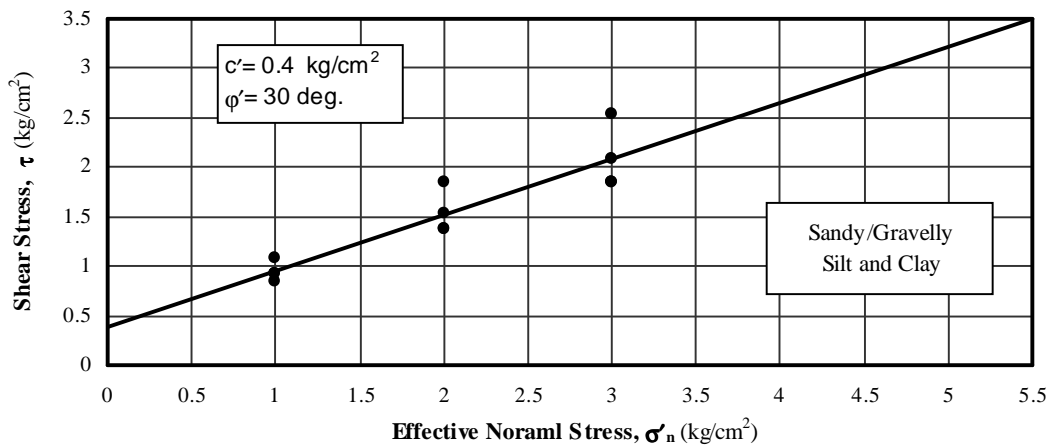


Figura 7.10: Involuppo di rottura per limi e argille sabbiose/ghiaiose: c' = coesione ϕ' = angolo di attrito interno (Zaminfanavar Consulting Engineers 2007).

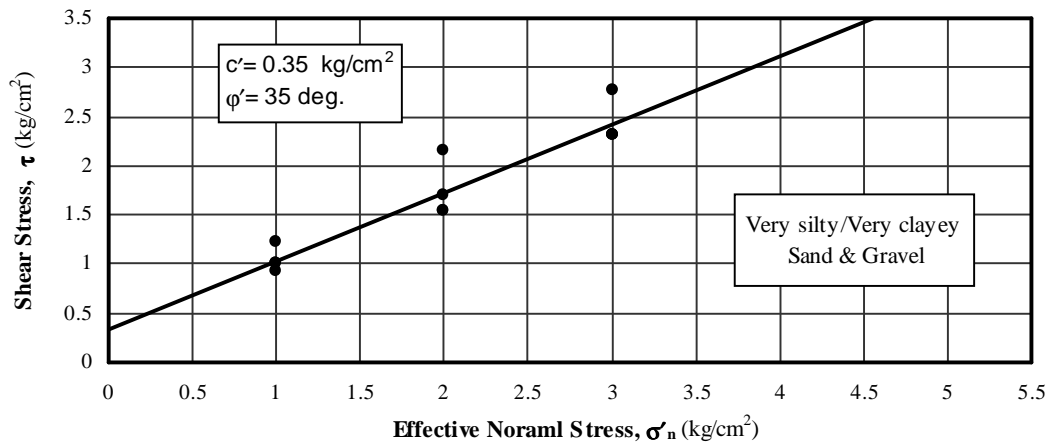


Figura 7.11: Involuppo di rottura per sabbie e ghiaie molto argillose/limose: c' = coesione ϕ' = angolo di attrito interno (Zaminfanavar Consulting Engineers 2007).

Analizzando gli involuppi di rottura (Figura 7.9-7.11) risulta evidente che il terreno analizzato, anche se granulometricamente eterogeneo, dal punto di vista meccanico si comporta come un materiale abbastanza omogeneo caratterizzato da un angolo d'attrito alto (*oltre i 30 deg.*), e da una buona coesione.

- ✓ *Plate Load Test*: prova di compressione su piastra in situ per determinare la deformabilità del terreno, tramite il modulo elastico E_t . I risultati sono stati poi messi in relazione con la profondità, non evidenziando una relazione tra il modulo elastico e la profondità. Allo stesso modo non si nota una relazione particolare tra il modulo verticale e quello orizzontale (Figura 7.12).

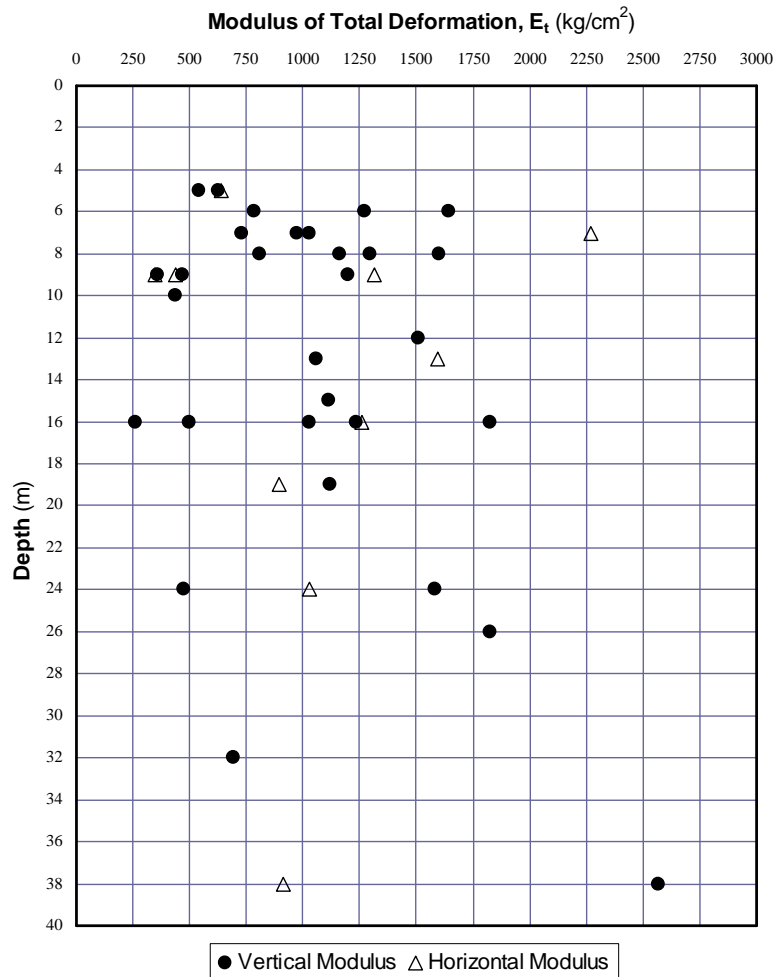


Figura 7.12: andamento del modulo di deformazione E_t in funzione della profondità (Zaminfanavaran Consulting Engineers 2007).

I campioni di terreno, prelevati in sito sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- ✓ *Prova di compressione triassiale CU*: in questa prova la consolidazione del provino avviene applicando una compressione idrostatica, sforzi orizzontali uguali a sforzi verticali ($\sigma_h = \sigma_v$), fino a quando non si manifestano più apprezzabili cedimenti. La consolidazione ha lo scopo di portare il provino in condizioni prossime a quelle naturali in cui si trovava al momento del prelievo. Ultimata la consolidazione, il provino viene portato a rottura incrementando la pressione verticale, mentre la pressione orizzontale rimane costante e il drenaggio è impedito. Si ricava lo sforzo di taglio a rottura; la coesione non drenata; angolo di attrito interno. I parametri di resistenza al taglio sono stati espressi in termini di sforzi efficaci (c', ϕ') e riassunti in un grafico che riporta il valore dello sforzo di taglio massimo a rottura (τ_m) con lo sforzo normale efficace (σ'_m). E' stato riportato l'involuppo che meglio approssima i risultati (Figure 7.13-7.14).

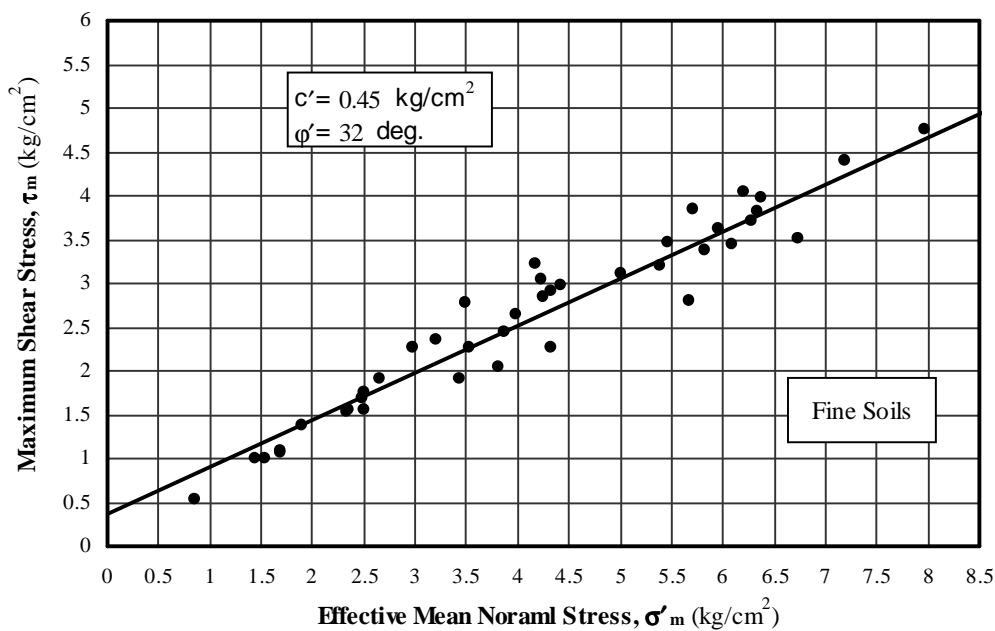


Figura 7.13: Involuppo di rottura per terreni fini: c' = coesione ϕ' = angolo di attrito interno (Zaminfanavarani Consulting Engineers 2007).

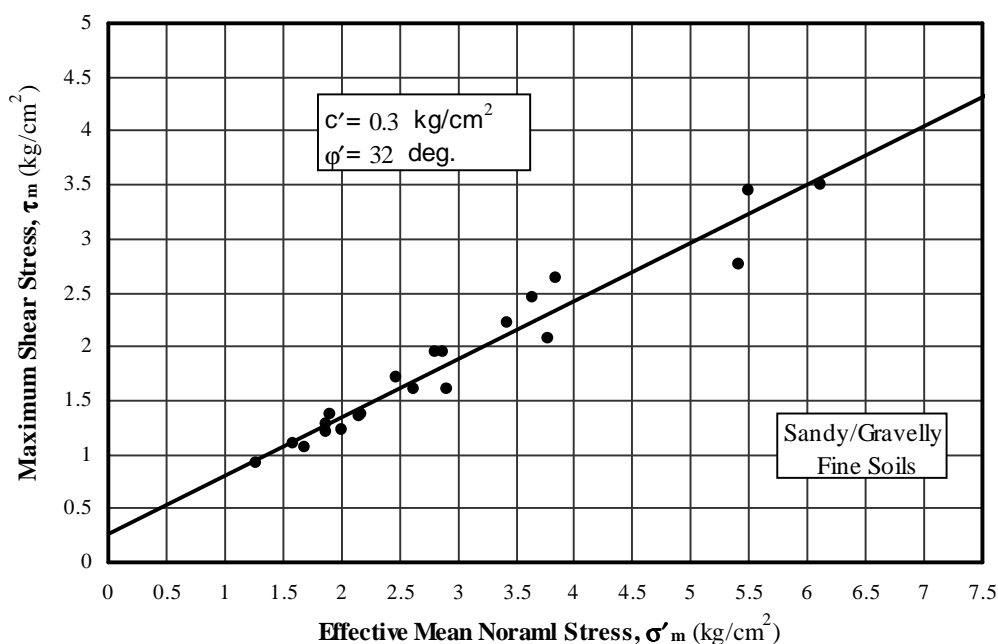


Figura 7.14: Involuppo di rottura per terreni fini sabbiosi/ghiaiosi: c' = coesione ϕ' = angolo di attrito interno (Zaminfanavar Consulting Engineers 2007).

I risultati ottenuti dalla prova triassiale confermano quanto ricavato dalla prova di taglio diretto infatti per il tipo di terreno analizzato sia l'angolo d'attrito interno che la coesione hanno valori molto simili in entrambe le prove.

- ✓ *Prova di taglio diretto in laboratorio:* effettuata utilizzando la scatola di Casagrande. I parametri di resistenza al taglio sono stati espressi in termini di sforzi efficaci (c', ϕ') e riassunti in un grafico che riporta il valore dello sforzo di taglio massimo (τ) con lo sforzo normale efficace (σ'_n). E' stato riportato l'involuppo che meglio approssima i risultati (Figure 7.15-7.16). Anche in questo caso le indagini svolte in laboratorio confermano i risultati ottenuti dalle prove sito.

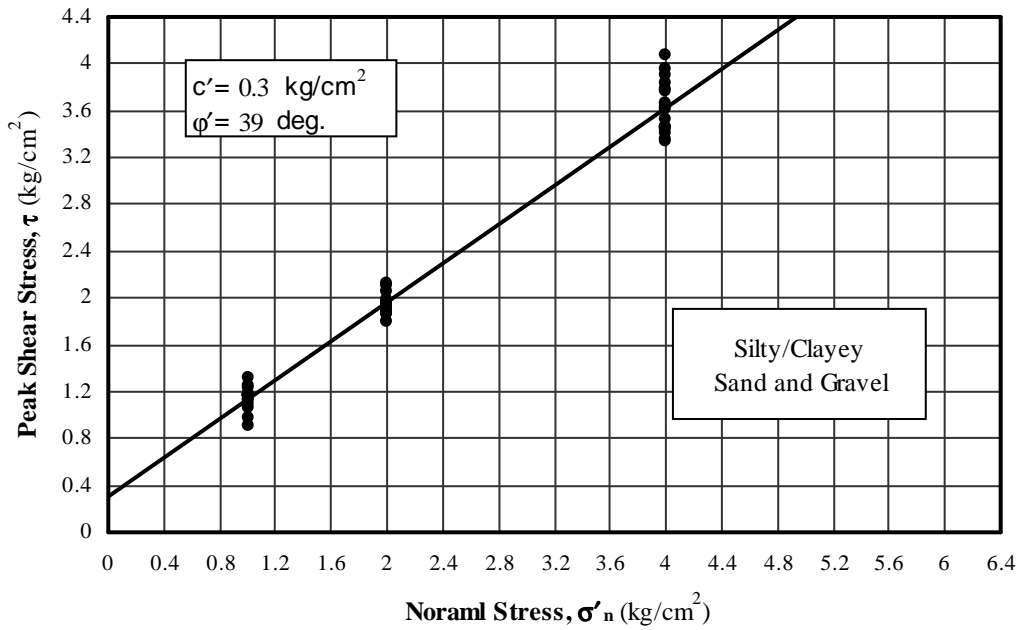


Figura 7.15: Involuppo di rottura per sabbie e ghiaie argillose/limose: c' = coesione ϕ' = angolo di attrito interno (Zaminfanavar Consulting Engineers 2007).

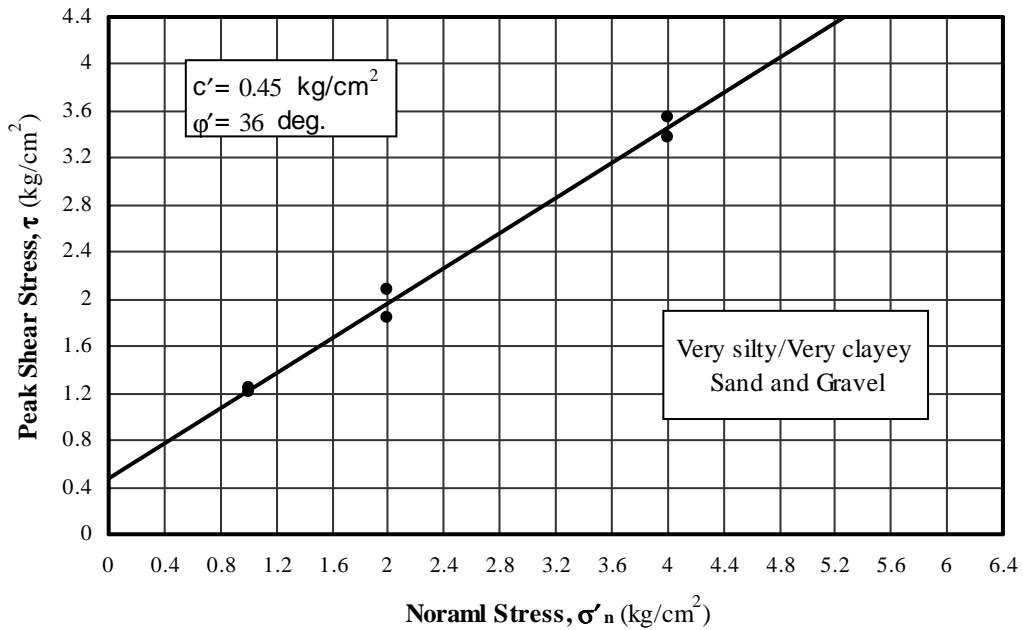


Figura 7.16: Involuppo di rottura per sabbie e ghiaie molto argillose/limose: c' = coesione ϕ' = angolo di attrito interno (Zaminfanavar Consulting Engineers 2007).

✓ *Prova edometrica*: tale prova è finalizzata alla conoscenza delle caratteristiche di deformabilità di un campione sottoposto a carico verticale in condizioni di espansione laterale impedita. In questo caso il provino non viene portato a rottura, bensì viene sottoposto a successive serie di carichi fino a quando lo sforzo trasmesso non superi ampiamente le sollecitazioni prevedibili. I risultati della prova sono riportati in grafici semilogaritmici che permettono di costruire delle curve cedimenti-pressione e cedimenti-tempo (Figura 7.17). Dalle prove eseguite si è constatato che il terreno fine nell'area di progetto risulta essere sovraconsolidato:

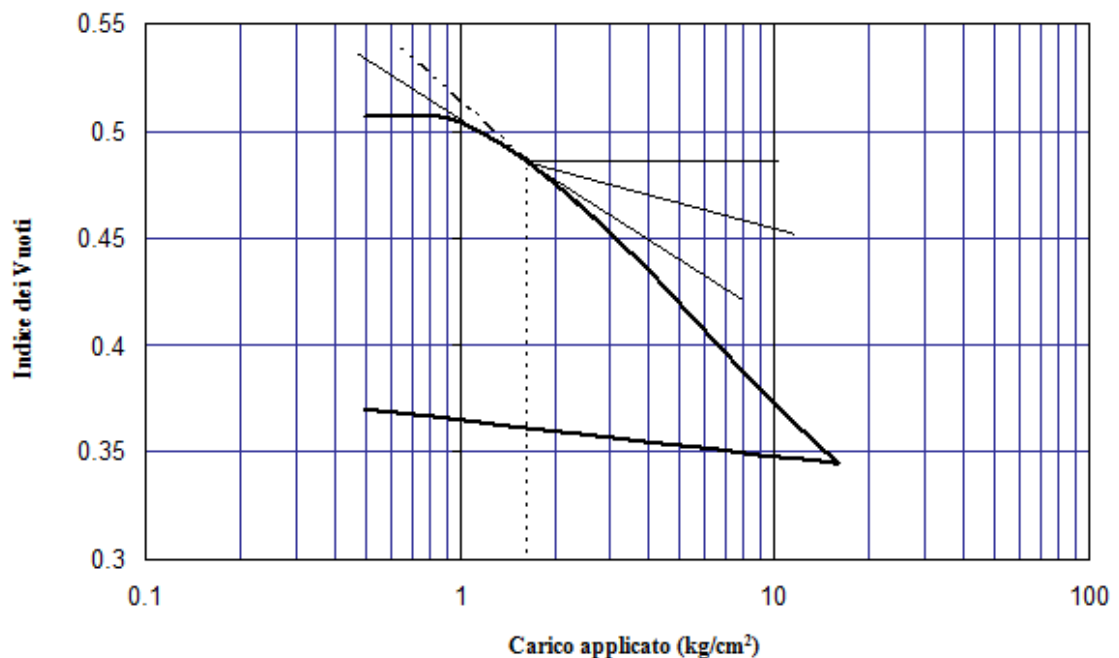


Figura 7.17: Argille con bassa plasticità, andamento dell'indice dei vuoti in funzione del carico applicato (Zaminfanavarán Consulting Engineers 2007).

➤ **Dati di progetto**

Di seguito vengono riportate le caratteristiche delle quattro tipologie di suolo previste lungo il tracciato.

Categoria di suolo	Peso specifico		Parametri di resistenza al taglio "Mohr-Coulomb"		Parametri di deformabilità		Parametri di permeabilità
	γ_t [N/m ³]	γ [N/m ³]	c' [Pa]	ϕ' [deg.]	E_t [MPa]	μ_r [-]	k [cm/s]
I	19000	12000	20000	38	100	0.27	10^{-2}
II	19000	12000	30000	35	80	0.27	10^{-3}
III	19000	12000	30000	30	50	0.30	10^{-5}
IV	19000	12000	40000	27	30	0.35	10^{-6}

• Per gli strati alternati di suolo vanno usati i valori medi tra gli strati interessati.

Tabella 7.6: Parametri geotecnici medi progettuali (Zaminfanavaran Consulting Engineers 2007).

Sulla base dei parametri geotecnici riportati in *Tabella 7.6* si è andati a caratterizzare il tracciato della nuova linea metropolitana partendo da Sud-Est, *Tabella 7.7*.

No.	Progressiva (m)	Categoria di suolo	Condizioni idrogeologiche	
			Tipo di acquifero	Livello idrico (m) [sopra arco rovescio]
1	0+000 →0+650	II	-	-
2	0+650 →1+195	II/III	-	-
3	1+195 →1+832	II	-	-
4	1+832 →2+810	III	Principale	0

No.	Progressiva (m)	Categoria di suolo	Condizioni idrogeologiche	
			Tipo di acquifero	Livello idrico (m) [sopra arco rovescio]
5	2+810 →3+506	II/III	Principale	0
6	3+530 →3+842	III	Principale	0
7	3+842 →4+250	III	Principale	2.3
8	4+250 →4+650	II	Principale	6
9	4+650 →6+410	II	Principale	15.2
10	6+410 →7+130	III	Principale	17
11	7+130 →8+570	I/II	Principale	20.5
12	8+570 →11+450	III	Principale	18.5
13	11+450 →12+400	II/III	Principale	15
14	12+400 →12+634	II	Principale	5.8
15	12+634 →12+890	II	Principale	0
16	12+890 →13+585	II	-	-
17	13+585 →14+750	I/II	-	-
18	14+750 →15+324	II/III	-	-
19	15+324 →15+770	II	-	-
20	15+770 →16+200	I	-	-
21	16+200 →16+758	II	-	-
22	16+758 →17+618	I	-	-
23	17+618 →18+891	I/II	-	-

No.	Progressiva (m)	Categoria di suolo	Condizioni idrogeologiche	
			Tipo di acquifero	Livello idrico (m) [sopra arco rovescio]
24	18+891 →19+100	I/II	-	-
25	19+100 →19+778	I/II	Sospeso	5
26	19+778 →20+810	I/II	Sospeso	17
27	20+810 →22+438	IV	Sospeso	18
28	22+438 →23+690	II/III	Sospeso	16.4
29	23+690 →24+132	III/IV	Sospeso	11.5
30	24+132 →24+664	IV	Sospeso	18.9
31	24+660 →25+130	III	Sospeso	16.2
32	25+130 →25+370	III/IV	Sospeso	14.2
33	25+370 →25+560	III/IV	-	-
34	25+560 →25+850	II/III	-	-
35	25+850 →26+900	II	-	-

Tabella 7.7: Caratterizzazione del terreno interessato dal progetto (Zaminfanavaran Consulting Engineers 2007).

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

8.1 Introduzione

Sulla base delle informazioni sintetizzate nel capitolo precedente si procede con l'analisi del rischio geologico associato allo scavo della galleria. L'impostazione del lavoro prevede l'individuazione dei fenomeni di pericolosità relativi al progetto specifico e l'approfondimento del fenomeno di pericolosità che avrebbe le conseguenze peggiori in termini di danni a edifici e infrastrutture e pertanto disagi alla popolazione.

8.2 Identificazione dei fenomeni di pericolosità associati al progetto

L'analisi del contesto geomorfologico, geologico, tettonico e stratigrafico dell'area in esame, lo studio degli aspetti idrografici e idrogeologici del sito d'interesse, insieme ai dati raccolti con le prove geotecniche. Hanno evidenziato che: la natura del materiale attraversato (*Formazione di Tehran*), la presenza di due acquiferi, la superficialità dello scavo e il sistema di faglie prossimo alla città concorrono alla generazione di possibili fenomeni di pericolosità associati al progetto specifico (*Tabella 8.1*).

Sigla	Fenomeni di pericolosità associati al progetto specifico
<i>H1</i>	Instabilità del fronte
<i>H2</i>	Instabilità del cavo
<i>H6</i>	Rigonfiamento
<i>H10</i>	Infiltrazioni e pressione interstiziale
<i>H12</i>	Interferenze
<i>H16</i>	Cedimenti in superficie
<i>H18</i>	Sismicità locale

Tabella 8.1: Fenomeni di pericolosità associati al progetto, per la completa trattazione si rimanda al capitolo 2.

L'identificazione dei fenomeni di pericolosità associati al progetto e lo studio del tessuto urbano hanno permesso di individuare per ogni singola tratta del tracciato le situazioni di potenziale pericolo (*Tabella 8.2*).

La *Tabella 8.2* deriva dalla sintesi di tutte le informazioni raccolte ed elaborate precedentemente e permette di evidenziare le caratteristiche delle singole tratte del tracciato metropolitano della nuova linea 7. In particolare il tracciato viene discretizzato in molteplici tratte aventi caratteristiche simili per quanto riguarda: la profondità a cui si sviluppa la galleria; la categoria di suolo; la profondità della falda rispetto al piano di campagna e la distanza dall'asse della galleria delle costruzioni esistenti. Inoltre, associata ad ogni singola tratta si hanno informazioni relative alle strutture esistenti che, vista la loro vicinanza al tracciato, potrebbero risentire in maniera negativa dell'effetto dello scavo. Nelle note oltre ad alcuni approfondimenti relativi alle strutture esistenti viene indicata la tratta dove sorgeranno le nuove stazioni della metropolitana. Infine nell'ultima colonna sono indicati i fenomeni di pericolosità (*Tabella 8.1*) associati.

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

Progressiva [km]	Copertura C [m]	Categoria di suolo	Soggiacenza Hw [m]	Distanza dall'asse della galleria di costruzioni esistenti [m]		Interferenze	Note	Fenomeni di pericolosità
				Sinistra	Destra			
12+500 – 12+560	10 – 15	II/III	-2 / -3	25	-		Stazione metropolitana N7	H1,H2,H6,H10,H16,H18
12+560 – 12+650	15 – 20	II/III	-3 / -4	25	-			H1,H2,H6,H10,H16,H18
12+650 – 12+720	20 – 25	II/III	-4 / -7	5	50	Cavalcavia stradale 03 – Passerella pedonale 1 – Palazzo B1	Cavalcavia stradale 03 non è stato possibile rilevarlo in sito. B1 sembra avere 2 piani interrati ed è fondato su pilastri	H1,H2,H6,H12,H16,H18
12+720 – 13+670	20 – 25	II	-7 / -∞	10	40	Passerella pedonale 2 – Passerella pedonale 3 – Passerella pedonale 4 – Cavalcavia stradale 04	Stazione metropolitana O7	H1,H2,H6,H12,H16,H18
13+670 – 13+920	15 – 20	II		15	30	Palazzo B2– Cavalcavia stradale 06		H1,H2,H6,H12,H16,H18
13+920 – 14+100	15 – 20	I/II		20	30	Passerella pedonale 8		H1,H2,H6,H12,H16,H18
14+100 – 14+250	20 – 25	I/II		20	30	Cavalcavia stradale 07	Stazione P7 – Cavalcavia stradale 07	H1,H2,H6,H12,H16,H18
14+250 – 14+900	25 – 30	I/II		25	30	Sottopasso pedonale 07 – Sottopasso stradale 08	La posizione del sottopasso stradale 08 non è stato possibile rilevarla	H1,H2,H6,H12,H16,H18

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

Progressiva [km]	Copertura C [m]	Categoria di suolo	Soggiacenza Hw [m]	Distanza dall'asse della galleria di costruzioni esistenti [m]		Interferenze	Note	Fenomeni di pericolosità
				Sinistra	Destra			
14+900 – 15+050	30 – 35	I/II		20	20	Sottopasso stradale 08 – Passerella pedonale 10	Stazione Q7	H1,H2,H6,12,H16,H18
15+050 – 15+620	30 – 35	II/III		20	20	Sottopasso stradale 08 – Linea 2 della metropolitana di Tehran (già esistente)	La posizione della linea 2 della metro non è stato possibile rilevarla	H1,H2,H6,H12,H16,H18
15+620 – 15+850	35 – 40	II		20	20	Sottopasso stradale 08 – Linea 4 della metro di Tehran (non ancora sistente)	Stazione R7. La posizione della linea 4 va a interferire con l'attuale sottopasso stradale.	H1,H2,H6,H12,H16,H18
15+850 – 16+050	40 – 45	II		20	20	Sottopasso stradale 08		H1,H2,H6,H12,H16,H18
16+050- 16+350	40 – 45	I		25	15	Sottopasso stradale 08 – Passerella pedonale 11 – Passerella pedonale 12		H1,H2,H6,H12,H16,H18
16+350 – 16+830	35 – 40	I		30	30	Sottopasso stradale 08 – Passerella pedonale 13 – Cavalcavia stradale 07	Stazione S7. Assenza di informazioni topografiche al lato destro dell'opera	H1,H2,H6,H12,H16,H18
16+830 – 17+100	40 – 45	I		35	?	Sottopasso stradale 08 Passerella pedonale 15	Assenza di informazioni topografiche al lato destro dell'opera	H1,H2,H6,H12,H16,H18
17+100 – 17+420	35 – 40	I		20	?	Sottopasso stradale 08	Assenza di informazioni topografiche al lato destro	H1,H2,H6,H12,H16,H18

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

Progressiva [km]	Copertura C [m]	Categoria di suolo	Soggiacenza Hw [m]	Distanza dall'asse della galleria di costruzioni esistenti [m]		Interferenze	Note	Fenomeni di pericolosità
				Sinistra	Destra			
							dell'opera	
17+420 – 17+750	30 – 35	I		25			Assenza di informazioni topografiche al lato destro dell'opera	H1,H2,H6,H12,H18
17+750 – 17+900	25 – 30	I		25	50		Sottopasso stradale 08	H1,H2,H6,H12,H18
17+900 – 18+050	25 – 30	I/II		50	20			H1,H2,H6,H12,H18
18+050 – 18+200	20 – 25	I/II		60	20			H1,H2,H6,H12,H18
18+200 – 18+370	25 – 30	I/II		60	40	Passerella pedonale 16	Stazione T7	H1,H2,H6,S12,H16,H18
18+370 – 18+580	30 – 35	I/II		35	15	Linea 6 della metropolitana (non ancora esistente) – Cavalcavia stradale 09 – Passerella pedonale 18		H1,H2,H6,H12,H16,H18
18+580 – 18+920	25 – 30	I/II		25	15			H1,H2,H6,H12,H18
18+920 – 19+350	20 – 25	I/II		10	40		Stazione U7 ripartenza della TBM	H1,H2,H6,H12,H18

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

Progressiva [km]	Copertura C [m]	Categoria di suolo	Soggiacenza Hw [m]	Distanza dall'asse della galleria di costruzioni esistenti [m]		Interferenze	Note	Fenomeni di pericolosità
				Sinistra	Destra			
19+350 – 19+750	25 – 30	I/II	-00 / 1	-	80			H1,H2,H6,H10,H12,H18
19+750 – 19+880	20 – 25	I/II	1 / 3	25	-			H1,H2,H6,H10,H12,H18
19+880 – 19+980	25 – 30	I/II	3 / 4	30	-			H1,H2,H6,H10,H12,H18
19+980 – 20+050	30 – 35	I/II	4 / 5	70	-			H1,H2,H6,H10,H12,H18
20+050 – 20+300	35 – 40	I/II	5 / 8	0	30	Palazzo B3		H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18
20+300 – 20+500	35 – 40	IV	8 / 11	5	-	Palazzo B3	Assenza informazioni topografiche	H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18
20+500 – 20+800	30 – 35	IV	11 / 18	?	?	Sottopasso stradale 19 – Palazzi SZ04	Assenza informazioni topografiche	H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18
20+800 – 21+300	35 – 40	IV	18 / 30	?	60	Palazzi SZ04	Stazione V7. Discordanza sulla posizione dei palazzi SZ04.	H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18
21+300 – 21+350	35 – 40	III/IV	30		-	Linea 9 della metropolitana (non ancora esistente)	Assenza di informazioni sulla linea 9 della metro	H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

Progressiva [km]	Copertura C [m]	Categoria di suolo	Soggiacenza Hw [m]	Distanza dall'asse della galleria di costruzioni esistenti [m]		Interferenze	Note	Fenomeni di pericolosità
				Sinistra	Destra			
21+350 – 21+400	30 – 35	III/IV	30 / 25	-	-			H1,H2,H6,H10,H12,H18
21+400 – 21+600	25 – 30	III/IV	25 / 17	25	-			H1,H2,H6,H10,H12,H18
21+600 – 21+670	20 – 25	III/IV	17 / 15		70			H1,H2,H6,H10,H12,H18
21+670 – 21+750	15 – 20	III/IV	15 / 13	-	-			H1,H2,H6,H10,H12,H18
21+750 – 21+830	10 – 15	III/IV	13 / 10		-			H1,H2,H6,H10,H12,H18
21+830 – 22+020	5 – 10	III/IV	10 / 5	50	80			H1,H2,H6,H10,H12,H18
22+020 – 22+200	5 – 10	III	5 / 2	30	70			H1,H2,H6,H10,H12,H18
22+200 – 22+400	5 – 10	II/III	2 / 5	40	50	Passerella pedonale 20		H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18
22+400 – 23+400	10 – 15	II/III	5 / 11 / 5	30	40		Stazione W7	H1,H2,H6,H10,H12,H18

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

Progressiva [km]	Copertura C [m]	Categoria di suolo	Soggiacenza Hw [m]	Distanza dall'asse della galleria di costruzioni esistenti [m]		Interferenze	Note	Fenomeni di pericolosità
				Sinistra	Destra			
23+400 – 23+530	10 – 15	III/IV	5	55	50			H1,H2,H6,H10,H12,H18
23+530 – 23+850	15 – 20	III/IV	5	30	45			H1,H2,H6,H10,H12,H18
23+850 – 23+900	20 – 25	IV	5 / 8	70	70		Stazione X7	H1,H2,H6,H10,H12,H18
23+900 – 24+000	25 – 30	IV	8 / 13	70	70			H1,H2,H6,H10,H12,H18
24+000 – 24+350	30 – 35	IV	13 / 14	25	25			H1,H2,H6,H10,H12,H18
24+350 – 24+420	30 – 35	III	14 / 13	25	25			H1,H2,H6,H10,H12,H18
24+420 – 24+700	35 – 40	III	13 / 11	25	25	Passerella pedonale 21 – Cavalcavia e sottopasso stradale 12		H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18
24+700 – 24+830	40 – 45	III	11 / 9	20	45			H1,H2,H6,H10,H12,H18
24+830 – 24+900	40 – 45	III/IV	9 / 8	5	50			H1,H2,H6,H10,H12,H18

Cap. 8-Identificazione e quantificazione del pericolo di cedimenti

Progressiva [km]	Copertura C [m]	Categoria di suolo	Soggiacenza Hw [m]	Distanza dall'asse della galleria di costruzioni esistenti [m]		Interferenze	Note	Fenomeni di pericolosità
				Sinistra	Destra			
24+900 – 25+200	45 – 50	III/IV	8 / -2	0	0	Passerella pedonale 22 – Palazzi B4 SZ06	Discordanza sulla posizione dei palazzi SZ06	H1,H2,H6,H10,H12,H16,H18
25+200 – 25+250	40 - 45	III/IV	-2 / -6	15	30			H1,H2,H6,H10,H12,H18
25+250 – 25+300	35 – 40	II/III	-6 /-8	15	35			H1,H2,H6,H10,H12,H18
25+300 – 25+350	30 – 35	II/III	-8 / -9	15	30			H1,H2,H6,H10,H12,H18
25+350 – 25+450	25 – 30	II/III	-9 / -00	15	30			H1,H2,H6,H10,H12,H18
25+450 – 25+600	20 – 25	II/III		15	25			H1,H2,H6,H12,H18
25+600 – 25+700	15 – 20	II/III		20	-		Stazione Y7	H1,H2,H6,H12,H18

Tabella 8.2: Caratterizzazione sintetica del tracciato della linea 7 della metropolitana di Tehran.

L'identificazione dei fenomeni di pericolosità ha evidenziato diverse sorgenti di pericolo.

Tra queste, visto l'ambiente urbano densamente costruito, si è scelto di approfondire solamente:

- ✓ il pericolo relativo ai cedimenti assoluti;
- ✓ il pericolo relativo ai cedimenti differenziali.

8.3 Valutazione del pericolo

Tra i diversi approcci alla valutazione del pericolo (*capitolo 4*), in questa sede si è scelto di utilizzare l'approccio statistico, descrivendo le grandezze che caratterizzano il terreno come variabili aleatorie.

In particolare nella valutazione dei cedimenti in superficie, tra i vari parametri che caratterizzano il terreno (*Tabella 7.6*) viene trattato come variabile aleatoria il Modulo Elastico (E_t).

I dati ricavati dalla prova in situ *Plate Load Test* (*Tabella 8.3*), nonostante la non elevatissima numerosità del campione, hanno permesso di associare una distribuzione di probabilità al Modulo Elastico per la categoria di suolo *I*.

Test No.	E_t (kg/cm ²)
PL-356	783,1643
PL-358	696
PL-359	1059
PL-363	1204
PL-372	1580
PL-366	1027
PL-346	1512
PL-377	1601
PL-375	1826
PL-373	1689
PL-354	1299
PL-353	1028
PL-351	1100
PL-347	696
PL-349	1901
PL-371	1271
PL-374	1252

Tabella 8.3: Modulo elastico E_t ricavato da prova in situ *Plate Load Test* per il suolo di categoria *I*.

In particolare dopo aver organizzato i dati contenuti nella *Tabella 8.3* si è individuata la distribuzione di probabilità che meglio approssima i dati *Tabella 8.4*.

	Input	Normale	LogLogistica	Weibull	Lognormale	Logistica	Valori estremi	Uniforme
Media	1297,35	1297,35	1301,38	1298,03	1297,36	1288,48	1309,28	1298,00
Mediana	1252,00	1297,35	1277,67	1280,88	1285,37	1288,48	1244,72	1298,00
Std. Deviation	344,76	344,76	363,14	330,87	335,08	358,14	392,97	391,01
Indice Skewness	0,123	0,000	0,660	0,306	0,216	0,000	1,140	0,000
indice Kurtosis	2,352	3,000	5,308	2,810	3,083	4,200	5,400	1,800
Test statistici								
Chi-Sq Statistic		0,1176	0,1176	0,1176	0,1176	0,1176	0,1176	0,4706
A-D Statistic		0,2405	0,2449	0,2398	0,2410	0,2723	0,2841	0,4301
K-S Statistic		0,1124	0,1148	0,1137	0,1177	0,1198	0,1263	0,1823

Tabella 8.4: Confronto tra dati di input e distribuzioni di probabilità note.

Considerato quanto riportato in *Tabella 8.4* è parso ragionevole descrivere il modulo elastico attraverso la distribuzione Normale (*Figura 8.1*).

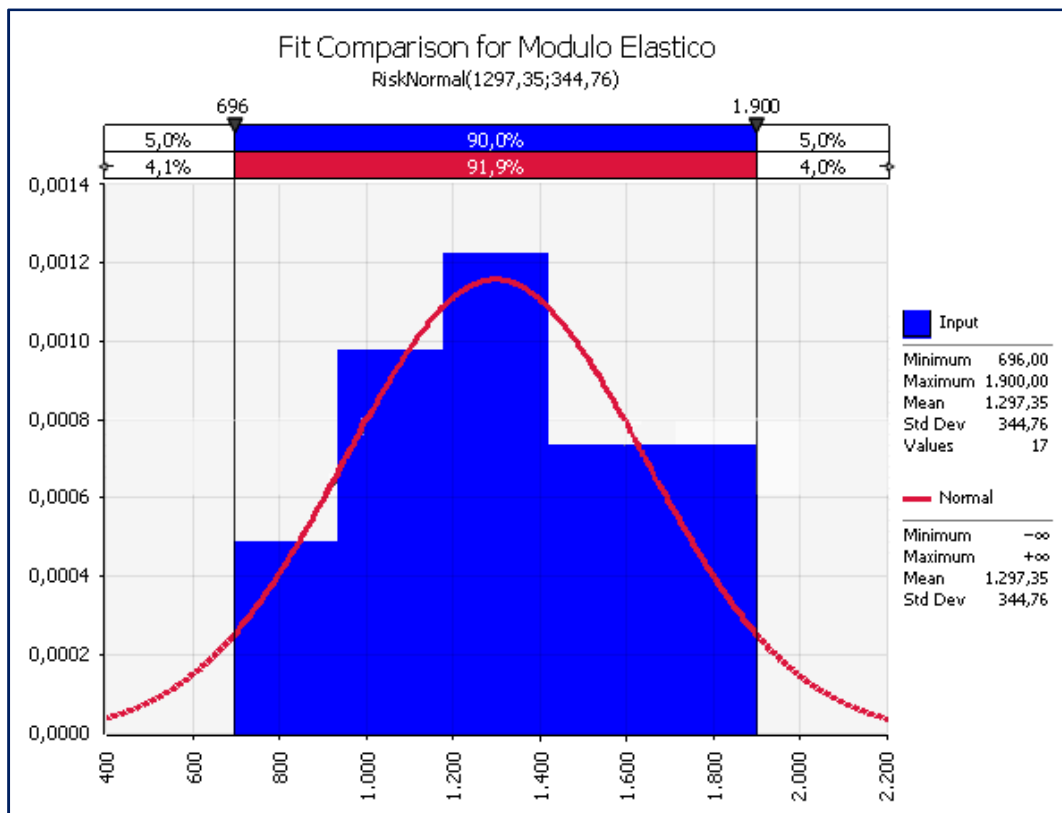


Figura 8.1: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo I ricavata da prove in situ.

Per le altre tre categorie di terreno si è proceduto in maniera analoga ottenendo i risultati di seguito riportati *Figure 8.2-8.4*.

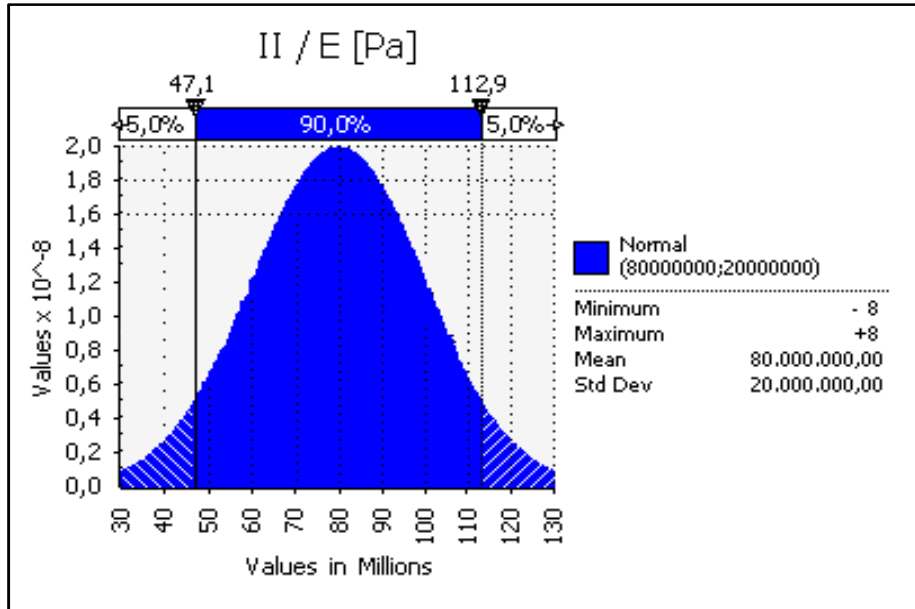


Figura 8.2: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo II ipotizzata sulla base della categoria I.

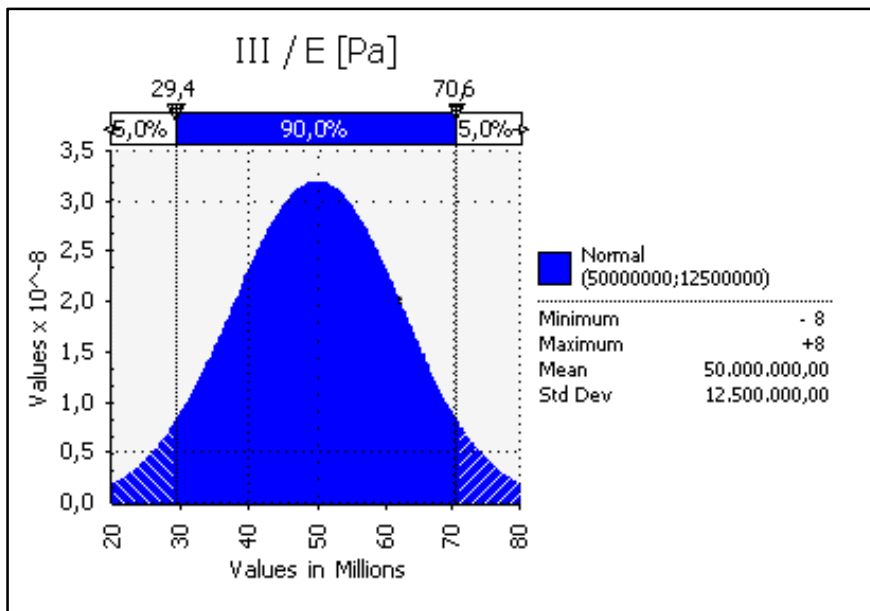


Figura 8.3: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo III ipotizzata sulla base della categoria I.

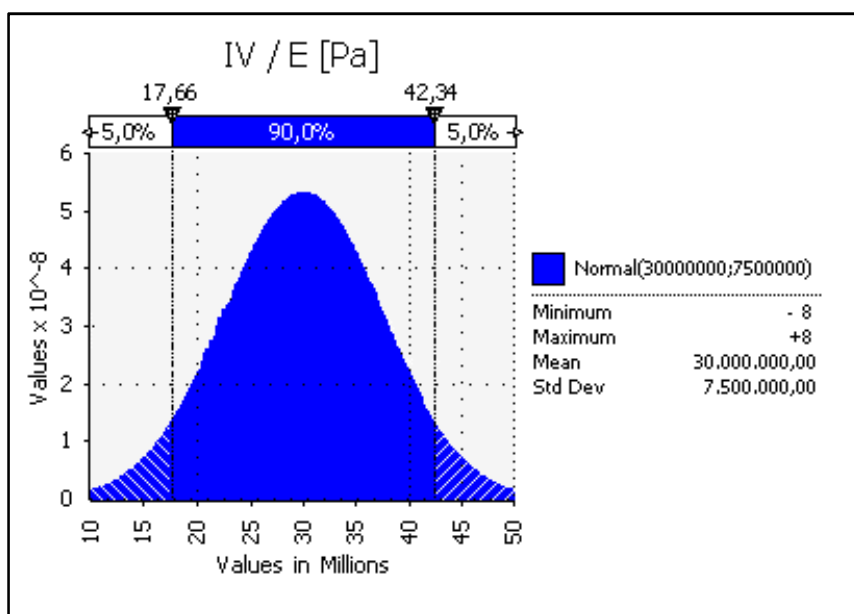


Figura 8.4: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo IV ipotizzata sulla base della categoria I.

In alcuni tratti il terreno presenta delle caratteristiche intermedie alle principali, perciò note le distribuzioni Normali delle categorie principali, attraverso un processo di simulazione Monte Carlo basato su mille iterazioni stocastiche è possibile individuare la distribuzione di probabilità dei Moduli Elastici delle categorie intermedie (Figure 8.5-8.7). Nella Tabella 8.5 sono raccolte le caratteristiche delle distribuzioni normali associate alle sette categorie di terreno.

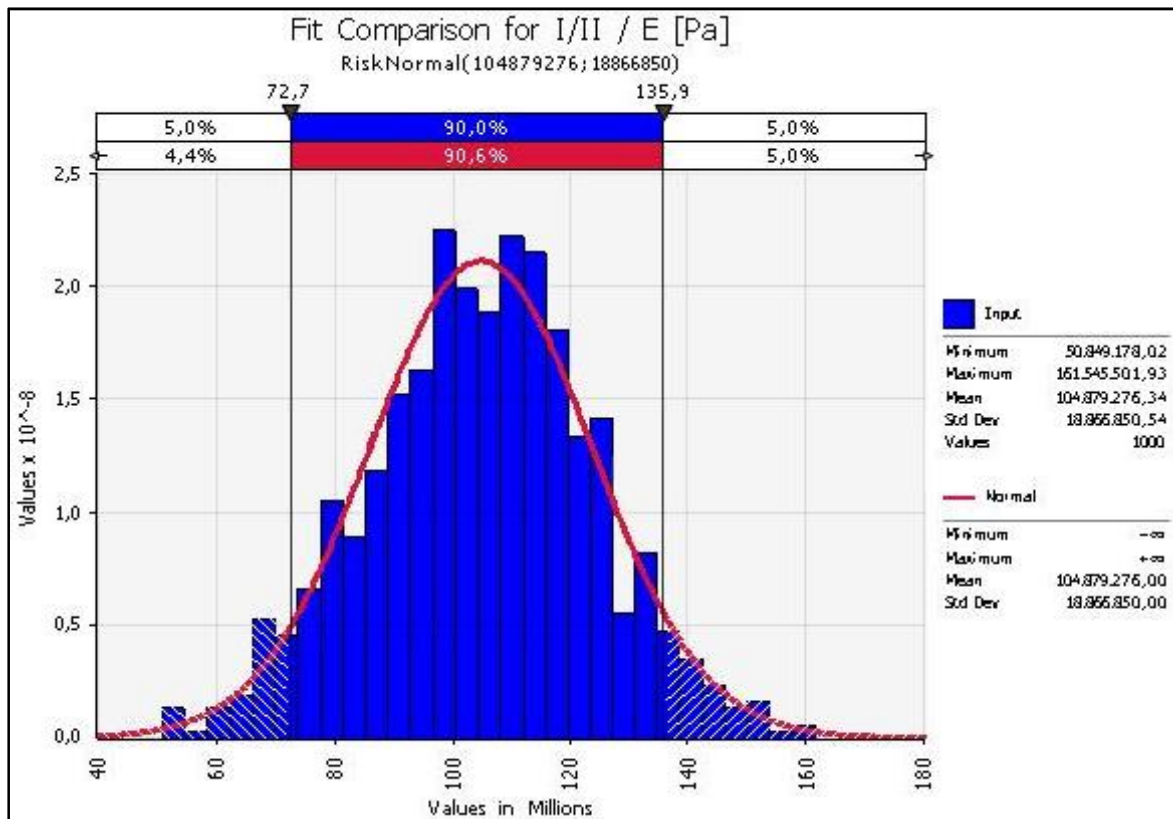


Figura 8.5: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo I-II

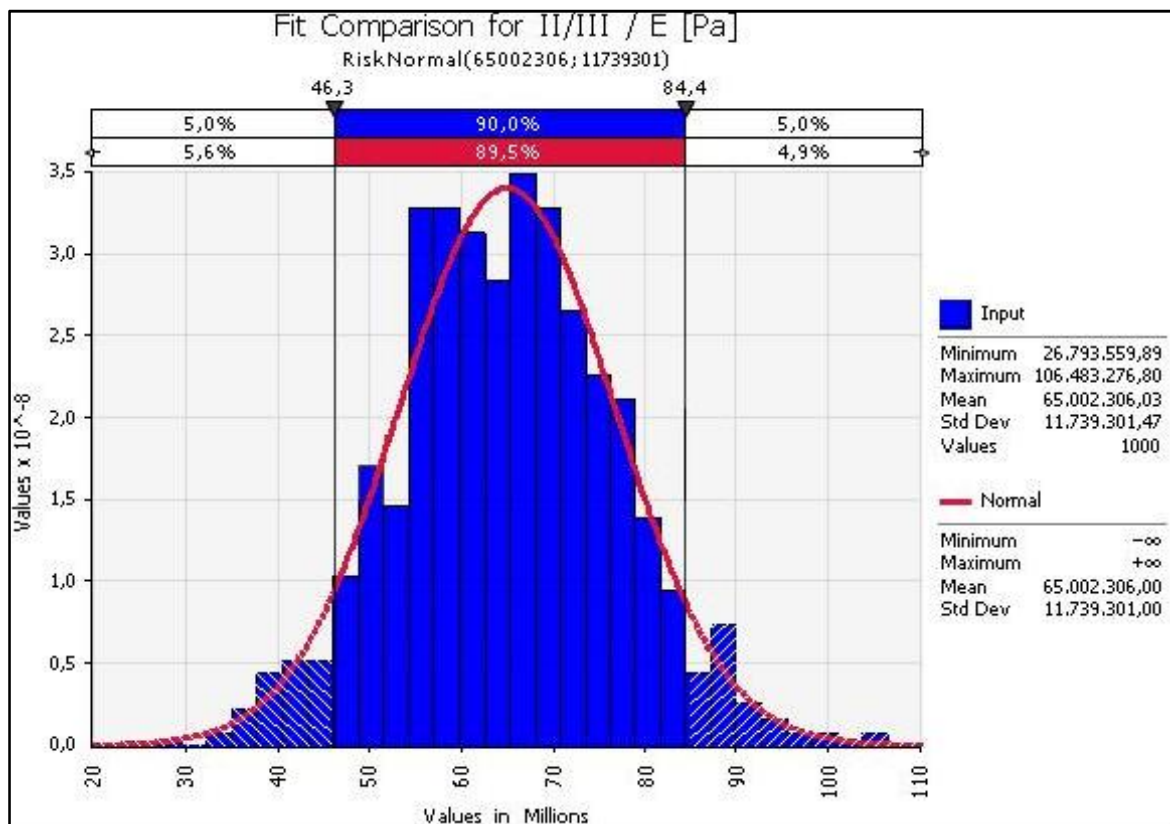


Figura 8.6: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo II-III.

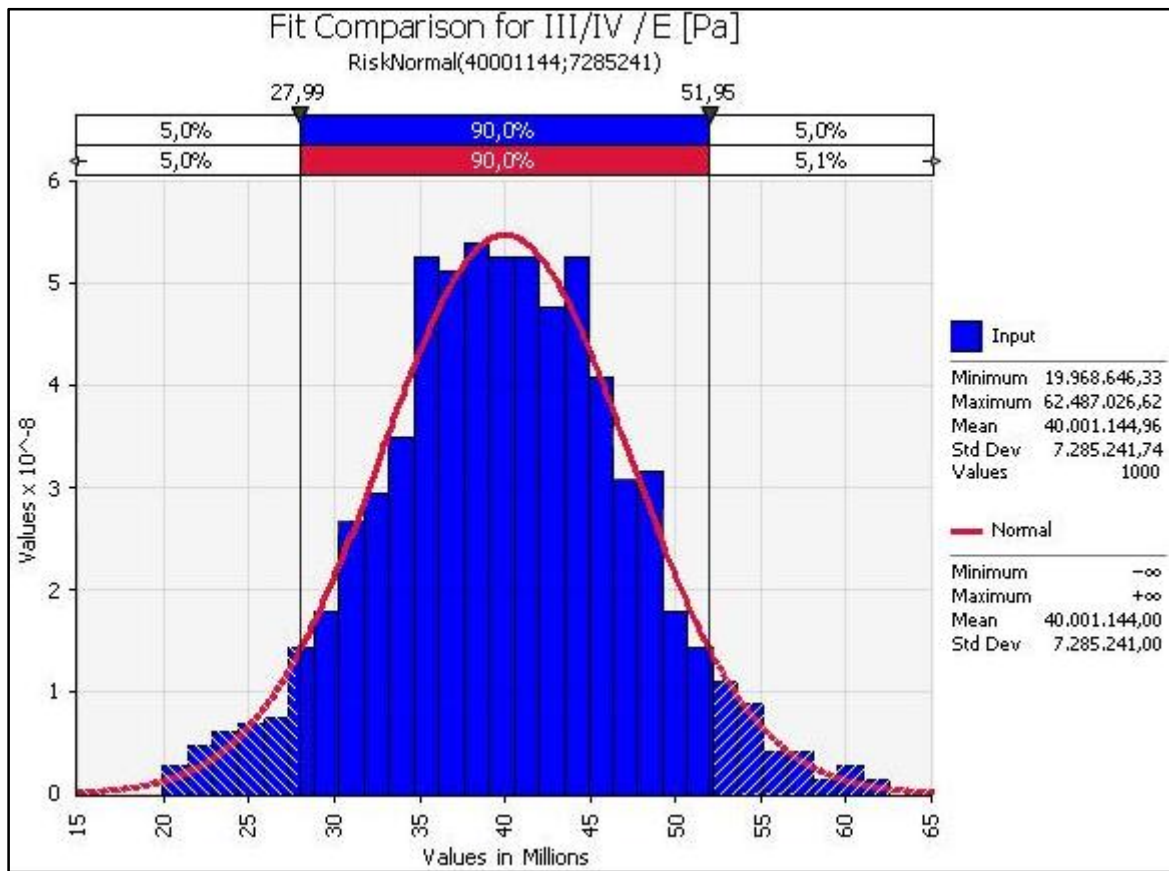


Figura 8.7: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo III-IV.

Categoria di suolo	Modulo Elastico [Mpa]	
	Media	Varianza
I	129,73	32,43
I/II	104,87	18,87
II	80	20
II/III	65	11,7
III	50	12,5
III/IV	40	7,28
IV	30	7,5

Tabella 8.5: Caratteristiche delle distribuzioni Normali che rappresentano il Modulo Elastico per ogni categoria di suolo

La rappresentazione del Modulo Elastico tramite le distribuzioni Normali è stata indispensabile per continuare nella valutazione del pericolo in termini statistici.

I parametri che caratterizzano le categorie di suolo sono riassunti nella tabella seguente:

Categoria di suolo	γ_N [N/m ³]	γ_{SAT} [N/m ³]	γ' [N/m ³]	ν	E [MPa]		c' [Pa]	ϕ'
					Media	Varianza		
I	19000	22000	12000	0,27	129,73	32,43	20000	38
I/II	19000	22000	12000	0,27	104,87	18,87	25000	36,5
II	19000	22000	12000	0,27	80	20	30000	35
II/III	19000	22000	12000	0,285	65	11,7	30000	32,5
III	19000	22000	12000	0,3	50	12,5	30000	30
III/IV	19000	22000	12000	0,325	40	7,28	35000	28,5
IV	19000	22000	12000	0,35	30	7,5	40000	27

Tabella 8.6: Parametri che caratterizzano il suolo.

La valutazione del pericolo di cedimenti superficiali prosegue passando dalla quantificazione dei cedimenti tramite un metodo numerico.

➤ **Codice di calcolo**

I fenomeni di subsidenza indotti dallo scavo della galleria sono stati ricavati utilizzando il codice di calcolo FLAC2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) (Itasca, 2005), un programma basato sul metodo delle differenze finite e sviluppato per la modellazione di problemi geotecnici sia in campo statico sia in condizioni dinamiche.

Come in generale tutti i metodi alle differenze finite e agli elementi finiti, il codice traduce il sistema di equazioni differenziali che governano il problema in un sistema di equazioni algebriche scritte in termini delle variabili di campo (ad esempio tensioni e spostamenti) definite in punti discreti dello spazio. Il dominio fisico di riferimento è discretizzato attraverso una griglia composta da elementi quadrilateri configurata in modo da modellare contatti stratigrafici e morfologie superficiali anche complesse e irregolari. I vertici degli elementi costituiscono i nodi della griglia, in corrispondenza dei quali sono risolte le equazioni del problema. FLAC2D utilizza un algoritmo esplicito di integrazione nel tempo per la soluzione delle equazioni che governano il problema. Una rappresentazione schematica dell'algoritmo è mostrata nella *Figura 8.8*.

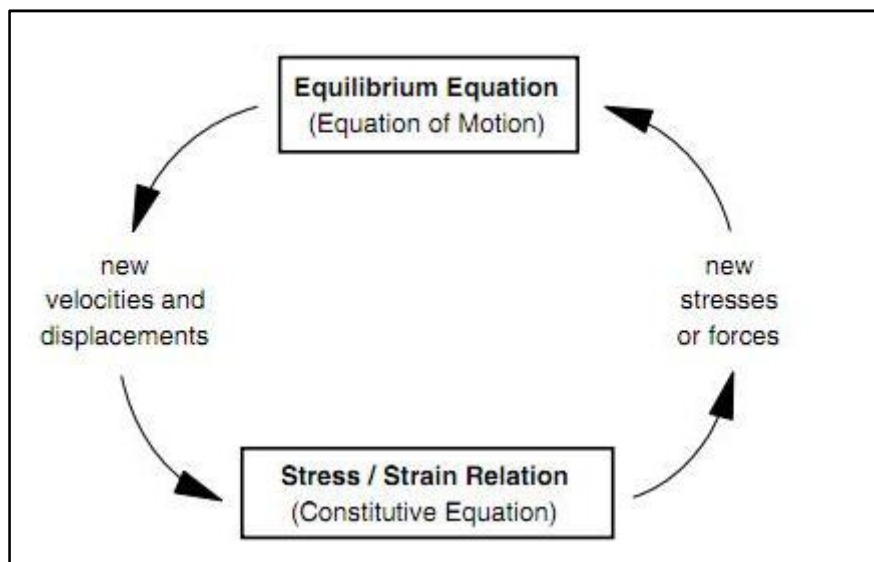


Figura 8.8: Rappresentazione schematica dell'algoritmo esplicito di integrazione nel tempo, adottato dal codice alle differenze finite FLAC2D (Itasca 2005).

Ad ogni passo di calcolo vengono risolte le equazioni di equilibrio dinamico per determinare velocità e spostamenti, a partire dalle tensioni e dalle forze imposte ai nodi della griglia; successivamente le velocità di deformazione sono ricavate dalle velocità e quindi, attraverso le equazioni costitutive, si ottengono i valori aggiornati delle tensioni. L'ipotesi di base dell'approccio esplicito consiste nel fatto che, durante ciascuna fase rappresentata nei riquadri della *Figura 9.8*, le grandezze vengono ricavate a partire da altre grandezze che si ammettono costanti durante l'operazione. Ad esempio, i valori delle velocità di deformazione sono considerati fissi durante il calcolo delle tensioni mediante le leggi costitutive (riquadro inferiore nella *Figura 8.8*), ossia si assume che le nuove tensioni calcolate non influiscano sui valori assunti per le velocità. Tale ipotesi può apparire poco accettabile dal punto di vista fisico poichè, se si ha una variazione dello stato tensionale in un nodo, questa influisce sui nodi ad esso adiacenti, modificandone la velocità di deformazione. Tuttavia, se l'intervallo di tempo Δt corrispondente al ciclo di calcolo è sufficientemente piccolo, l'informazione non può fisicamente passare da un elemento all'altro durante quell'intervallo e, di conseguenza, elementi contigui non possono effettivamente influenzarsi reciprocamente durante il periodo di calcolo. Poichè il Δt richiesto è generalmente molto piccolo, è necessario un gran numero di passi di integrazione e, di conseguenza, i tempi di calcolo possono essere anche molto elevati (Itasca 2005).

Le diverse combinazioni tra categoria di suolo, copertura e condizioni idrauliche (Tabella 9.8) hanno portato all'analisi di tredici sezioni.

Categorie di suolo	Copertura [m]		
	saturo	saturo	secco
I	-	-	35
I/II	30	-	25
II	22,5	-	40
II/III	12,6	31,25	29,7
III	7,5	38,1	-
III/IV	37,8	13,8	-
IV	33,5	-	-

Tabella 8. 7: Sezioni del tracciato analizzate.

Le tredici sezioni rappresentano mediamente le condizioni più frequenti del tracciato della nuova linea metropolitana.

✓ **Scenari di modellizzazione**

Nell'approccio con tecniche classiche lo scavo viene modellizzato come un'asportazione subitanea della porzione di terreno interessata dallo scavo e quindi il terreno troverà un nuovo assetto senza nessun tipo di vincolo in termini di massima convergenza del contorno del cavo.

Nell'utilizzo dell'EPBM (Figura 8.9) la modellizzazione dello scavo è più complessa in quanto bisogna tener conto della macchina fresante e del rivestimento definitivo. Dunque il terreno nel trovare un nuovo assetto sarà vincolato e la massima convergenza del contorno del cavo sarà assunta pari al sovrascavo tra la testa fresante e lo scudo, fissato a 2,5 cm.

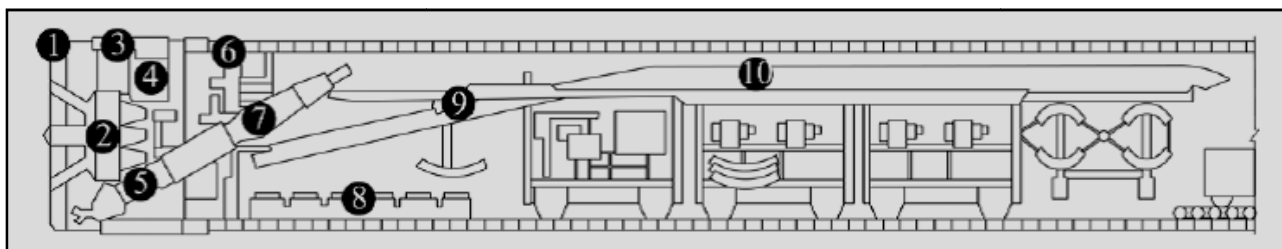


Figura 8.9: Sezione schematica di una TBM "Earth Pressure Balance Machine". 1: testa fresante; 2: unità di guida; 3: martinetti di spinta; 4: camera iperbarica; 5: coclea; 6: erettore; 7 uscita della coclea; 8: trasporto concii allo scudo; 9: gru di movimentazione; 10: nastro trasportatore (Brescia Mobilità 2010).

In entrambi i casi viene assunto per il terreno un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb con una legge di sovrascorrimento associata ($\psi=0$ la superficie di rottura coincide con la superficie di

plasticizzazione) e un comportamento elastico perfettamente plastico (la superficie di snervamento non evolve).

L'analisi è stata effettuata in una sequenza di fasi di seguito descritte, ripetute per tutte le tredici sezioni indagate.

Fase1 – Geometria

La natura del fenomeno indagato determina le dimensioni del dominio, in particolare poiché l'analisi prevede lo studio dei cedimenti del terreno il dominio deve essere in grado di contenere tutta la porzione di terreno interessata dal bacino di subsidenza e parte del terreno che non risente degli effetti dello scavo. Dopo diversi tentativi, come risulta evidente dalla *Figura 8.10*, si è concluso che il dominio ottimale si estende fino a 100 metri dall'asse della galleria. Con queste dimensioni si è certi che il fenomeno può essere studiato in tutta la sua estensione ed inoltre i risultati ottenuti non sono influenzati dalle condizioni al contorno (*Figura 8.11*). Le condizioni al contorno del modello sono: spostamenti orizzontali impediti sui bordi laterali e spostamenti verticali impediti sul bordo inferiore, dal punto di vista idraulico bordo inferiore impermeabile e carico idraulico costante.

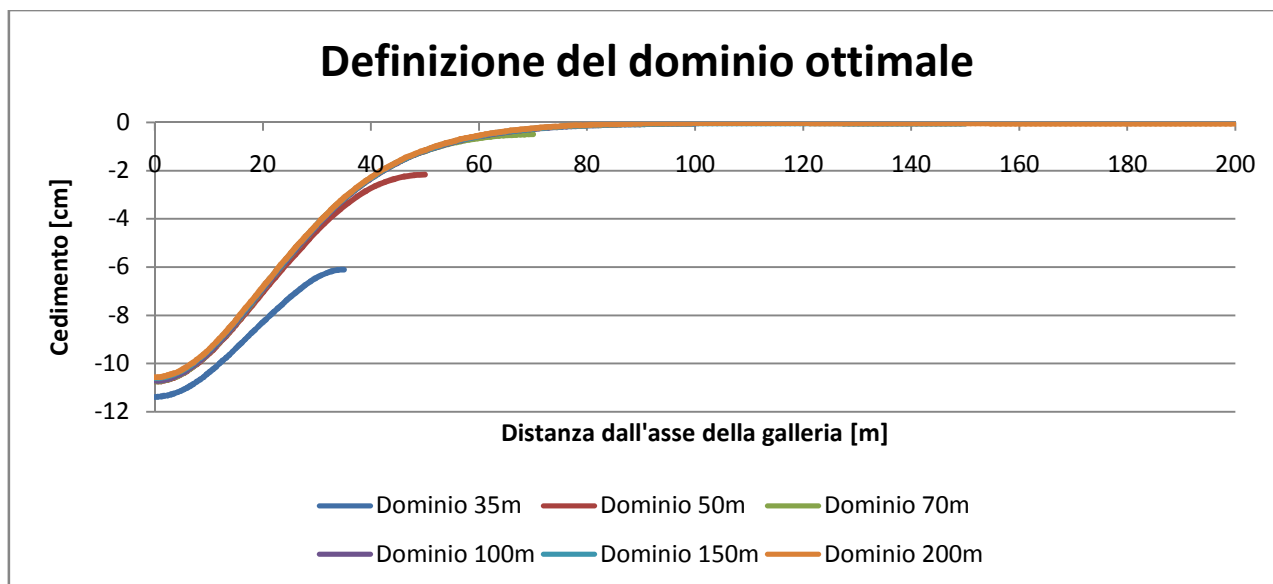


Figura 8.10: Ricerca del dominio ottimale in funzione.

La discretizzazione della griglia è tale da garantire la soluzione delle equazioni che descrivono il comportamento del terreno mediamente ogni 0.9 m², in ogni caso l'attenzione è focalizzata sul

piano di campagna dove le soluzioni delle equazioni sono ricercate ogni 60 cm per i primi 35 m dall'asse della galleria e ogni 80 cm per i restanti 65m.

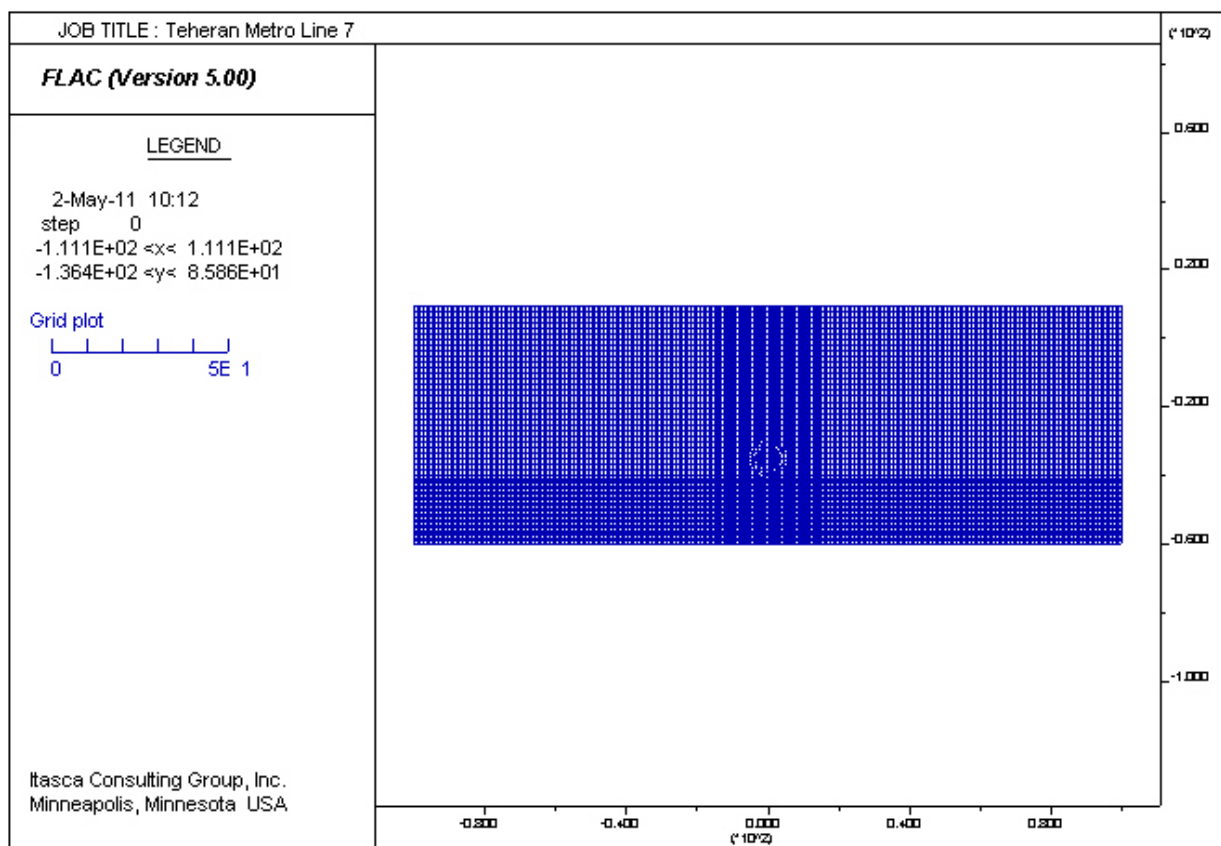


Figura 8.11: Griglia di calcolo utilizzata per modellare la porzione di terreno interessata dallo scavo

Fase2 – Caratterizzazione del suolo

Una volta definita la geometria del dominio si procede con la caratterizzazione del suolo, i parametri necessari sono riportati in *Tabella 8.6* perciò sarà necessario implementare nel codice di calcolo i valori di peso specifico, peso immerso e peso dell'acqua nonché l'altezza di falda che, nel caso delle sezioni sature coincide con il piano di campagna mentre nel caso di sezioni secche si trova ad una profondità di 60 m gli ulteriori parametri da inserire sono relativi al valore di coesione, tensione, angolo di attrito e modulo di Poisson. L'ultimo passo è l'inserimento del Modulo Elastico ma poiché tale parametro è descritto dalla distribuzione Normale l'implementazione del parametro non può essere diretta bensì dovrà essere implementata in termini di Modulo di rigidità volumetrica K e Modulo di taglio G strettamente correlati al Modulo elastico e ricavati dalle seguenti espressioni:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Per far ciò si ricorre nuovamente alla simulazione Monte Carlo che, note le distribuzioni Normali dei Moduli Elastici, simula mille eventi indipendenti. Successivamente tramite le relazioni tra E, K, G si ricavano mille valori di K e G per ogni categoria di suolo, e quindi è possibile ricavare le relative distribuzioni di probabilità (Figure 8.12-8.25) .

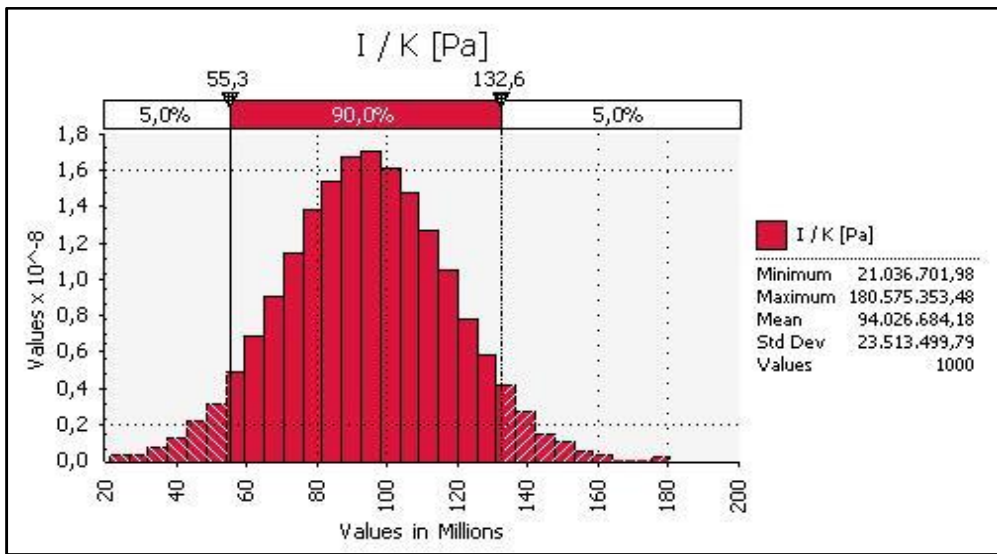


Figura 8.12: Distribuzione di probabilità di K per la categoria di suolo I.

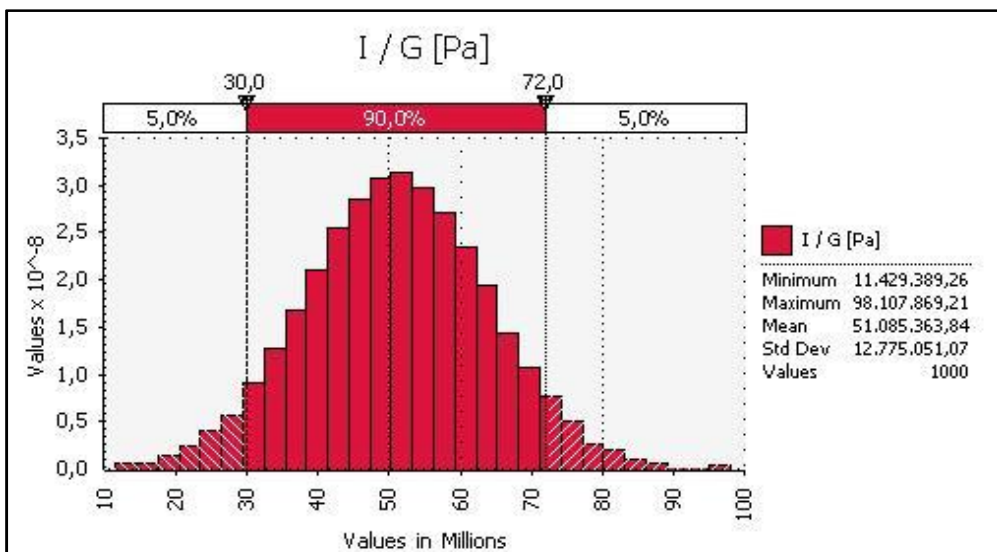


Figura 8.13: Distribuzione di probabilità di G per la categoria di suolo I.

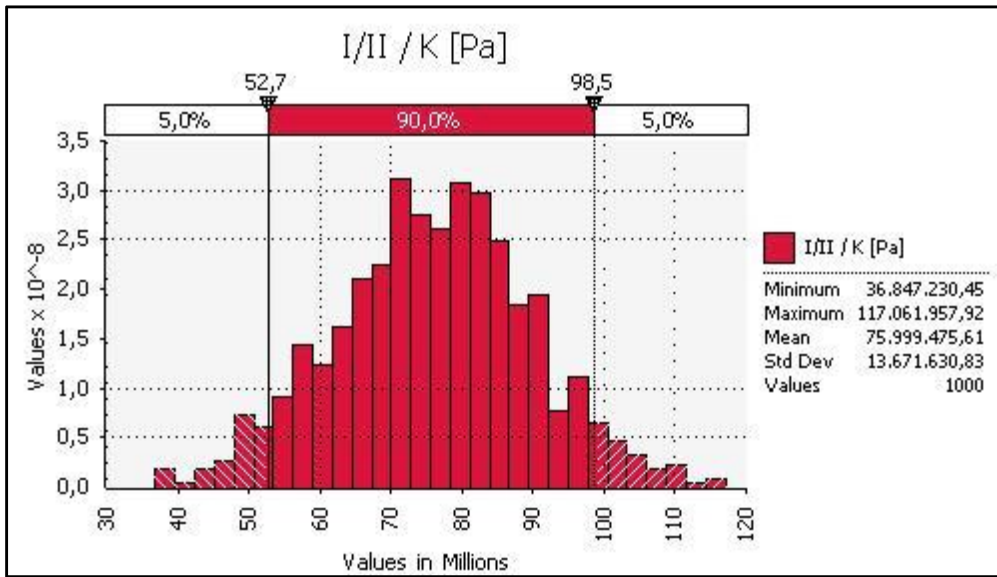


Figura 8.14: Distribuzione di probabilità di K per la categoria di suolo I-II.

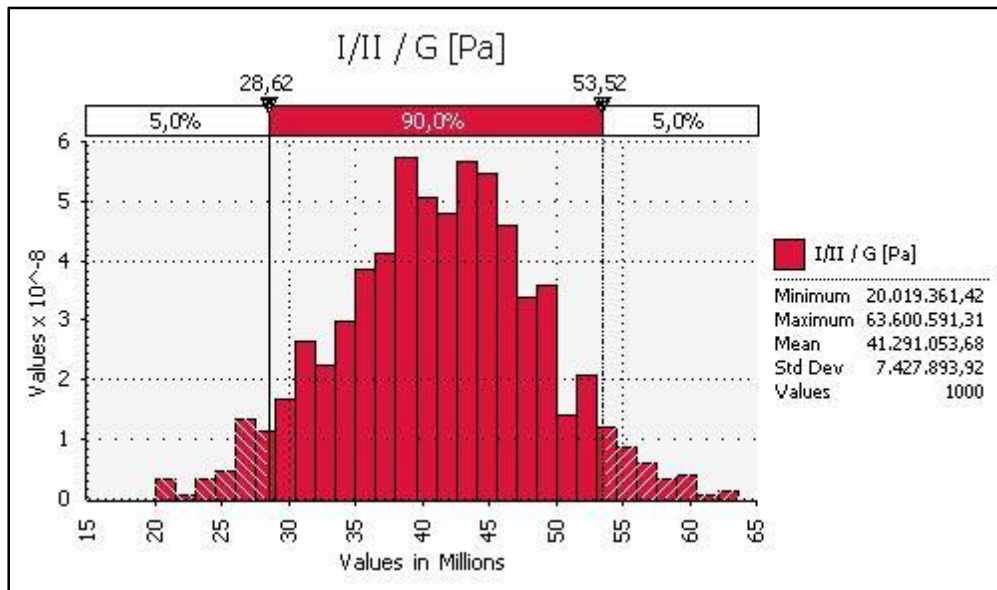


Figura 8.15: Distribuzione di probabilità di E_t per la categoria di suolo I-II.

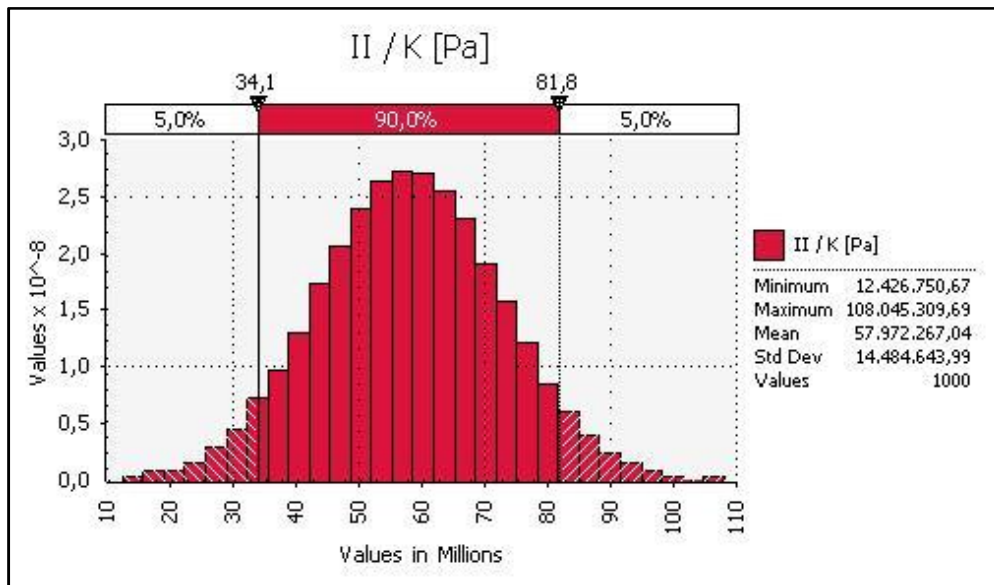


Figura 8.16: Distribuzione di probabilità di K per la categoria di suolo II.

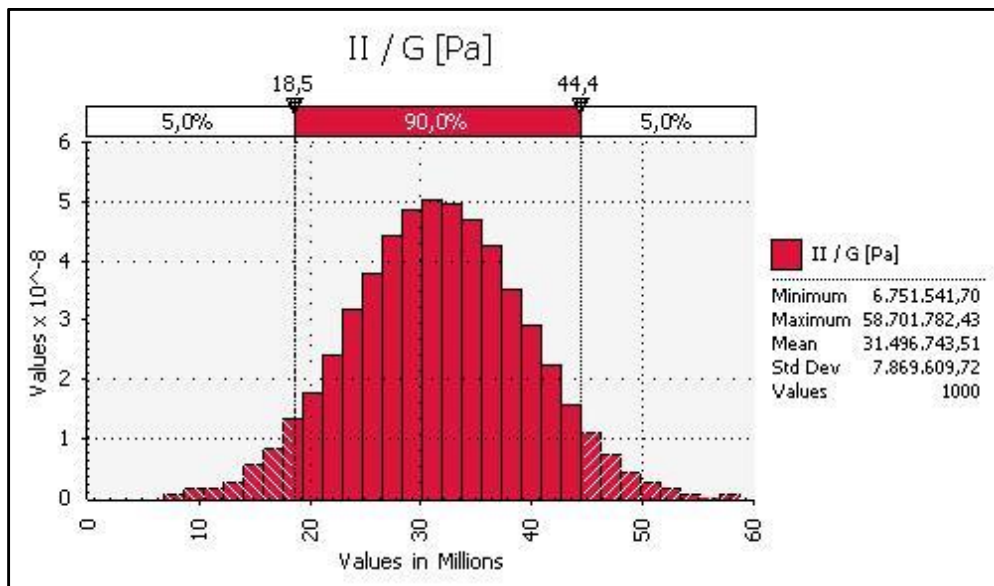


Figura 8.17: Distribuzione di probabilità di G per la categoria di suolo II.

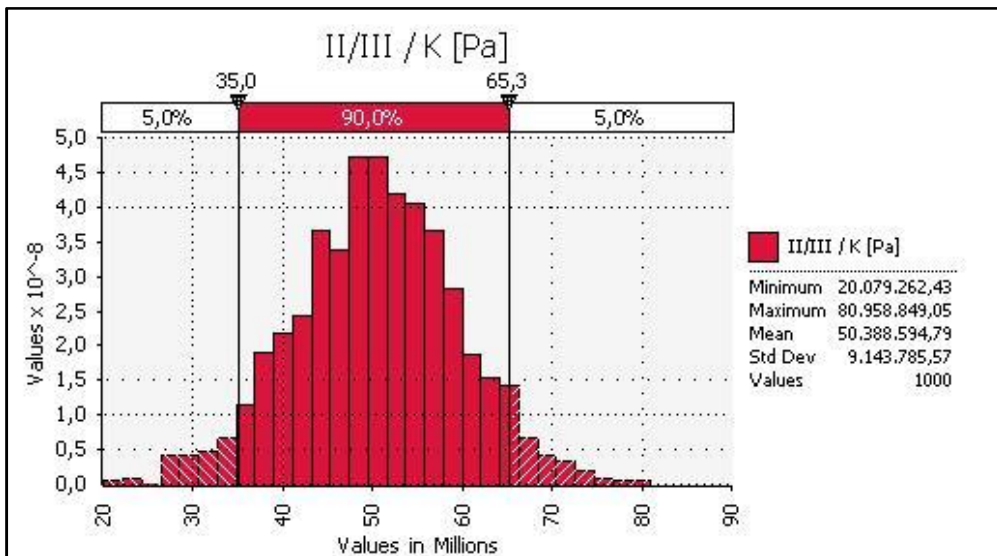


Figura 8.18: Distribuzione di probabilità di K per la categoria di suolo II-III.

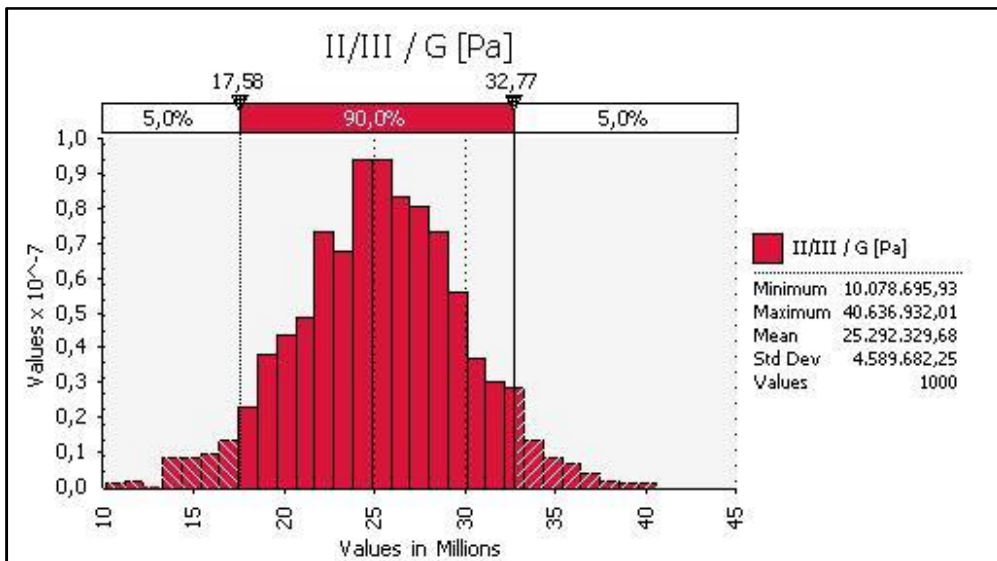


Figura 8.19: Distribuzione di probabilità di G per la categoria di suolo II-III.

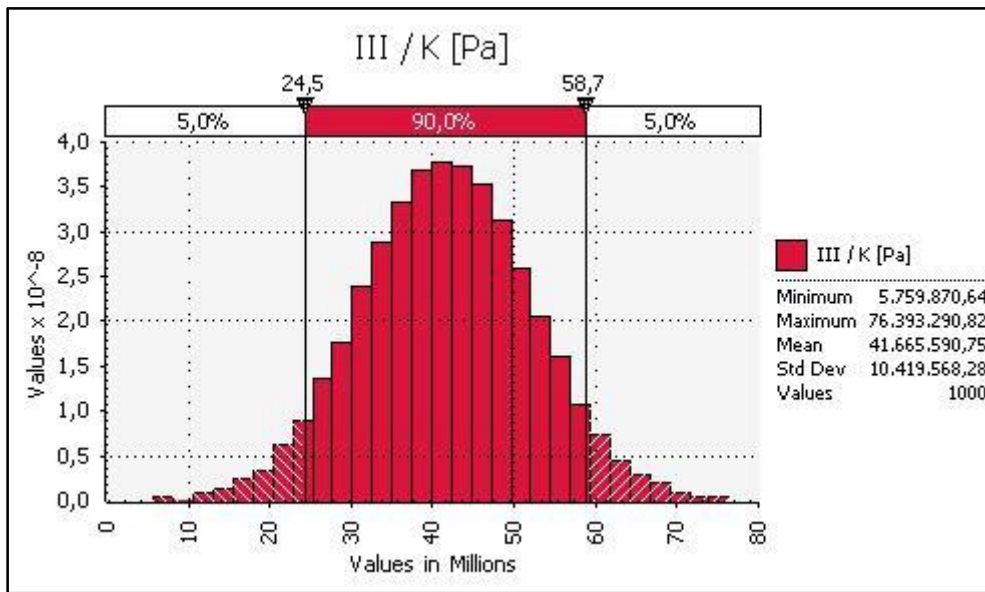


Figura 8.20: Distribuzione di probabilità di K per la categoria di suolo III.

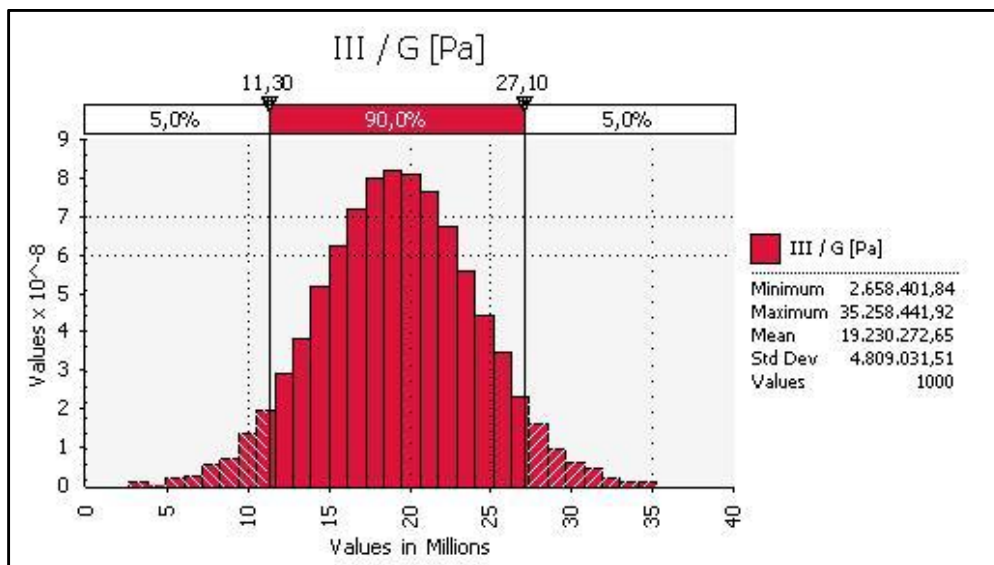


Figura 8.21: Distribuzione di probabilità di G per la categoria di suolo III.

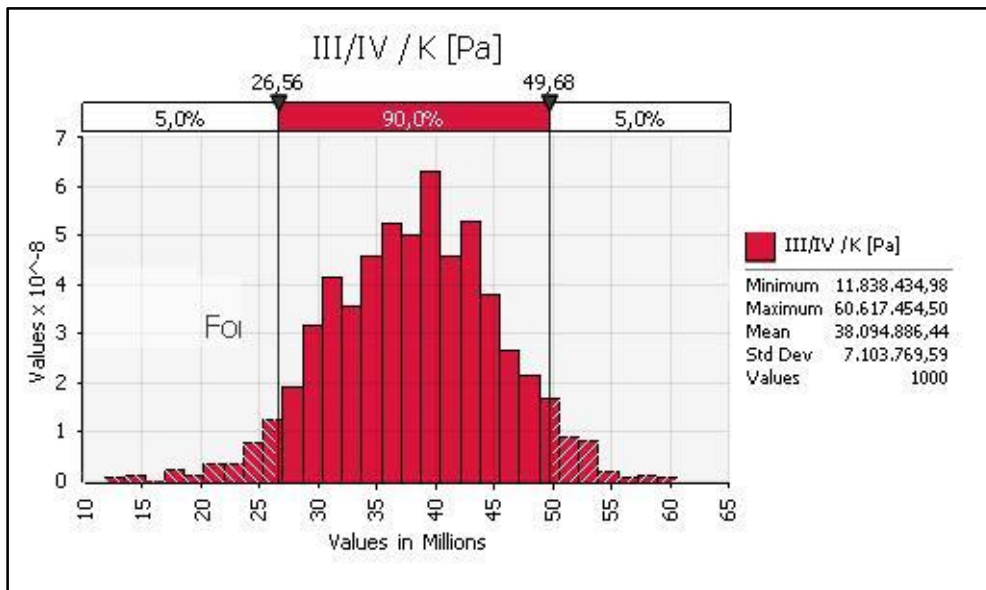


Figura 8.22: Distribuzione di probabilità di K per la categoria di suolo III-IV.

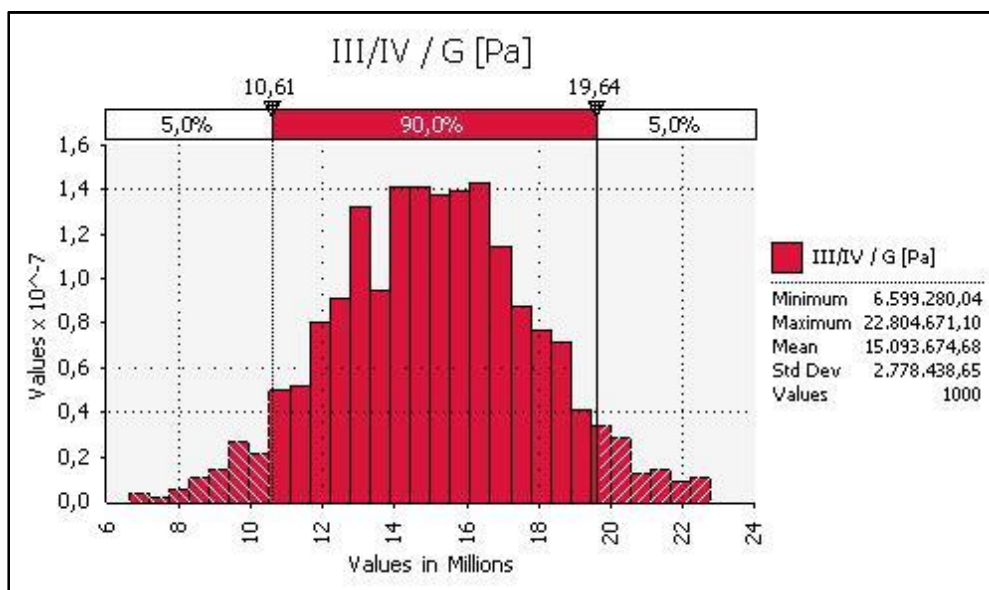


Figura 8.23: Distribuzione di probabilità di G per la categoria di suolo III-IV.

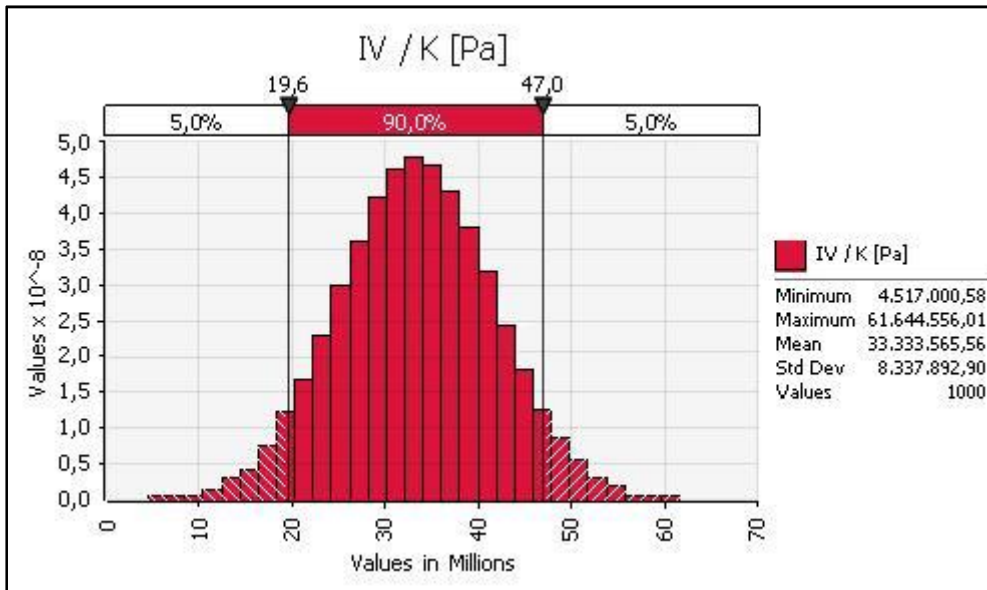


Figura 8.24: Distribuzione di probabilità di K per la categoria di suolo IV.

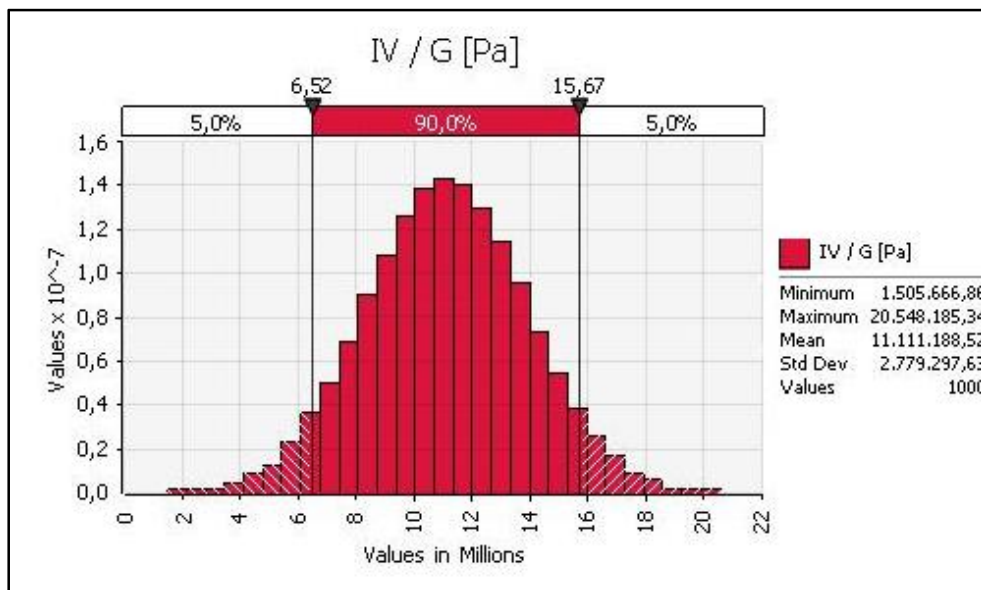


Figura 8.25: Distribuzione di probabilità di G per la categoria di suolo IV.

La fase di caratterizzazione del suolo si conclude con la generazione dei campi di rigidezza volumetrica e modulo di taglio in modo casuale a partire dalle distribuzioni stesse di K e G (Figure 8.26-8.27).

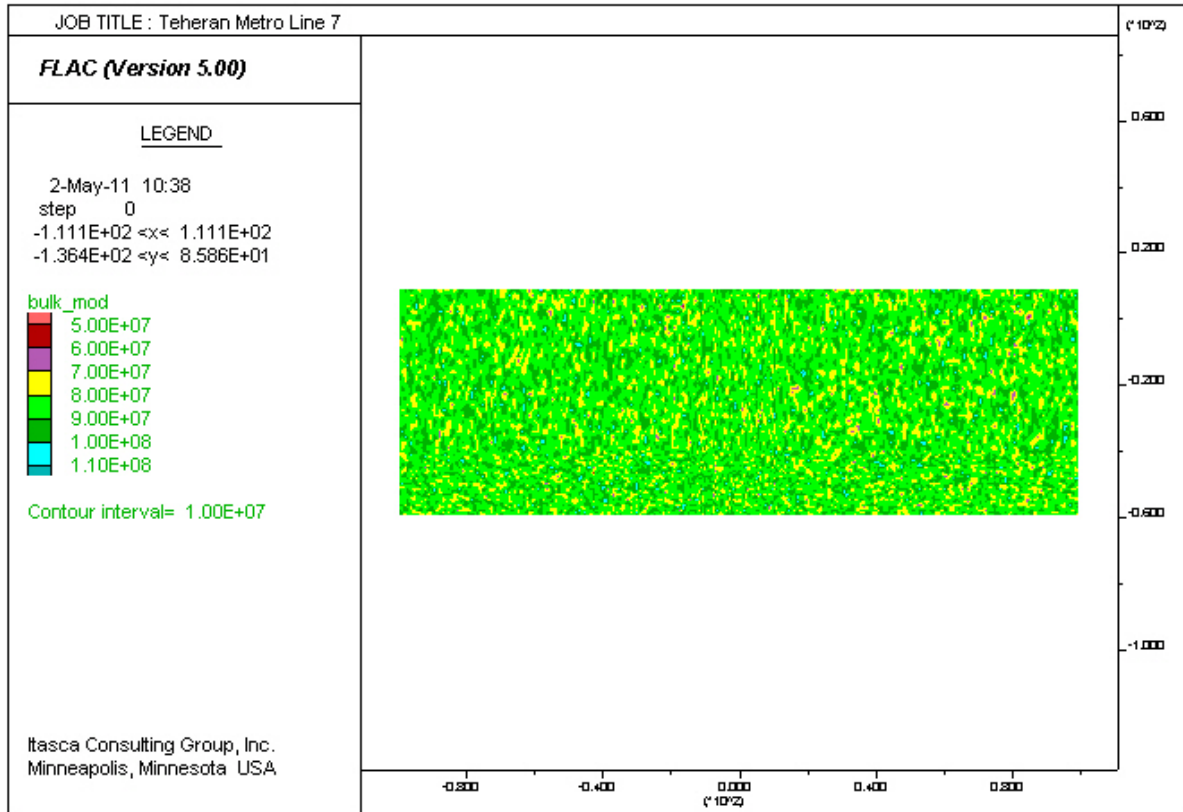


Figura 8.26: Distribuzione del Modulo di rigidezza volumetrica per terreno di categoria IV.

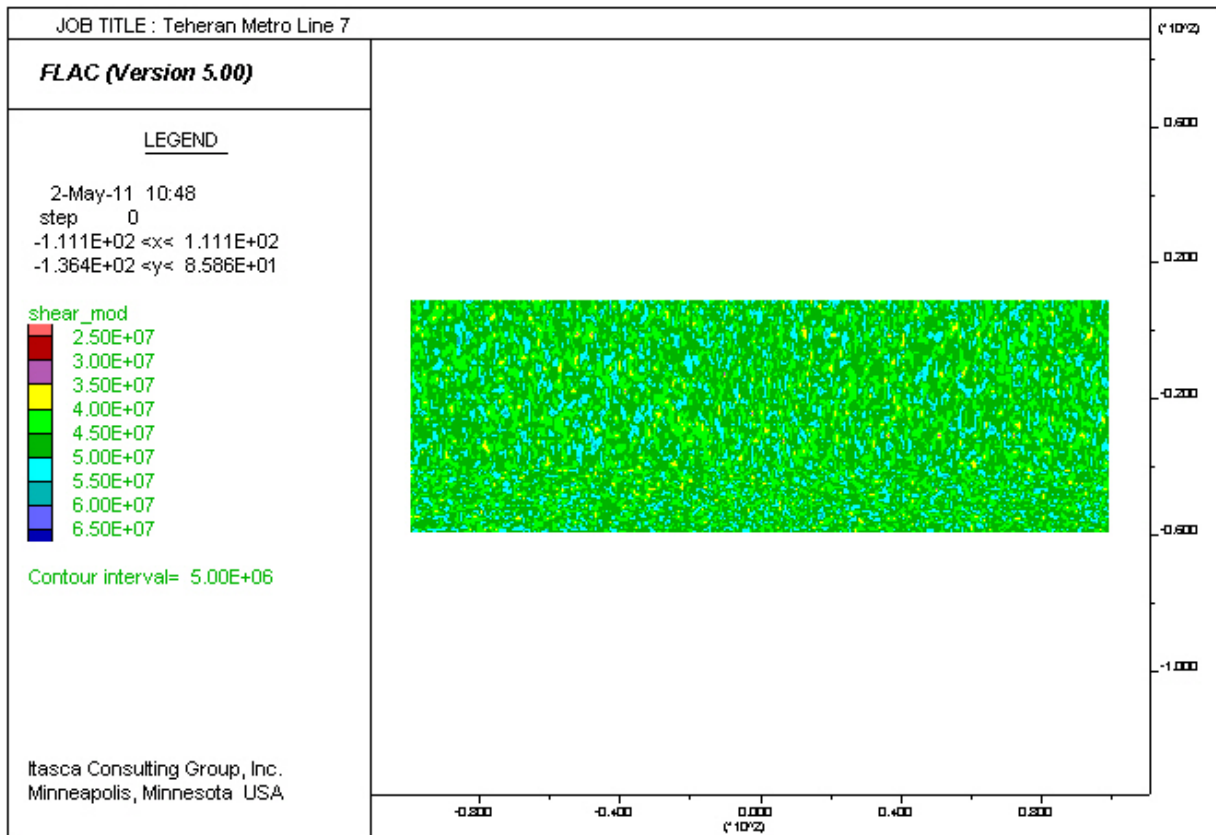


Figura 8.27: Distribuzione del Modulo di taglio per terreno di categoria IV.

Fase3 – Inizializzazione degli sforzi nel terreno

In questa fase si ha un primo ciclo risolutivo che permette di riprodurre gli sforzi geostatici che si hanno nel terreno prima dell'intervento di scavo.

Fase4a – Scavo con metodi classici

Viene simulato lo scavo della galleria e, conseguentemente, il rilassamento del terreno attorno allo scavo.

Fase4b – Scavo meccanizzato con EPMB

L'approccio è analogo a quello usato nello scavo con metodi classici, ma la convergenza ammissibile delle pareti del cavo è vincolata a 2,5 cm per via dello scudo della EPBM.

Fase5 – Inserimento rivestimento

In questa fase, viene modellizzato il rivestimento della galleria, costituito da elementi in cemento armato disposti ad anello all'interno del profilo di scavo lasciando un gap pari alla differenza tra il raggio esterno dell'anello di rivestimento e l'effettivo profilo di scavo, dentro il quale è stata iniettata la malta di riempimento. Gli elementi di cemento armato vengono assunti a comportamento elastico lineare. La superficie di contatto tra il terreno e il rivestimento è stata simulata tramite un'interfaccia, ipotizzando che non vi sia scorrimento tra le due superfici. Il rivestimento è stato scelto dopo aver valutato la spinta del terreno in seguito all'apertura del cavo. Le caratteristiche principali delle sezioni dei conci di rivestimento prefabbricato si possono riassumere:

✓ Diametro interno	8150 mm;
✓ Spessore	350mm;
✓ Diametro esterno	8850mm;
✓ Lunghezza longitudinale	1500mm;
✓ Resistenza cubica del calcestruzzo	39220 KN/m ²
✓ Momento d'inerzia	0.00357 m ⁴

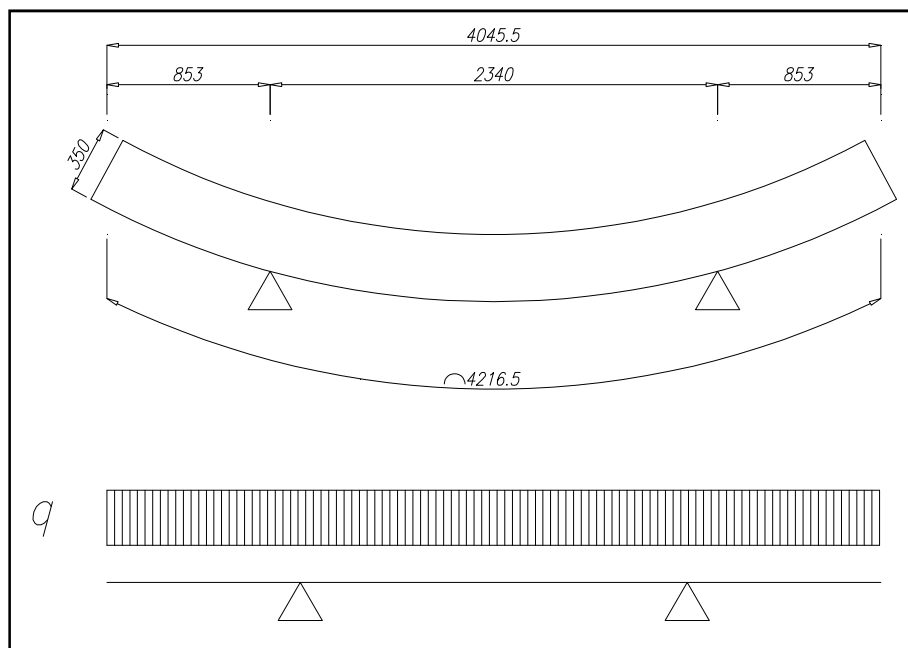


Figura 8.28: Caratteristiche concio di rivestimento (Pro Iter 2007)

Una volta inserito il rivestimento definitivo si può procedere con il ciclo risolutivo finale.

Le cinque fasi descritte costituiscono la *routine* che permette, attraverso l'estrapolazione dei risultati forniti dal codice di calcolo e attraverso opportune elaborazioni descritte successivamente di ricavare i valori del cedimento del piano di campagna per ognuna delle tredici sezioni tipo riportate in *Tabella 8.7*.

L'obiettivo del lavoro è quantificare il fenomeno di pericolosità rappresentato dai cedimenti del piano di campagna attraverso le curve di probabilità. La generazione casuale dei campi K e G porta ad avere cento realizzazioni differenti per ogni sezione tipo analizzata. In questo modo è possibile disporre per i diversi punti del piano di campagna di un campione sufficientemente numeroso di valori di cedimento in modo da permettere la definizione delle curve di probabilità degli stessi.

8.4 Quantificazione dei rischi

➤ Scelta della tecnica di scavo

La prima analisi è stata condotta sui valori di cedimento *medi* ottenuti dalla modellizzazione delle diverse sezioni rappresentative dello scavo, in particolare si è andati a confrontare i valori ottenuti con tecnica di scavo classica e tramite EPBM. Il confronto ha mostrato chiaramente che com'era ovvio attendersi lo scavo tramite tecniche classiche porta ad avere cedimenti maggiori del piano di campagna rispetto allo scavo tramite EPBM, nelle *Figure 8.29-8.32* vengono riportate le curve di cedimento delle quattro categorie di terreno principali.

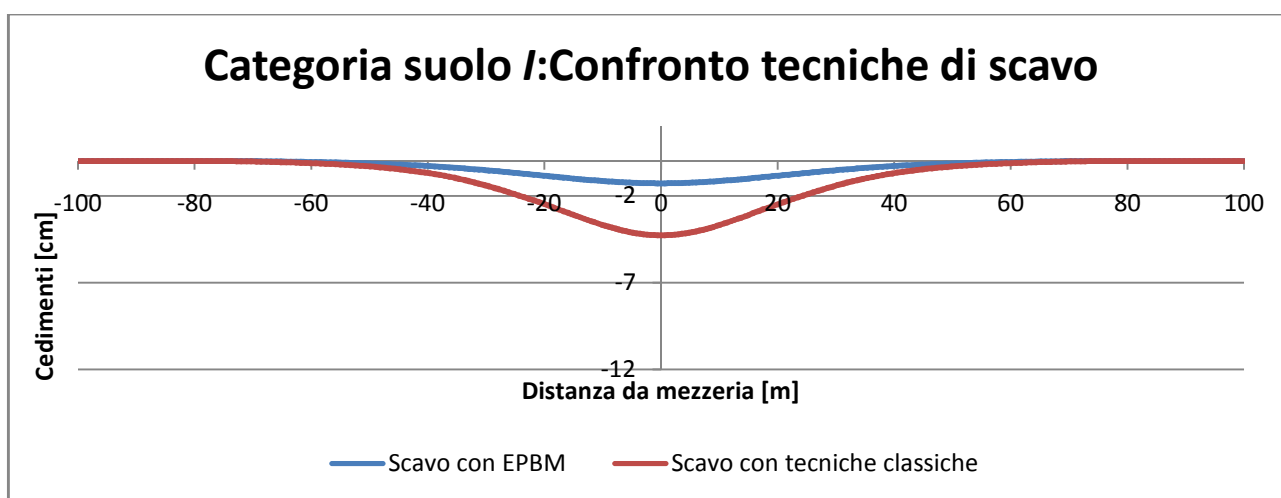


Figura 8.29: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria I.

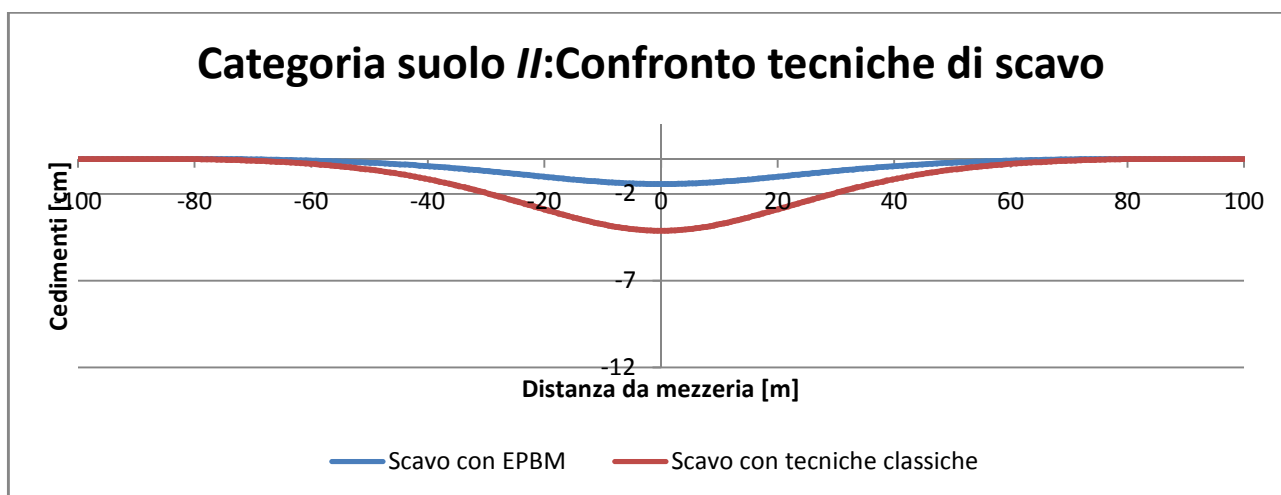


Figura 8.30: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria II.

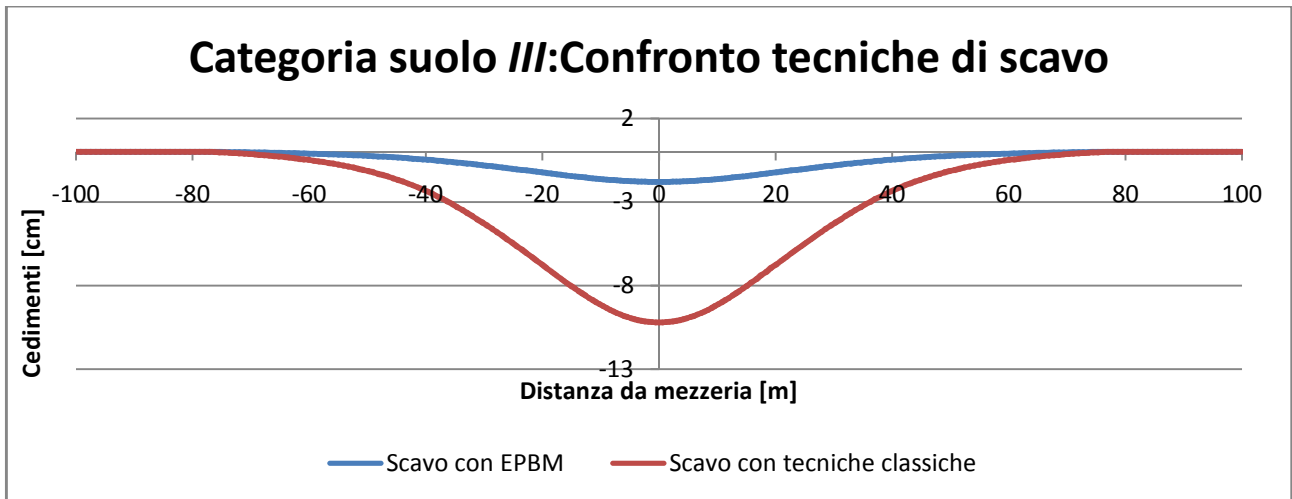


Figura 8.31: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria III.

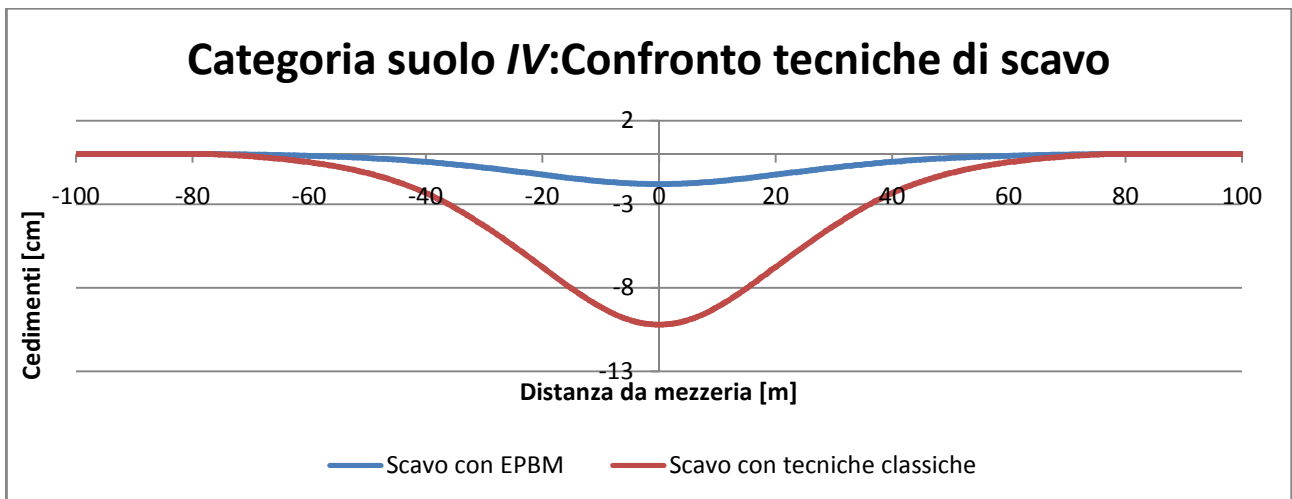


Figura 8.32: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria IV.

Per definizione il rischio è il prodotto di tre fattori: pericolosità, valore degli elementi esposti al rischio e vulnerabilità.

$$R = H \cdot W \cdot V$$

Il valore degli elementi esposti al rischio e la loro vulnerabilità dipendono dalla tipologia edilizia e dalla posizione rispetto al tracciato, essi sono indipendenti dalla tecnica di scavo utilizzata. La pericolosità, definita come il fenomeno potenzialmente distruttivo (UNESCO 1984), in questo caso è il cedimento. Infatti, cedimenti di una certa entità andranno a provocare ingenti danni alle strutture del tessuto urbano di Tehran. Avendo considerato ciò e ricordando la definizione di

rischio si può concludere che per ridurre il rischio, il progettista può intervenire solo sul termine pericolosità. Ovvero la riduzione del rischio si ottiene andando a minimizzare il fenomeno pericoloso. La lettura delle curve di subsidenza riportate nelle *Figure 8.29-8.32* suggerisce qualitativamente la tecnica di scavo da utilizzare. Un riscontro quantitativo è invece è riportato nei successivi paragrafi.

8.4.1 Valutazione della pericolosità nello scavo tramite metodi classici

La valutazione della pericolosità nello scavo con tecniche classiche si basa essenzialmente su due grandezze: i cedimenti del piano di campagna e le rotazioni relative β definite come rapporto tra la differenza di cedimento tra due punti e la loro distanza.

Esistono diversi valori, che, proposti da vari Autori (*Holtz 1991; Bjerrum 1963*) indicano i valori limite dei cedimenti assoluti e delle rotazioni β oltre i quali le strutture iniziano a danneggiarsi. In questo studio si è fatto riferimento ai valori limite suggeriti da *Holtz* per quanto riguarda i cedimenti e *Bjerrum* per quelli relativi alle rotazioni, *Tabella 8.8*.

Tipo di Movimento	Tipologia Struttura	Valore Ammissibile
Cedimento [cm]	<i>Murature portanti</i>	2,5-5
	<i>Strutture intelaiate</i>	5-10
	<i>Ciminiere e Silos</i>	7,5-30
Rotazione relativa β %	<i>Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti</i>	0,0013
	<i>Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni</i>	0,002
	<i>Limite oltre il quale compaiono le prime fessure nei muri di tamponamento e difficoltà nell'uso dei carri ponte</i>	0,0033
	<i>Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni in edifici alti</i>	0,004
	<i>Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici</i>	0,006

Tabella 8.8: Valori Limite riferiti a tipologie strutturali (*Holtz 1991; Bjerrum 1963*).

➤ **I cedimenti**

In questa fase vengono estrapolati ed elaborati i risultati ottenuti attraverso il software FLAC. Come precedentemente esposto per ogni sezione tipo (*Tabella 8.7*) si sono ipotizzate cento

realizzazioni, questo ha portato ad avere per ogni singolo punto del piano di campagna un campione contenente i valori di cedimento tale da poter costruire una distribuzione di probabilità dei cedimenti.

In prima battuta l'analisi è stata condotta sui valori medi dei cedimenti in modo tale da costruire, per ogni categoria di terreno, le curve di subsidenza e quindi evidenziare i punti in cui si ha il massimo cedimento e confrontarlo con i valori limite proposti da Holtz (Tabella 8.8) Figura 8.33, in allegato B sono riportati I risultati completi.

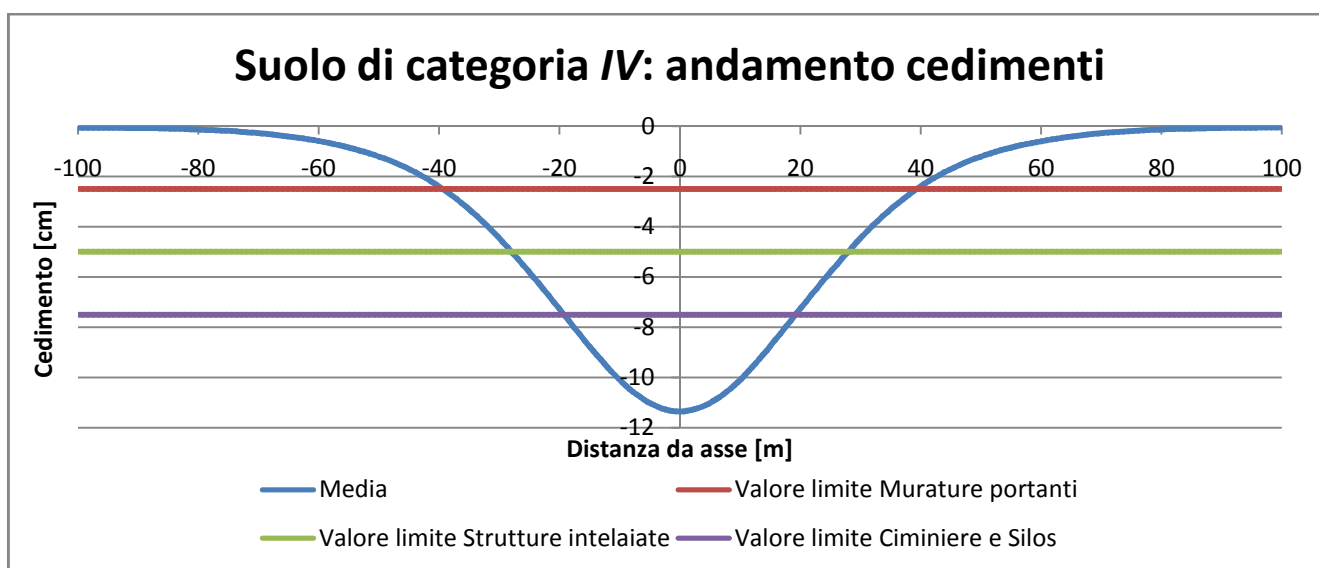


Figura 8.33: Cedimenti medi del piano di campagna per il suolo di categoria IV nel caso di scavo con tecniche classiche.

La curva mostra che non solo il cedimento medio maggiore, ottenuto in corrispondenza dell'asse della galleria, risulta essere superiore ai valori limite oltre i quali le strutture inizierebbero a danneggiarsi, ma invece è tutta la zona compresa nei primi 40 m dall'asse della galleria a subire cedimenti medi tali da causare il danneggiamento delle strutture. Per tale motivo l'analisi viene ulteriormente approfondita in questa zona andando a cercare qual è la probabilità di superamento dei valori limite (Tabella 9.9) ad alcune distanze dall'asse della galleria ritenute significative. Questa operazione necessita dell'individuazione della distribuzione di probabilità che meglio approssima i cedimenti per le distanze ritenute significative. Dunque disponendo di campioni sufficientemente numerosi si è valutato che i cedimenti del piano di campagna seguono una distribuzione Normale. Come riportato in Figura 8.34 le analisi condotte hanno evidenziato che la probabilità di superamento dei limiti proposti da Holtz per le distanze ritenute significative è consistente.

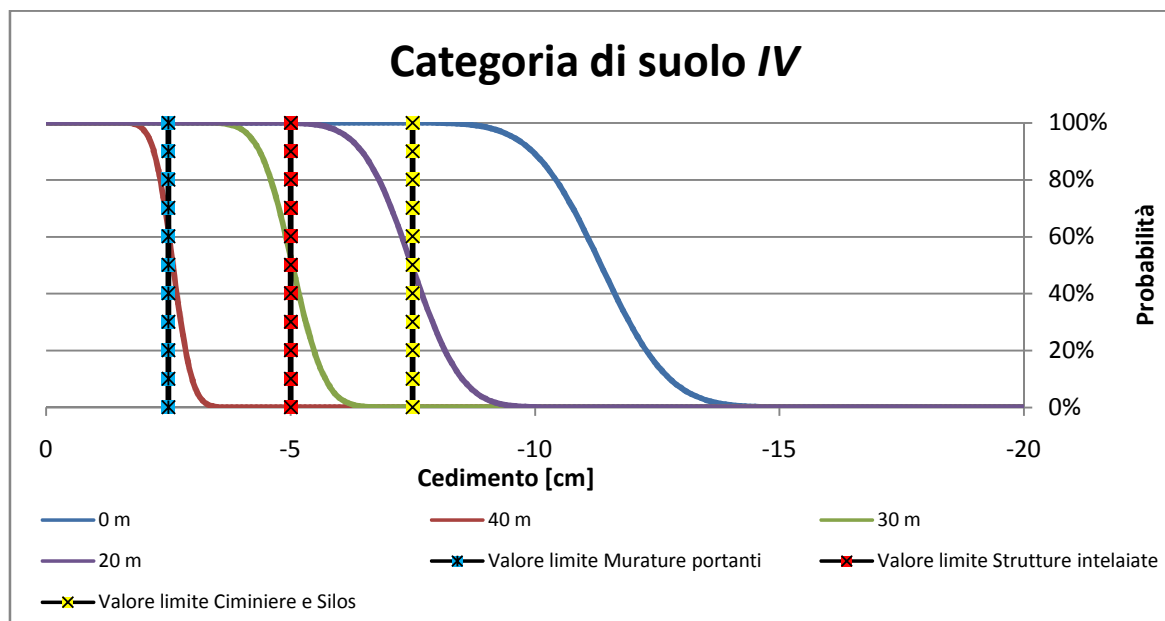


Figura 8.34: Probabilità di superamento dei limiti proposti da Holtz per diversi punti del piano di campagna.

Dopo aver quantificato il fenomeno pericoloso (cedimenti del piano di campagna) risulta confermato che il fenomeno costituisce una sorgente di rischio infatti le probabilità che si verifichi un cedimento pari o maggiore ai limiti proposti non è nulla. L'analisi potrebbe ritenersi conclusa, infatti, i soli cedimenti assoluti si confermano fonte di rischio ma per un confronto con lo scavo tramite EPBM si prosegue con la quantificazione della pericolosità indotta dai cedimenti differenziali per il suolo di categoria 4.

➤ I cedimenti differenziali

I cedimenti differenziali possono essere valutati attraverso le rotazioni β , tali rotazioni sono il rapporto tra: la differenza di cedimento tra due punti e la loro distanza. Dunque essendo direttamente correlate ai cedimenti presentati precedentemente ci si trova ad indagare campioni sufficientemente numerosi.

Per prima cosa si sono analizzati i valori medi delle rotazioni e si sono confrontati con i valori limite (Tabella 8.8), in questo modo si sono evidenziati i tratti in cui sarebbe opportuno andare ad approfondire l'indagine, Figura 8.35 .

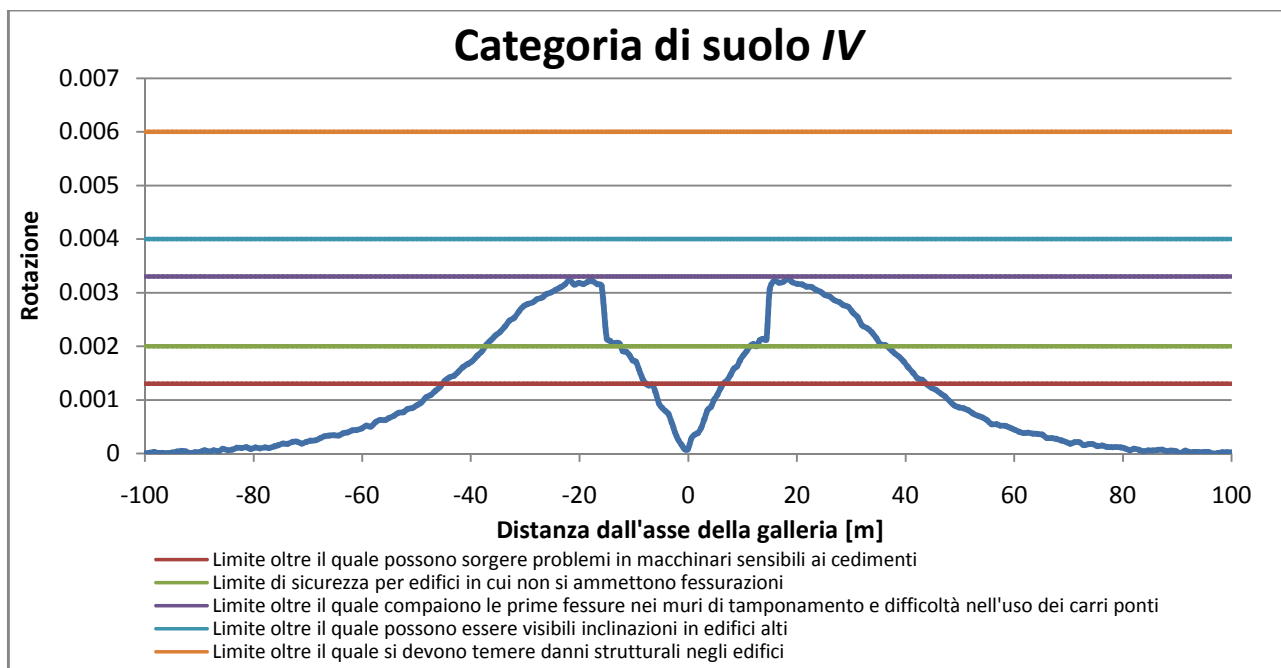


Figura 8.35: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum.

Le curve mostra che le rotazioni maggiori sono contenute entro i primi 50 m dall'asse della galleria. L'analisi perciò prosegue andando ad approfondire l'entità delle rotazioni del terreno che si manifestano in quella porzione. Poiché il fenomeno è simmetrico rispetto all'asse l'analisi verrà condotta su metà dominio e successivamente estesa a tutta la porzione.

Scelto un passo di discretizzazione pari a 3 m si è andati a valutare, partendo dal punto del piano di campagna corrispondente all'asse della galleria, la distribuzione nota che meglio descrive le rotazioni dei punti. Note le distribuzioni delle rotazioni in ogni punto discretizzato, si è proceduto con la valutazione della probabilità di raggiungimento e superamento dei valori limite oltre i quali le strutture iniziano a danneggiarsi. I risultati ottenuti sono riportati in *Tabella 8.9*. La tabella indica le probabilità di raggiungimento dei valori limite oltre i quali le strutture si danneggiano.

Nella *Tabella 8.9*, **V.L.#** indica le seguenti soglie :

- ✓ V.L.1 = Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti;
- ✓ V.L.2 = Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni;
- ✓ V.L.3 = Limite oltre il quale compaiono le prime fessure nei muri di tamponamento e difficoltà nell'uso dei carri ponte;
- ✓ V.L.4 = Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni in edifici alti;
- ✓ V.L.5 = Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici;

		Probabilità che la rotazione β del terreno nei punti riportati raggiunga i valori limite															
x[m]		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45
Cat. di suolo IV	V.L.1	0,00%	0,25%	36,82%	91,29%	100,00%	100%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	72,94%	24,20%
	V.L.2	0,00%	0,00%	0,05%	5,33%	59,29%	100%	100%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	99,97%	55,62%	1,34%	0,01%	0,00%
	V.L.3	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	8,11%	44,73%	19,49%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.4	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	1,42%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.5	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Tabella 8.9: Probabilità di raggiungimento dei valori limite.

Le informazioni contenute in Tabella 8.9 sono state riportate anche in forma grafica nella Figura 8.36:

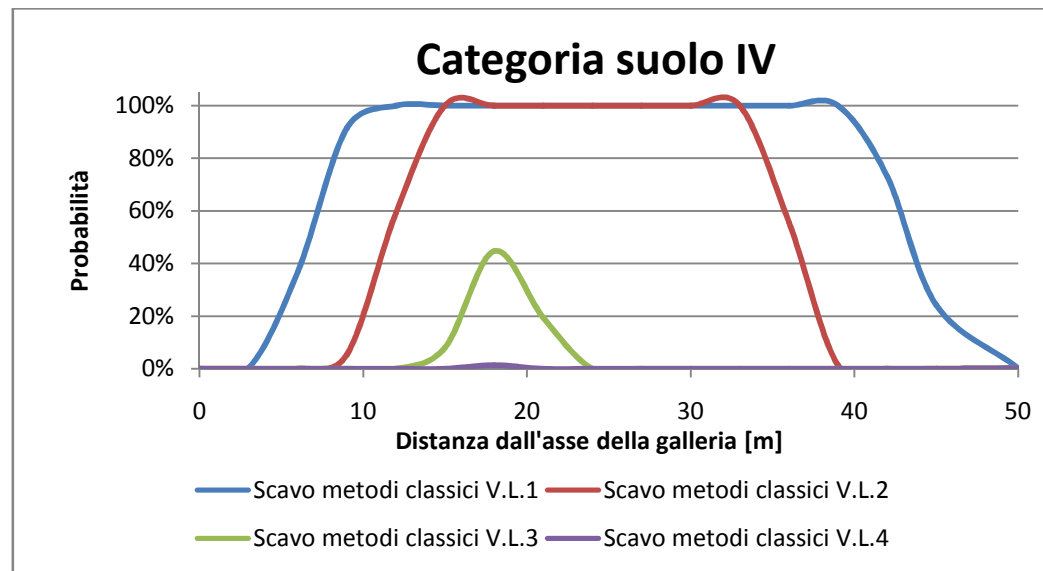


Figura 8.36: Probabilità che vengano raggiunti i diversi valori di rotazione dannosi alle strutture.

I risultati ottenuti, strettamente correlati all'analisi precedente, confermano che lo scavo eseguito con tecniche classiche raggiunge livelli di pericolosità non trascurabili.

8.4.2 Valutazione della pericolosità nello scavo con EPBM

Seguendo la metodologia ampiamente descritta nelle fasi precedenti e mantenendo i valori limite suggeriti da *Holtz* per quanto riguarda i cedimenti e *Bjerrum* per quelli relativi alle rotazioni (Tabella 8.8) si è potuto quantificare il pericolo relativo ai cedimenti assoluti e differenziali del piano di campagna nel caso venga utilizzata la tecnica EPBM per lo scavo della galleria.

➤ I cedimenti

In modo analogo a quanto fatto per lo scavo con tecniche classiche, in prima battuta l'analisi è stata condotta sui valori medi dei cedimenti in modo tale da costruire, per ogni categoria di terreno, le curve di subsidenza e quindi evidenziare i punti in cui si ha il massimo cedimento e confrontarlo con i valori limite proposti da *Holtz* (Tabella 8.8). Figure 8.37-8.40.

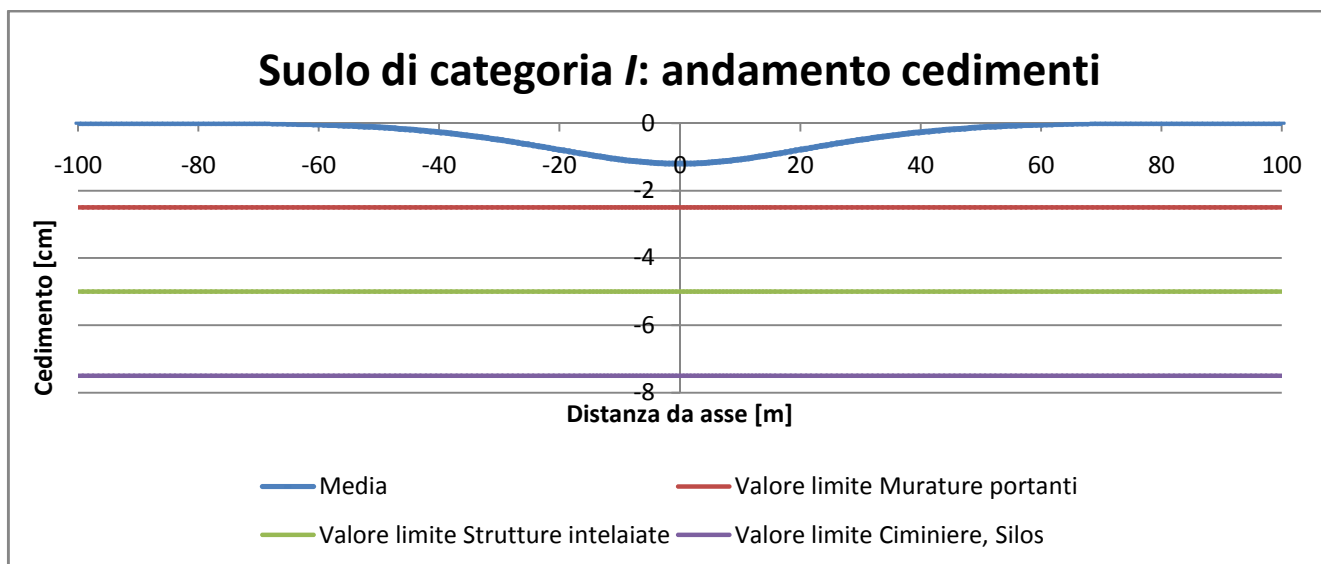


Figura 8.37: Cedimenti medi del piano di campagna per il suolo di categoria I.

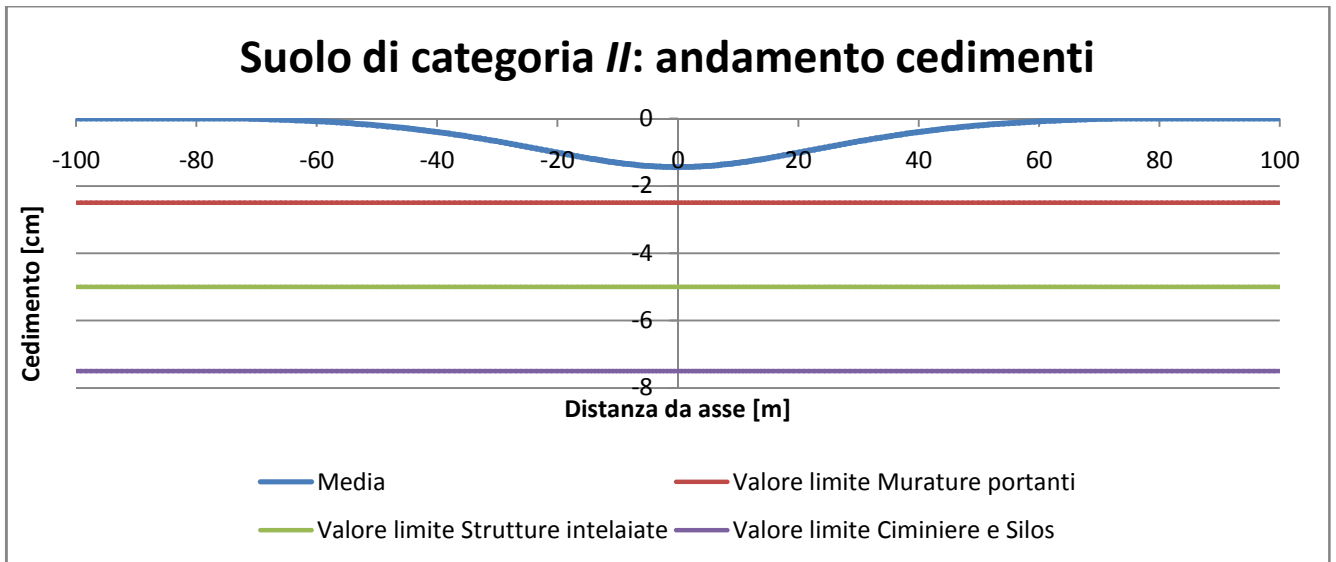


Figura 8.38 : Cedimenti medi del piano di campagna per il suolo di categoria II.

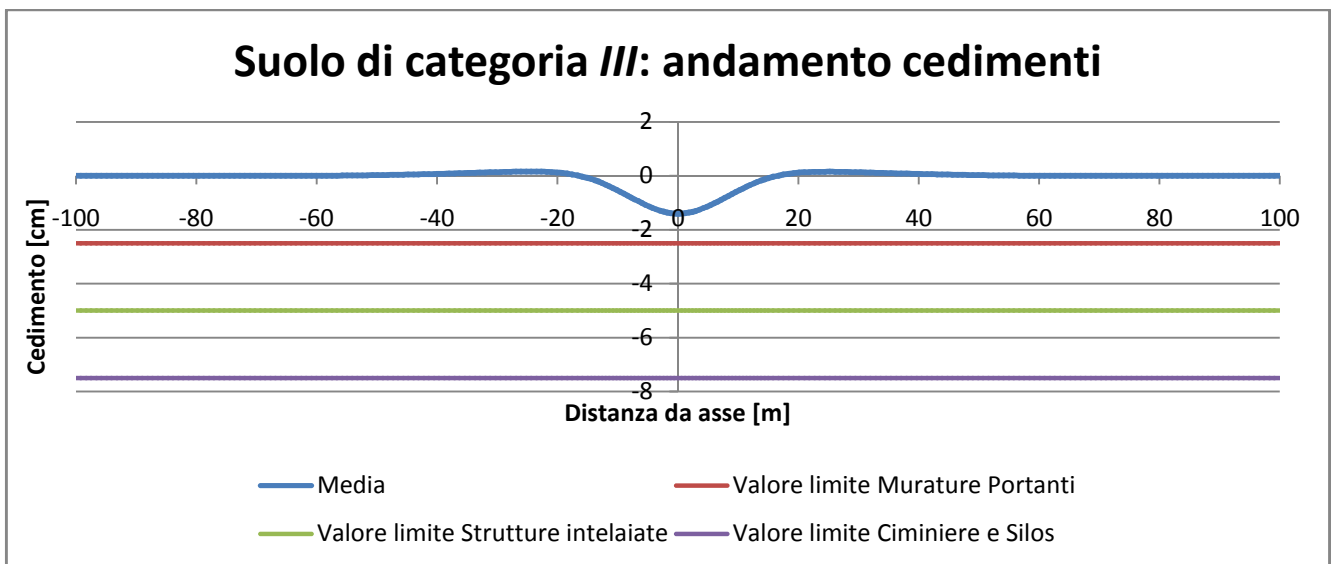


Figura 8.39: Cedimenti medi del piano di campagna per il suolo di categoria III.

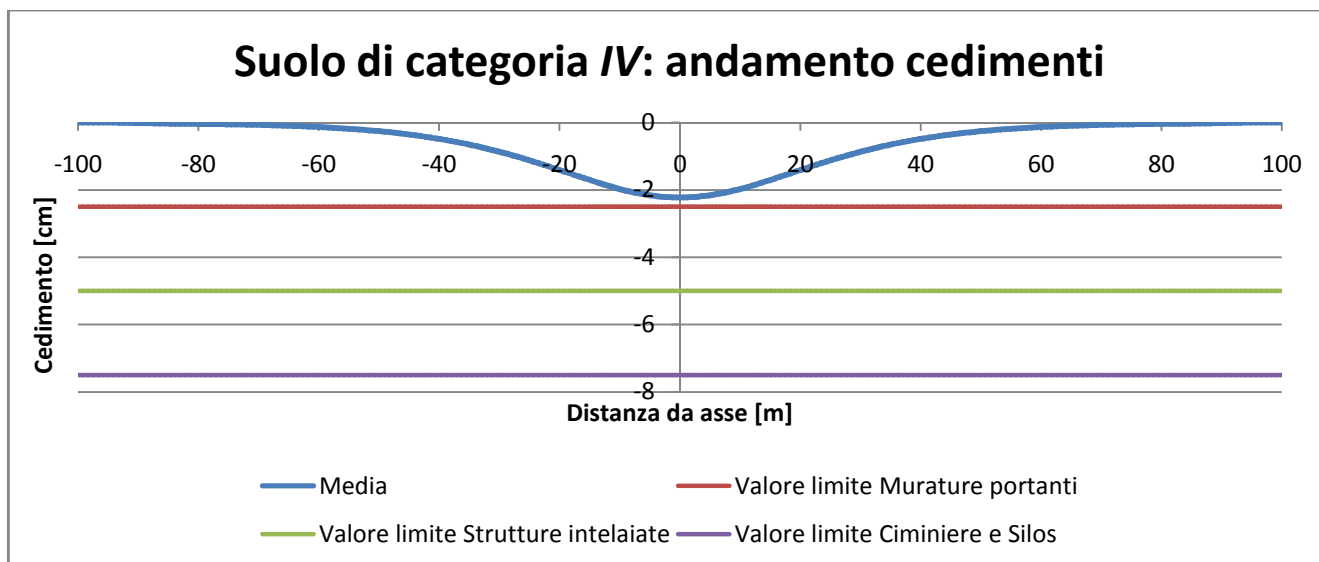


Figura 8.40: Cedimenti medi del piano di campagna per il suolo di categoria IV.

Le curve mostrano che anche il cedimento medio maggiore, ottenuto in corrispondenza dell'asse della galleria, risulta essere inferiore ai valori limite oltre i quali le strutture inizierebbero a danneggiarsi. Per il punto in corrispondenza all'asse della galleria (cedimento medio maggiore) l'analisi viene ulteriormente approfondita andando a cercare qual è la probabilità di superamento dei valori limite (Tabella 8.8). Questa operazione necessita dell'individuazione della distribuzione di probabilità che meglio approssima i cedimenti in mezzeria. Dunque disponendo di campioni sufficientemente numerosi si è valutato che i cedimenti del piano di campagna in corrispondenza all'asse della galleria seguono una distribuzione Normale (Figure 8.41-8.44).

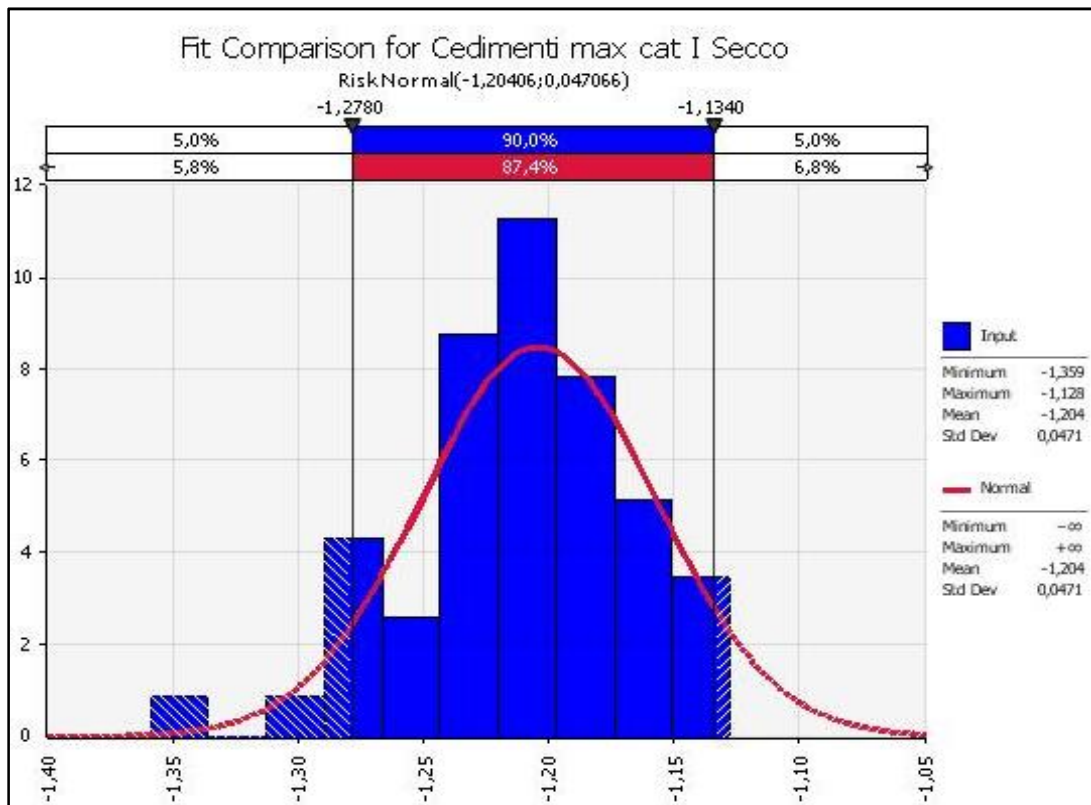


Figura 8.41: Distribuzione dei cedimenti del piano di campagna per suolo di categoria I.

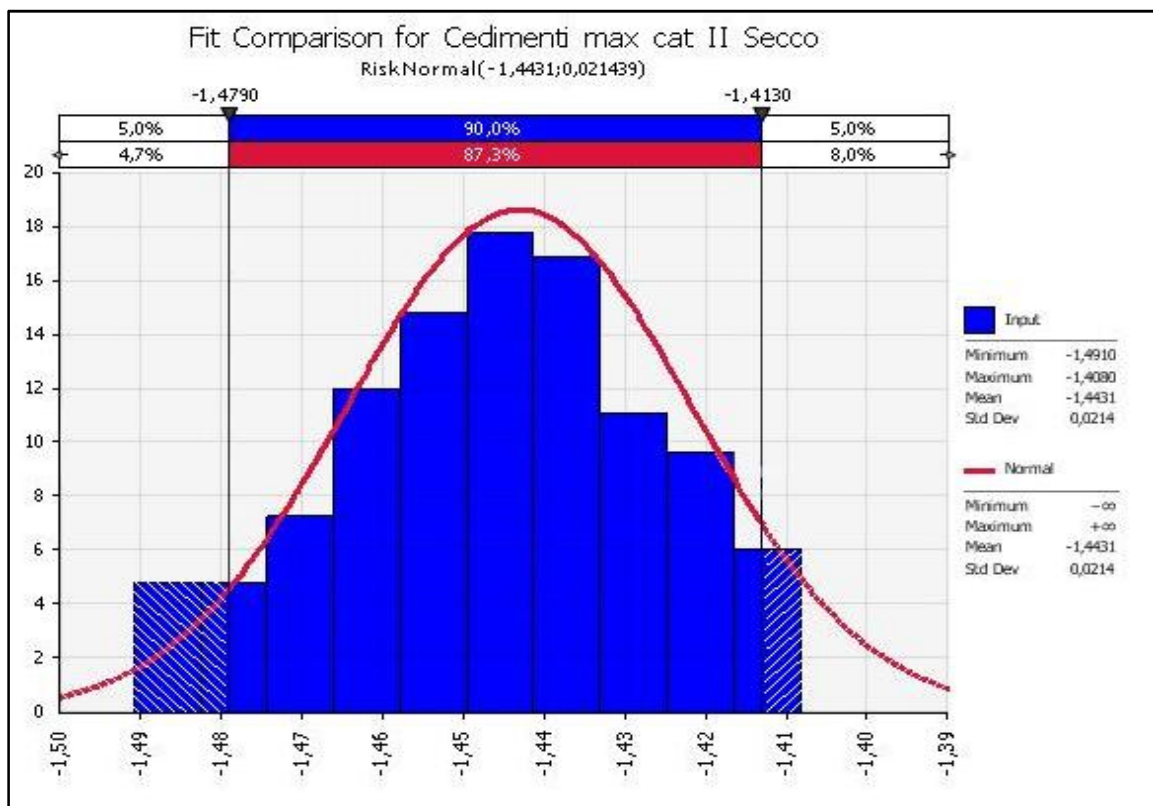


Figura 8.42: Distribuzione dei cedimenti del piano di campagna per suolo di categoria II.

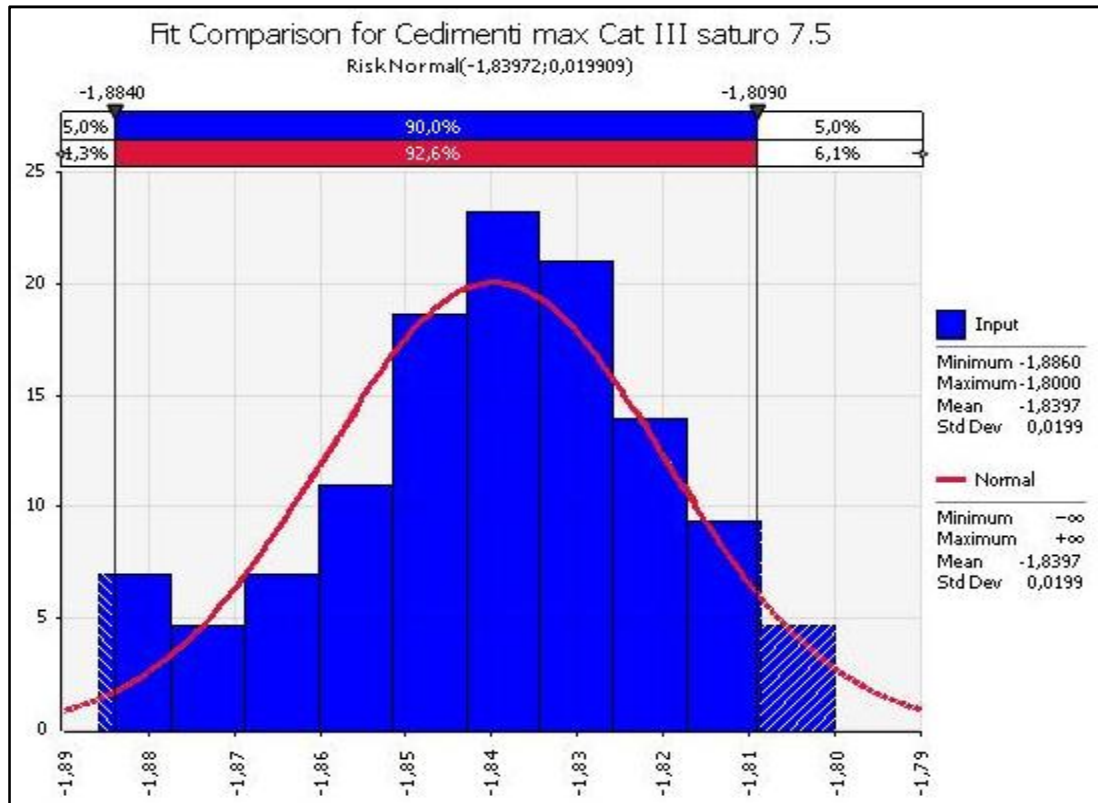


Figura 8.43: Distribuzione dei cedimenti del piano di campagna per suolo di categoria III.

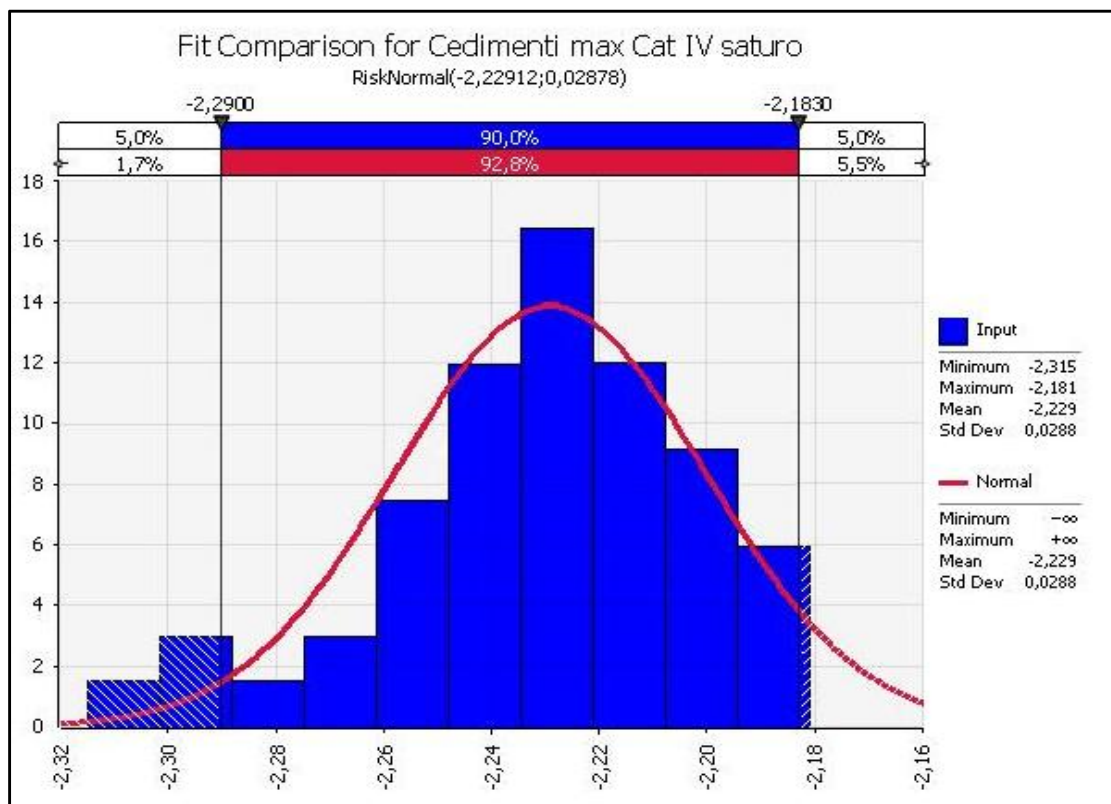


Figura 8.44: Distribuzione dei cedimenti del piano di campagna per suolo di categoria IV.

Definite le distribuzioni Normali, è possibile valutare la probabilità di superamento dei limiti oltre i quali si hanno i primi danneggiamenti delle strutture. Le analisi condotte hanno evidenziato che la probabilità di superamento dei limiti proposti da *Holtz* è nulla per tutte le sezioni analizzate. In seguito vengono riportate le curve cumulate delle probabilità di cedimento per le quattro principali categorie di suolo (Figure 8.45-8.48).

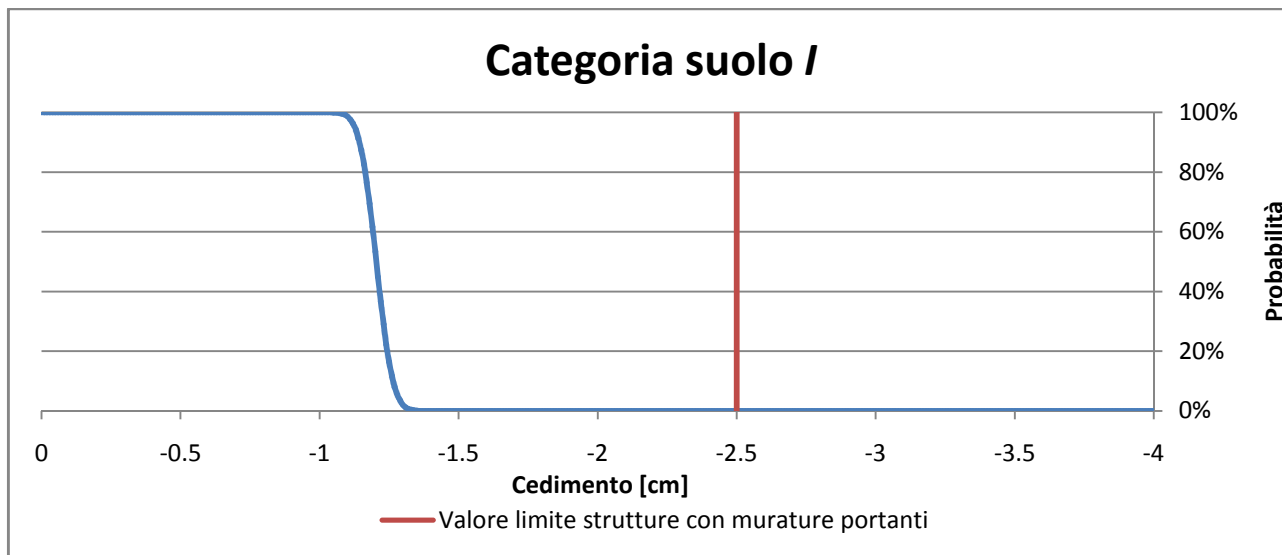


Figura 8.45: Cumulata della probabilità di cedimento e indicazione del valore limite più restrittivo per la categoria di suolo I.

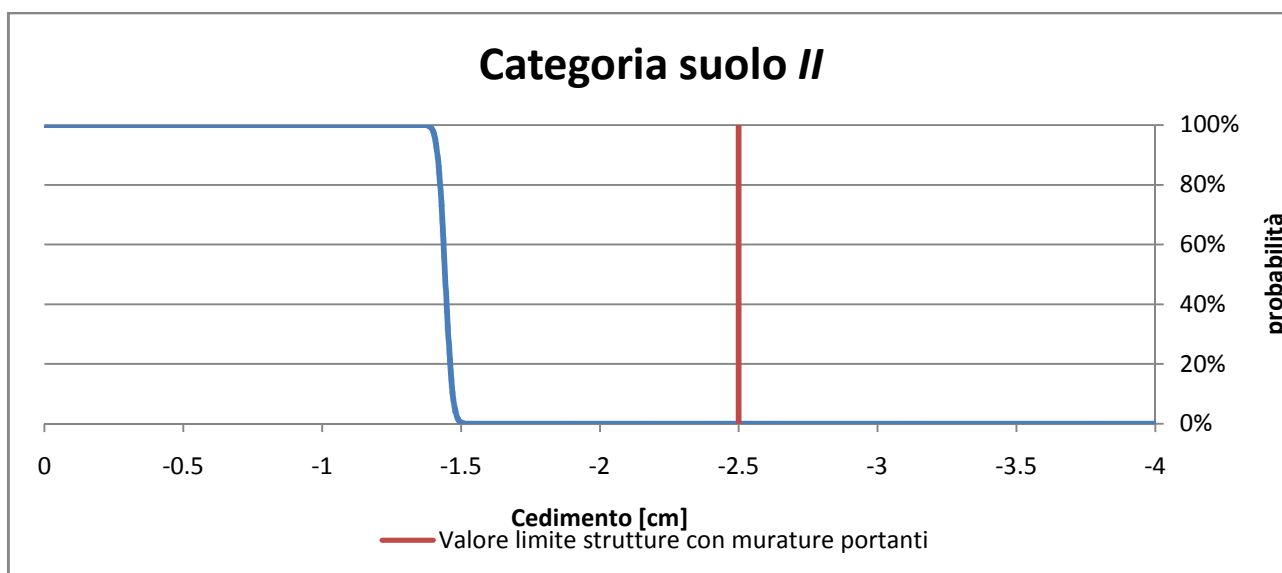


Figura 8.46: Cumulata della probabilità di cedimento e indicazione del valore limite più restrittivo per la categoria di suolo II.

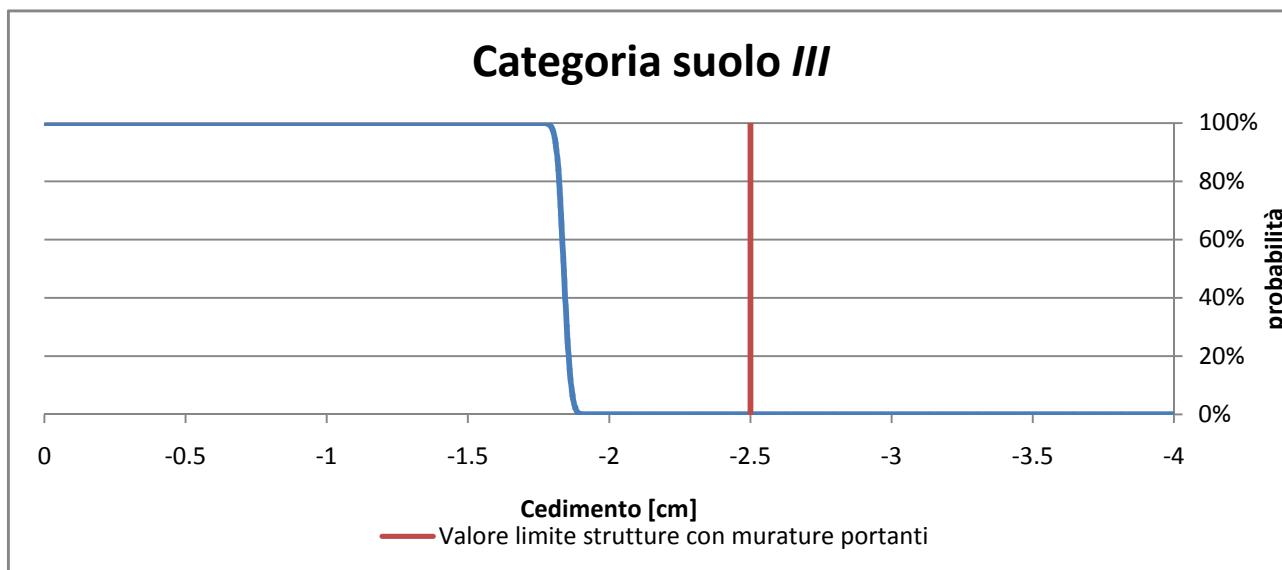


Figura 8.47: Cumulata della probabilità di cedimento e indicazione del valore limite più restrittivo per la categoria di suolo III.

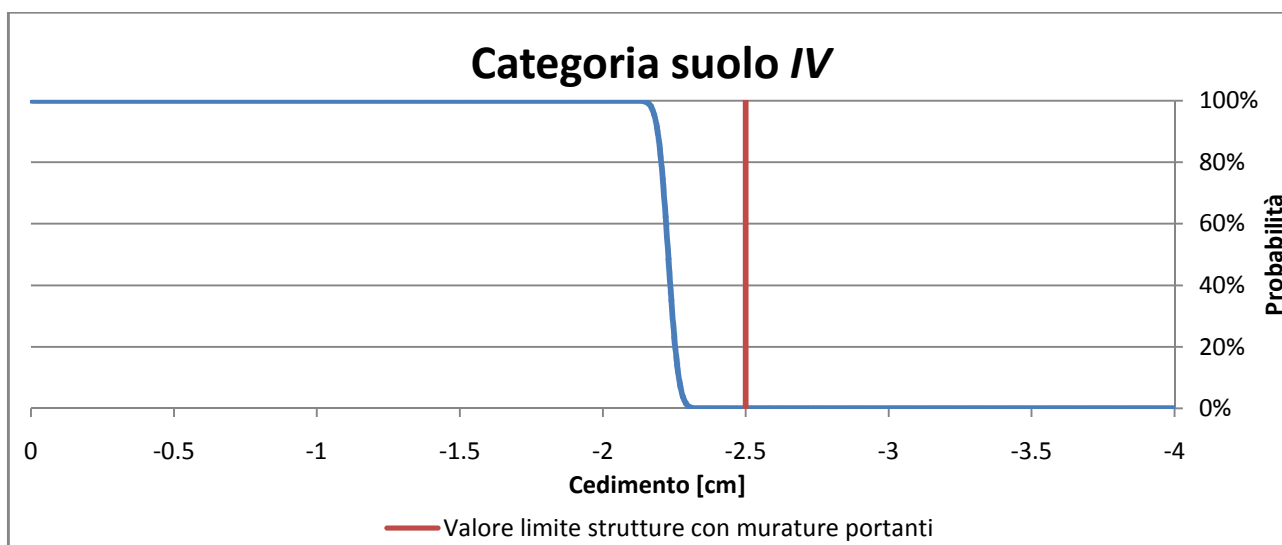


Figura 8.48: Cumulata della probabilità di cedimento e indicazione del valore limite più restrittivo per la categoria di suolo IV.

Dopo aver quantificato il fenomeno pericoloso (cedimenti del piano di campagna) si concluderebbe che il fenomeno in sé non costituisce una sorgente di rischio infatti le probabilità che si verifichi un cedimento pari o maggiore ai limiti proposti è nulla. Questa però sarebbe una conclusione affrettata infatti i problemi alle strutture possono essere causati anche da eccessive rotazioni della struttura dovute ai cedimenti differenziali, considerando ciò, la quantificazione del fenomeno pericoloso prosegue con la valutazione delle rotazioni β massime ammissibili.

➤ **I cedimenti differenziali**

Per prima cosa si sono analizzati i valori medi delle rotazioni e si sono confrontati con i valori limite (Tabella 8.8), in questo modo si sono evidenziati i tratti in cui sarebbe opportuno andare ad approfondire l'indagine, vengono riportate le rotazioni relative alle quattro principali categorie di suolo (Figure 8.49-8.52).

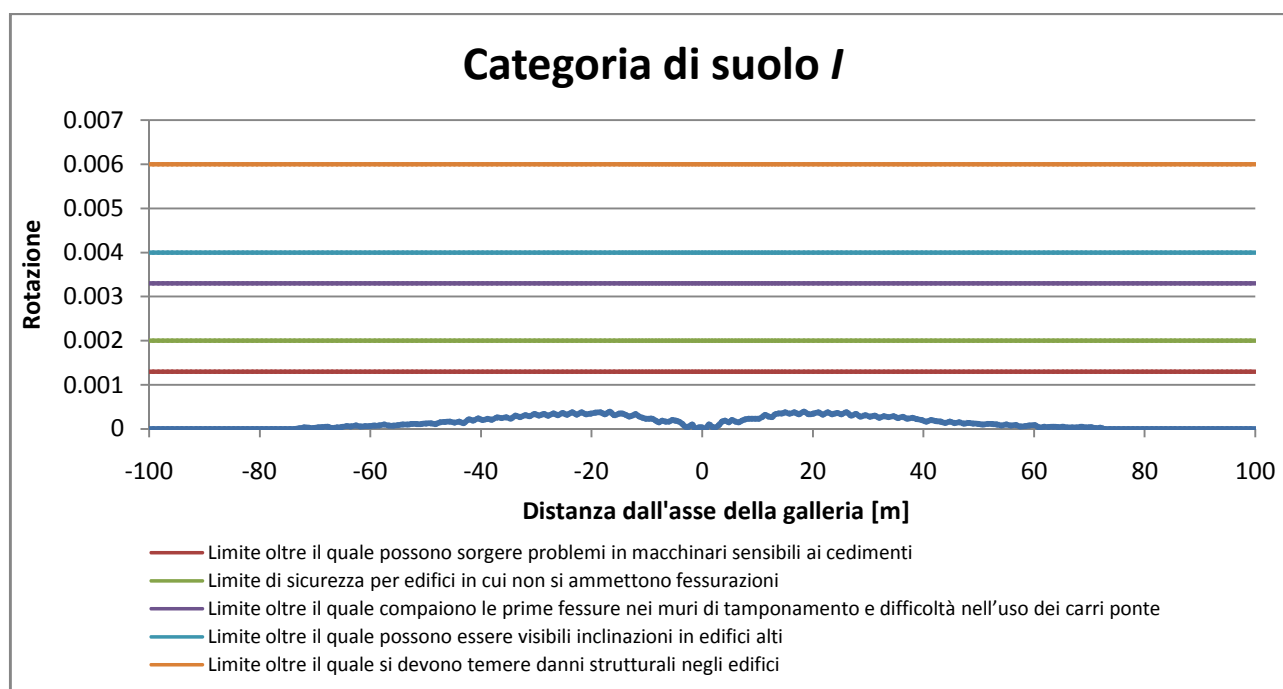


Figura 8.49: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum .

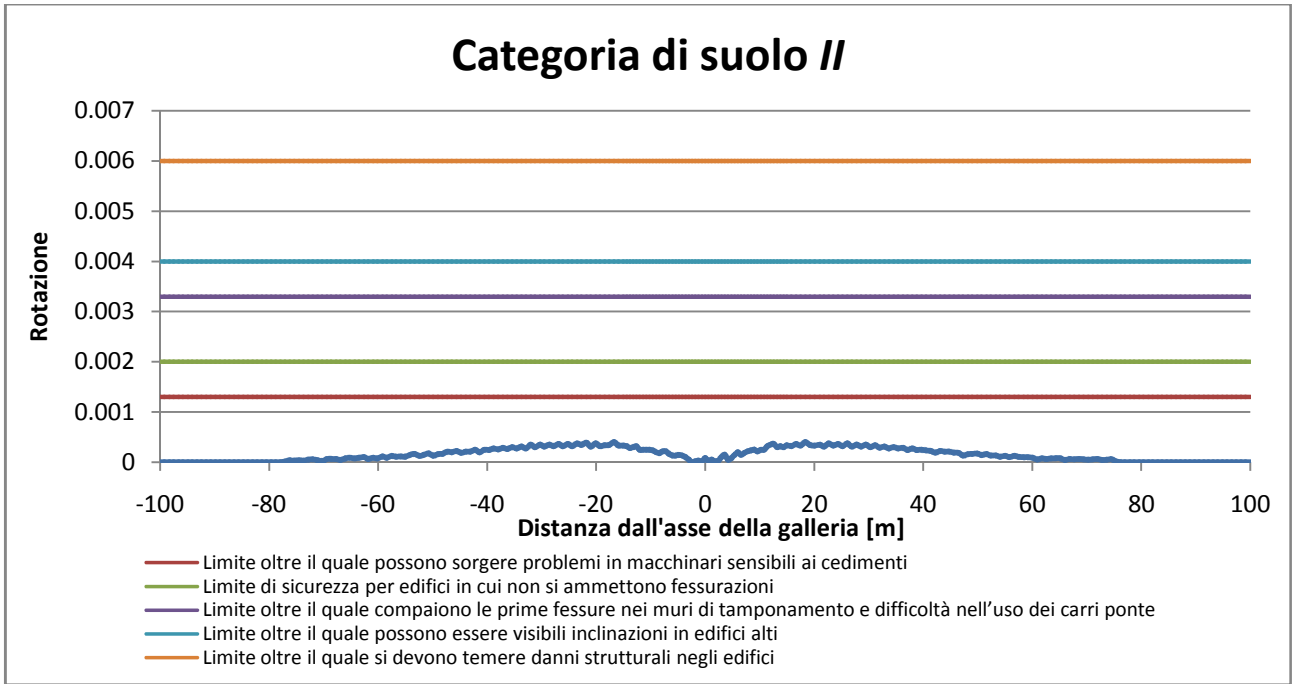


Figura 8.50: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum.

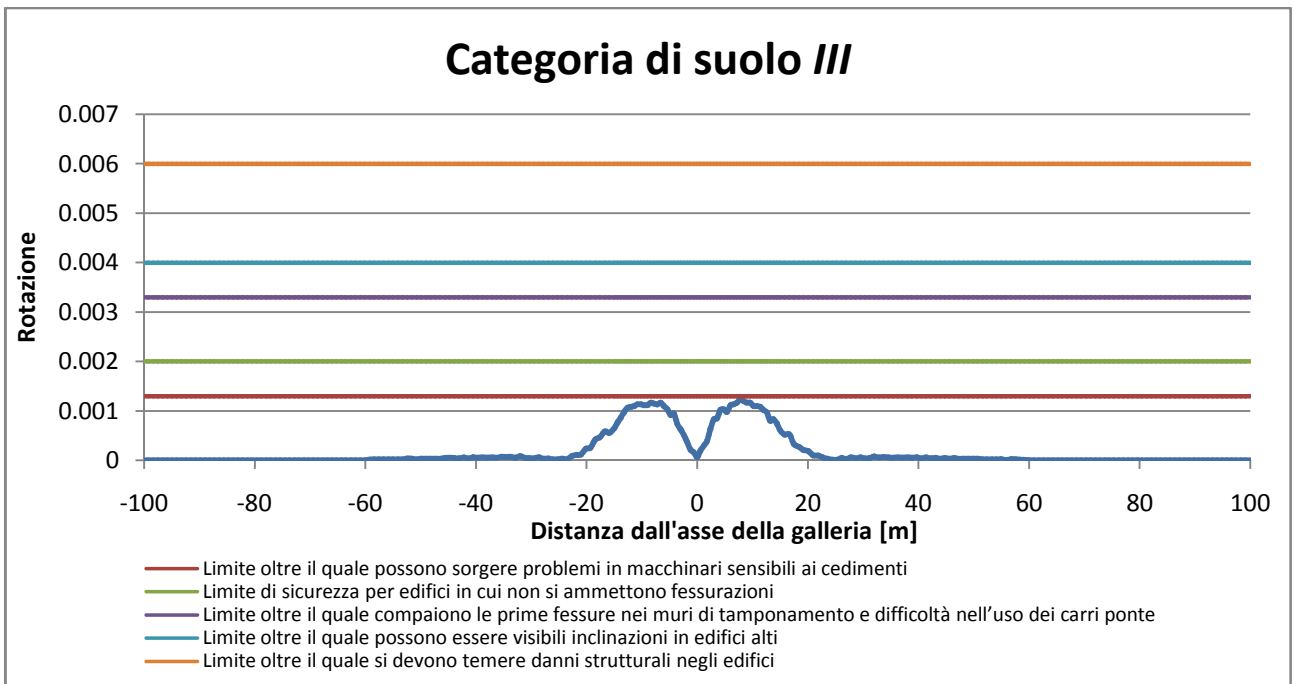


Figura 8.51: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum.

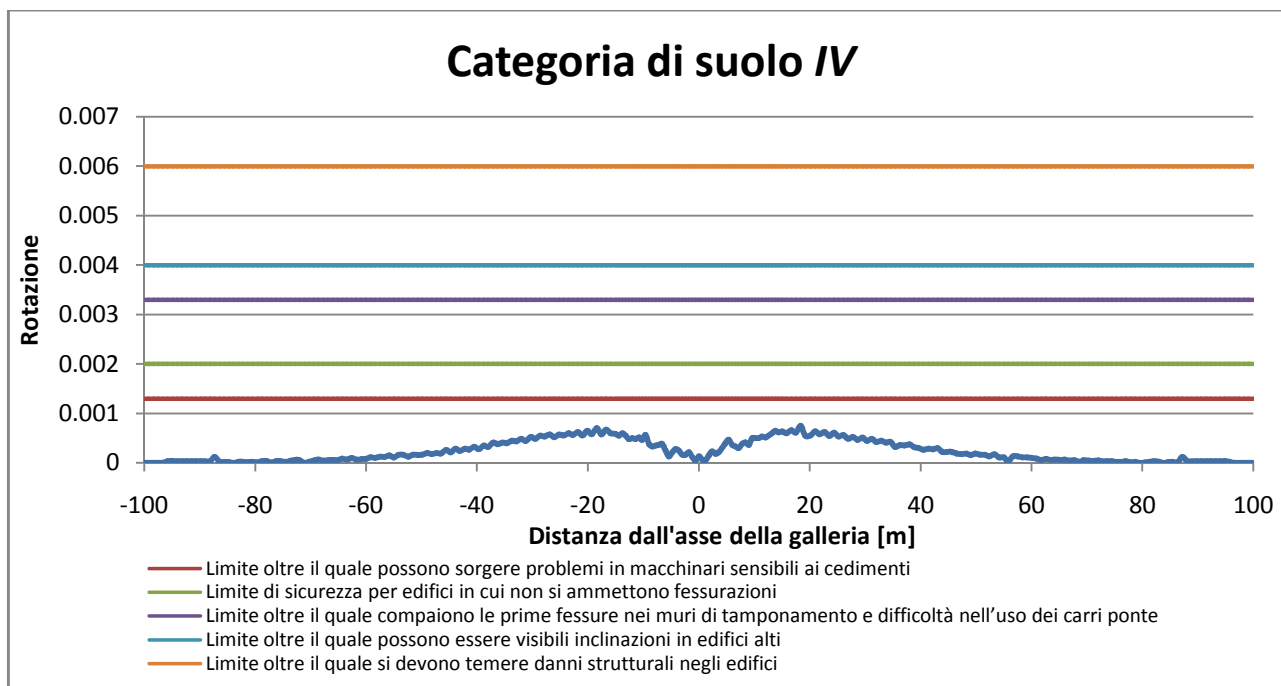


Figura 8.52: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum.

Le curve mostrano che le rotazioni maggiori sono contenute entro i primi 45 m dall'asse della galleria. L'analisi perciò prosegue andando ad approfondire l'entità delle rotazioni del terreno che si manifestano in quella porzione. Poiché il fenomeno è simmetrico rispetto all'asse l'analisi verrà condotta su metà dominio e successivamente estesa a tutta la porzione.

La seguente procedura è stata applicata a tutte le sezioni tipo riportate nella *Tabella 9.8*:

Scelto un passo di discretizzazione pari a 3 m si è andati a valutare, partendo dal punto del piano di campagna corrispondente all'asse della galleria, la distribuzione nota che meglio descrive le rotazioni dei punti (*Figura 8.53*).

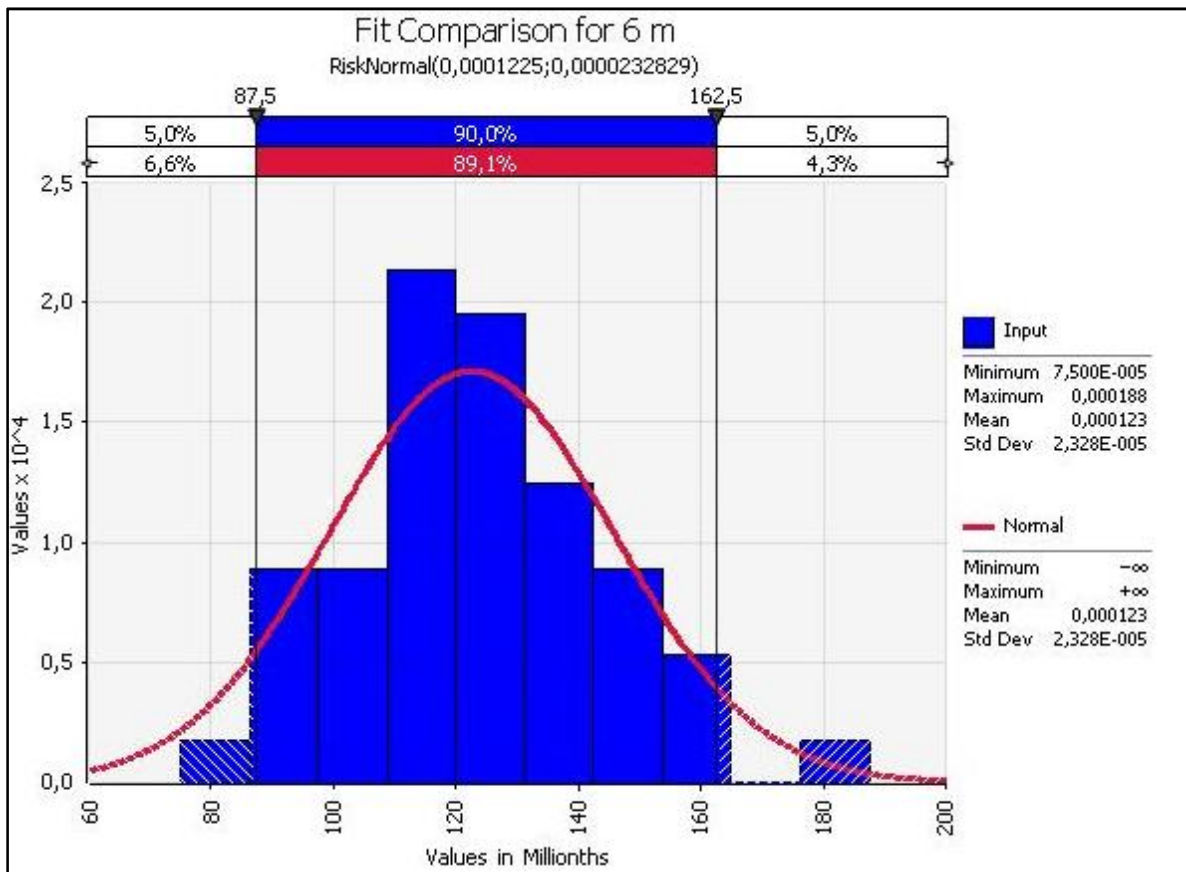


Figura 8.53: Distribuzione delle rotazioni sul piano di campagna a 6 m dall'asse della galleria per il terreno di categoria III.

Note le distribuzioni delle rotazioni in ogni punto discretizzato, si è proceduto con la valutazione della probabilità di raggiungimento e superamento dei valori limite oltre i quali le strutture iniziano a danneggiarsi. Ad esempio nella *Figura 8.54* sono riportate alcune cumulate delle distribuzioni relative alle rotazioni del terreno di categoria III.

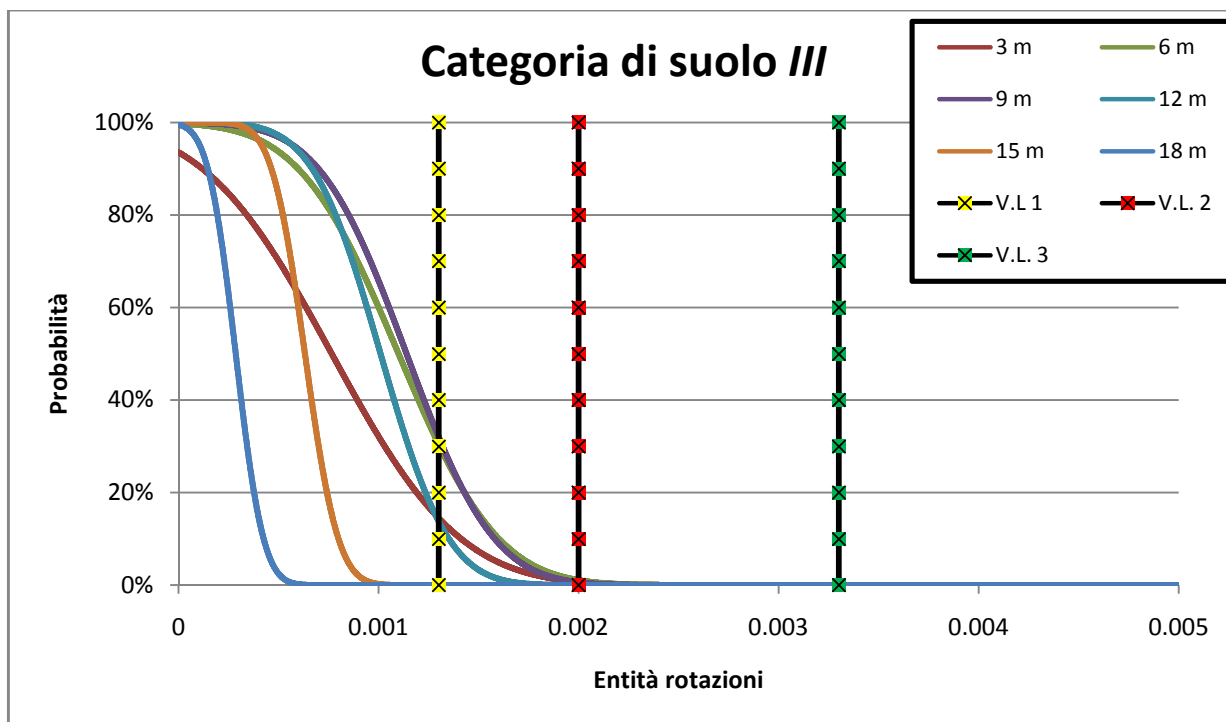


Figura 8.54: Cumulate della probabilità di rotazione e indicazione dei valori limite più restrittivi per la categoria di suolo III; V.L.1 indica il limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti; V. L. 2 è riferito a strutture in cui non si ammettono fessurazioni; V.L.3 indica la comparsa delle prime fessurazioni nei muri di tamponamento.

Quanto mostrato per la categoria di suolo III è stato eseguito anche per le altre categorie di terreno, i risultati ottenuti sono riportati in *Tabella 8.10*. La tabella indica per ogni categoria di suolo le probabilità di raggiungimento dei valori limite oltre i quali le strutture si danneggiano.

Nella *Tabella 8.10*, **V.L.#** indica le seguenti soglie :

- ✓ V.L.1 = Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti;
- ✓ V.L.2 = Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni;
- ✓ V.L.3 = Limite oltre il quale compaiono le prime fessure nei muri di tamponamento e difficoltà nell'uso dei carri ponte;
- ✓ V.L.4 = Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni in edifici alti;

V.L.5= Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici;

		Probabilità che la rotazione β del terreno nei punti riportati raggiunga i valori limite															
x[m]		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45
Cat. Di suolo I	V.L.1	12,89%	14,06%	13,25%	13,86%	13,53%	6,69%	5,41%	3,50%	1,63%	0,22%	0,02%	0,02%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.2	4,04%	4,43%	3,59%	3,67%	3,21%	0,51%	0,28%	0,09%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.3	0,19%	0,21%	0,11%	0,10%	0,06%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.4	0,02%	0,02%	0,01%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.5	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Cat. Di suolo II	V.L.1	0,49%	0,83%	1,34%	2,05%	1,36%	0,16%	0,08%	0,05%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.2	0,00%	0,01%	0,02%	0,04%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.3	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.4	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.5	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Cat. Di suolo III	V.L.1	0,22%	14,52%	30,50%	32,09%	13,87%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.2	0,00%	0,73%	1,08%	0,62%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.3	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.4	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.5	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Cat. Di suolo IV	V.L.1	3,15%	6,71%	7,98%	13,26%	12,29%	6,30%	4,42%	2,60%	1,04%	0,04%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.2	0,20%	0,74%	0,79%	2,17%	1,32%	0,10%	0,02%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.3	0,00%	0,00%	0,00%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.4	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	V.L.5	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Tabella 8.10 Probabilità di raggiungimento dei valori limite..

Le informazioni contenute nella precedente tabella sono state riportate anche in forma grafica attraverso le Figure 8.55-8.58. Nelle figure risulta evidente la probabilità che si verifichi il fenomeno pericoloso al variare della distanza dall'asse della galleria, quest'informazione è di fondamentale importanza in quanto permette di identificare quelle zone in cui il fenomeno pericoloso (rotazione β) può diventare sorgente di rischio.

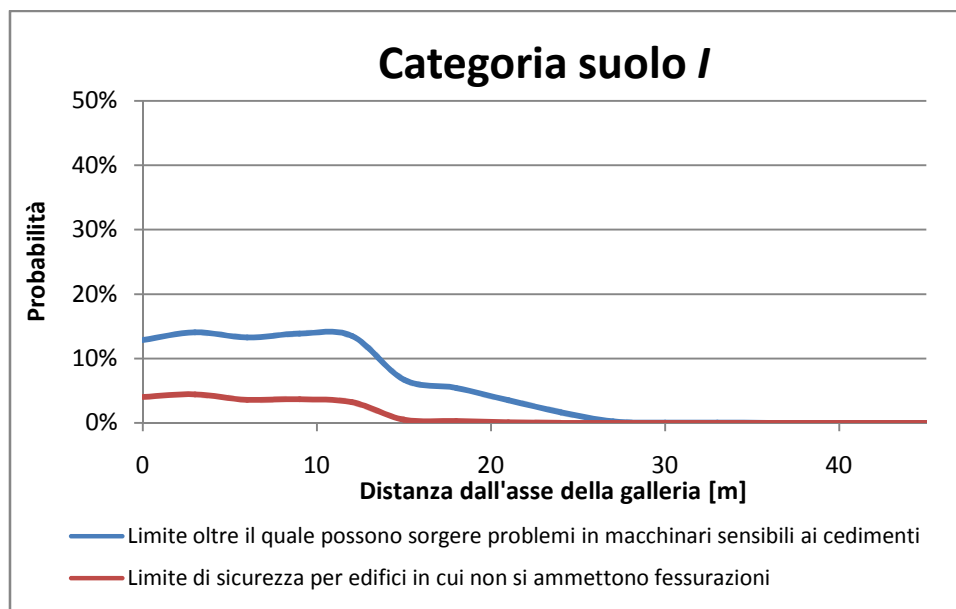


Figura 8.55: Probabilità che vengano raggiunti i diversi valori di rotazione dannosi alle strutture.

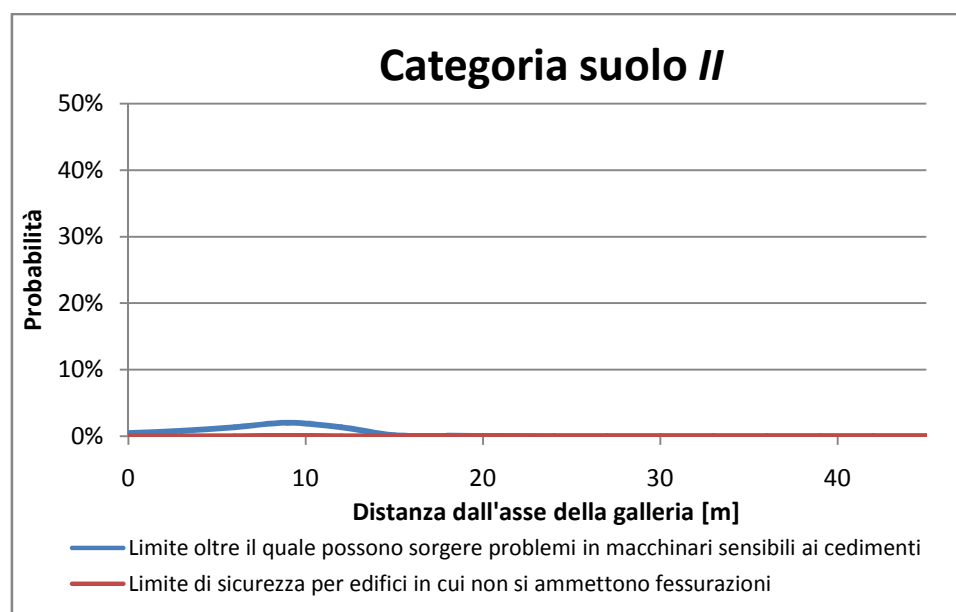


Figura 8.56: Probabilità che vengano raggiunti i diversi valori di rotazione dannosi alle strutture.

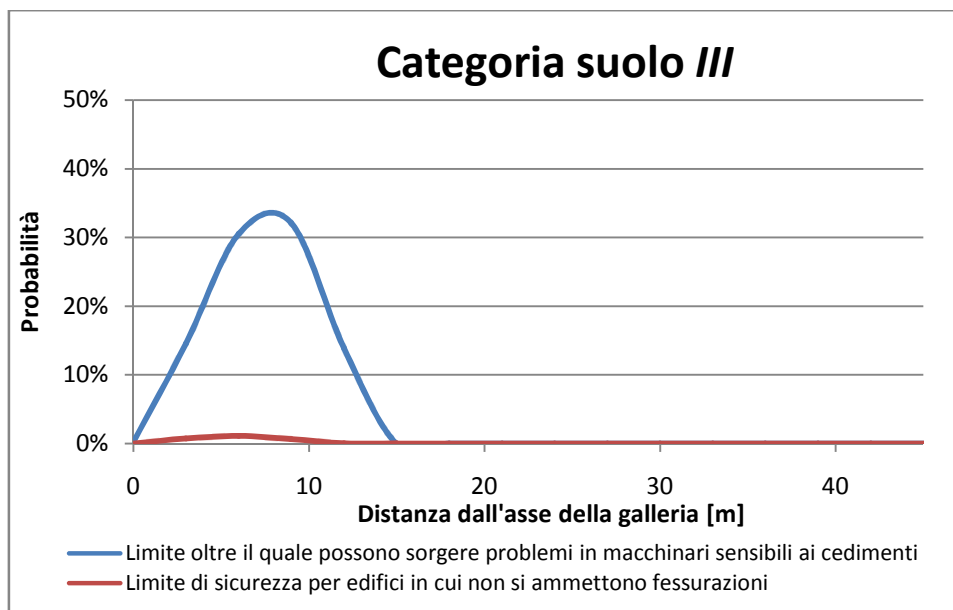


Figura 8.57: Probabilità che vengano raggiunti i diversi valori di rotazione dannosi alle strutture.

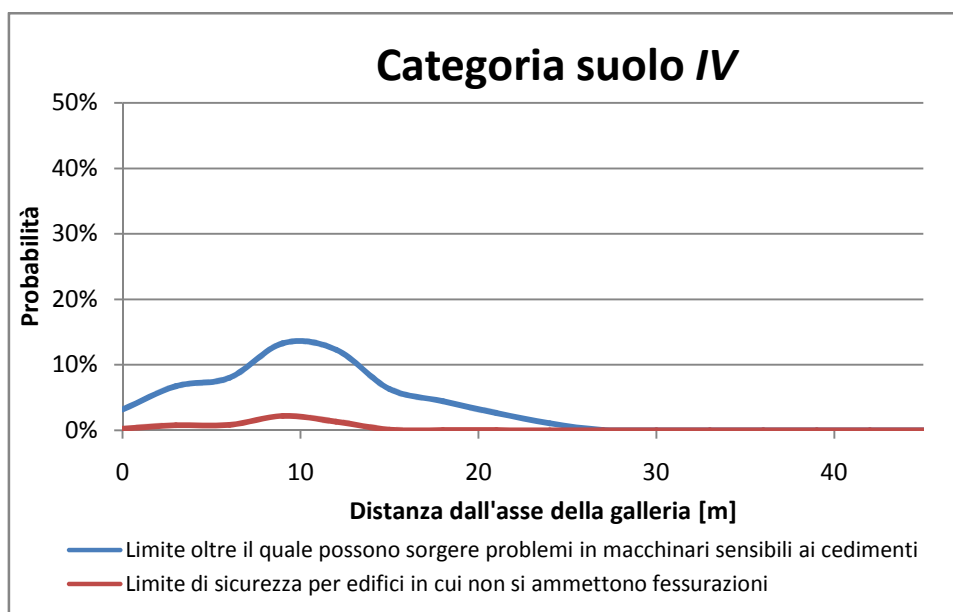


Figura 8.58: Probabilità che vengano raggiunti i diversi valori di rotazione dannosi alle strutture.

Le curve riportate nei grafici mostrano che la probabilità che il fenomeno pericoloso mini la stabilità degli edifici è nulla, in ogni caso per alcune particolari categorie di suolo e per una distanza contenuta dall'asse della galleria la probabilità che il limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni raggiunge al massimo il 4,4% mentre la probabilità che venga superato il limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti arriva al 32 % nel caso di terreno di categoria III.

8.5 Considerazioni

Com'era ovvio attendersi lo scavo con EPBM riduce notevolmente la pericolosità in termini di cedimenti sia assoluti che differenziali.

In particolare, per quanto riguarda i cedimenti assoluti lo scavo con EPBM ridurrebbe dal 100% a 0% la probabilità che si raggiungano valori di cedimento tali da creare problemi alle strutture.

Nel caso di cedimenti differenziali la riduzione è circa del 80%, il dettaglio è riportato in *Figura 8.59*.

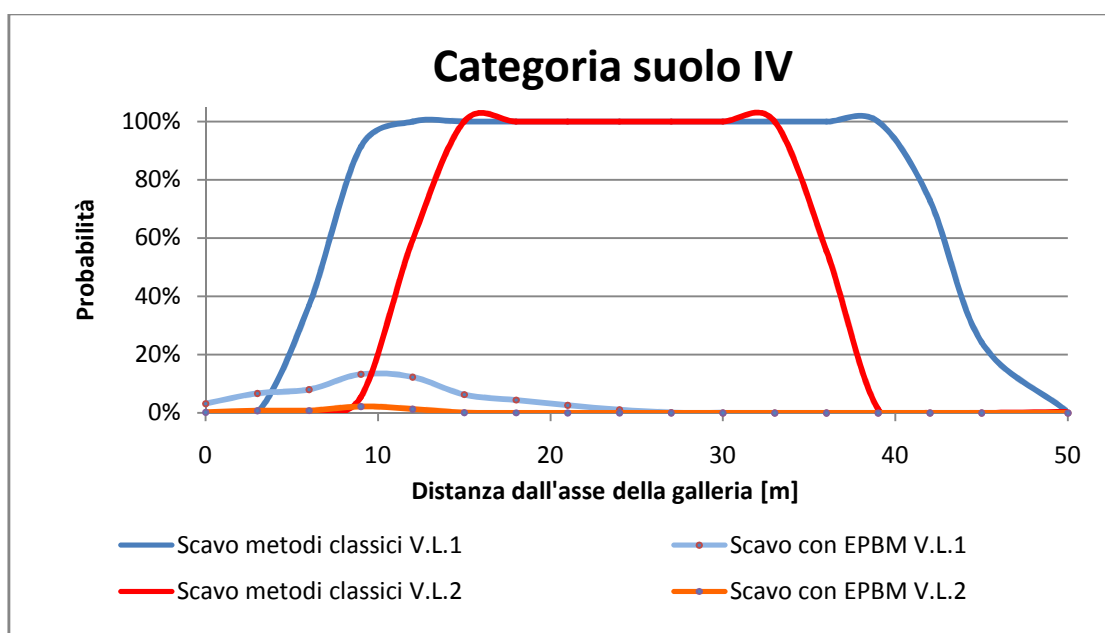


Figura 8.59: Riduzione della pericolosità; V.L.1 = Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti; V.L.2 = Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni;

Conclusioni

La valutazione del rischio geologico associato alla realizzazione di una galleria ha raggiunto, negli ultimi anni, un ruolo fondamentale nella fase di progettazione dell'opera stessa. I numerosi studi presenti in letteratura evidenziano principalmente due cose: la valutazione del rischio geologico è una realtà dinamica in continuo sviluppo basata su molteplici tecniche e metodologie, ed essa è indispensabile nella progettazione di opere ingegneristiche per ridurre il rischio finanziario sia quello per l'ambiente.

Lo stato dell'arte ha suggerito di cercare una metodologia standardizzata affinché la quantificazione del rischio risulti essere la più oggettiva possibile, ma anche facilmente replicabile e confrontabile.

Con il presente studio, dopo una sintesi critica delle conoscenze attuali circa il problema della valutazione del rischio geologico connesso alla realizzazione di gallerie. Si è andati a proporre un approccio metodologico in grado di giungere a soluzioni progettuali ottimali. Lo schema d'analisi proposto è stato applicato al caso reale relativo alla costruzione della nuova linea 7 della metropolitana di Tehran.

Tale metodologia è basata sull'utilizzo di:

- ✓ un approccio statistico per la definizione dei parametri caratterizzanti il suolo;
- ✓ un modello numerico per la valutazione del fenomeno pericoloso (nel caso specifico i cedimenti del terreno);
- ✓ soglie di accettabilità relative al fenomeno pericoloso correlate a precise manifestazioni di danno;

Seguendo la metodologia proposta è stato possibile quantificare oggettivamente la pericolosità dei cedimenti in termini probabilistici di immediata interpretazione.

In questo modo, per le diverse distanze dall'asse della galleria ritenute significative, si dispone di un insieme di valori che rappresentano il cedimento del piano di campagna, quindi è possibile associare una distribuzione di probabilità nota al fenomeno studiato. Una volta fissate le soglie

oltre le quali il fenomeno pericoloso genera un danno la rappresentazione dei cedimenti tramite distribuzioni di probabilità permette di ricavarne facilmente la probabilità di superamento, cioè la probabilità di accadimento dell'evento (il cedimento) pericoloso (cioè in grado di generare un danno).

L'applicazione della metodologia adottata al caso di studio ha permesso di individuare due diversi scenari di rischio connessi alle diverse tecniche di scavo:

Tecniche classiche → scenario peggiore infatti le diverse soglie di accettabilità relative ai cedimenti assoluti sono superate con una probabilità del 100%.

EPBM → scenario migliore infatti le diverse soglie di accettabilità relative ai cedimenti assoluti hanno una probabilità di superamento dello 0%. mentre le probabilità relative ai cedimenti differenziali che potrebbero causare danni alle strutture o disagi alle attività dislocate lungo il tracciato della linea sono maggiori di zero. In particolare, la probabilità che venga superato il limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni raggiunge al massimo il 4,4% mentre la probabilità che venga superato il limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti raggiungere il 32%.

La tecnica EPBM riduce la pericolosità connessa ai cedimenti anche del 100% quindi risulta essere la tecnica suggerita per lo scavo della nuova linea 7 della metropolitana di Tehran.

Seguendo questa metodologia si ha una quantificazione oggettiva della pericolosità di cedimenti indotti dallo scavo rappresentabile tramite una distribuzione di probabilità, in questo modo fissate delle soglie di accettabilità e ricavate le relative probabilità di superamento, in base al contesto socio-economico in cui sorgerà l'opera si valuterà accettabile o meno la pericolosità indotta dalla realizzazione dell'opera ingegneristica.

I principali limiti evidenziati nella metodologia proposta sono essenzialmente due:

- ✓ Parametri caratterizzanti il suolo ricavati durante la campagna geognostica limitati → difficoltà della trattazione statistica dei dati.
- ✓ Tessuti urbani e contesti socio-economici eterogenei → difficoltà nell'individuare soglie di accettabilità standard.

Allegati

Allegato A

Esempio di listato usato nell'analisi numerica tramite il software FLACnew

```
; set leg off                                i12=zns_1i+1
config extra=10                              i23=i12+zns_2i
TITLE                                         i33=icol+1
Teheran Metro Line 7                         j11=1
;SCHEMA MESH                                 j14=zns_2j+1
; |4|5|6|                                    j44=jrow+1
; |1|2|3|                                    COORDINATE GEOMETRICHE
; galleria <--> [5]                          ; parametri in input
; mesh galleria (zns_2i)x(zns_2j)            x23= 15.0
def input                                     x33= 100.0
;DEFINIZIONE ZONE                            y11=-60.0
; parametri in input                          y14=-40.0
zns_1i=100                                    y44= 09.5
zns_2i=50                                     ; calcoli
zns_2j=25                                    x11=-x33
zns_4j=30                                    x12=-x23
; calcoli                                    ; ratios
zns_3i=zns_1i                                ; parametri in input
;frst_zni_3=zns_2j+zns_2i+1                 rat_3x=1.0
icol=2*zns_1i+zns_2i                         rat_1y=0.92
jrow=zns_2j+zns_4j                           ; calcoli
;DEFINIZIONE NODI                           rat_1x=float(1/rat_3x)
i11=1                                         rat_2x=1
```



```

;---routine di mark dei punti contenuti in una tabella---
def genmark
  loop zz (10,10)
    loop ii (1,table_size(zz))
      iii=xtable(zz,ii)
      jjj=ytable(zz,ii)
      command
        mark i=iii,iii j=jjj,jjj
      end_command
    end_loop
  end_loop
end
genmark
group ammasso region 1,1
group scavo regione 126,29
;plot group block hold

;---ROUTINE PER L'ORDINAMENTO IN SENSO
ANTIORARIO DEI PUNTI DELLA TABELLA "tab"---
;Ordinamento tabella 10
def n_tab
  tab=10
end
n_tab
; ordinamento dei punti
def ordina_tab
  loop kk (1,table_size(tab)-1)
    loop hh (1,table_size(tab)-1)
      iquesta=xtable(tab,hh)
      jquesta=ytable(tab,hh)
      iprox=xtable(tab,hh+1)
      jprox=ytable(tab,hh+1)
      xquesta=x(xtable(tab,hh),ytable(tab,hh))
      yquesta=y(xtable(tab,hh),ytable(tab,hh))
      xprox=x(xtable(tab,hh+1),ytable(tab,hh+1))
      yprox=y(xtable(tab,hh+1),ytable(tab,hh+1))
      r_questa=atan2(yquesta,xquesta)
      r_prox=atan2(yprox,xprox)
      if r_prox<r_questa then
        xtable(tab,hh)=iprox
        ytable(tab,hh)=jprox
        xtable(tab,hh+1)=iquesta
        ytable(tab,hh+1)=jquesta
      end_if
    end_loop
  end_loop
end
ordina_tab
unmark
generate line x11,hf x33,hf
genmark
;group ammasso2 region 1,jrow ----->
ATTENZIONE, LA FALDA E' A PIANO CAMPAGNA, NON
ESISTE AMMASSO2
;plot group block hold
; condizioni al contorno
fix x i=1
fix x i=33
fix y j=1
;plot gr stru el

```

```

def MC_ni_k0
MC_ni=0.27
k0=MC_ni/(1-MC_ni)
end
MC_ni_k0
def geo
gamma1=19000.0 ; peso dell'unita' di volume
gamma2=22000. ; peso di volume saturo
gamma1=gamma2-10000.; peso di volume
sommerso
cop=y44 ; copertura, riferita al
P.C.e.(piedritto)
;k0=0.4 ; coefficiente di spinta laterale a
riposo
end
geo
; pressione iniziale geostatica
def presiniz
pres0=gamma1*(cop-hf)+gamma2*hf ; questa
pressione è riferita al P.C.e., ovvero a y=0
end
presiniz
; assegnazione della pressione geostatica con
riferimento al punto medio della zona
set gravity 1 ; IMPORTANTISSIMO!!!! la forza di gravità
è diretta secondo l'asse y NEGATIVO
;- INIZIALIZZAZIONE SFORZI GEOSTATICI NEL TERRENO-
def presgeo
loop ii (1,izones)
loop jj (1,jzones)
if model(ii,jj) # 1 then ; tutte le zone non nulle
ymedio=(y(ii,jj)+y(ii+1,jj)+y(ii,jj+1)+y(ii+1,jj+1))/4.
if ymedio<hf then
press=-(pres0-gamma1*ymedio) ; negativo,
perche' di compressione
else
press=-(pres0-(gamma1*hf+gamma2*(ymedio-
hf))) ; negativo, perche' di compressione
endif
sxx(ii,jj)=k0*press
syy(ii,jj)=press
szz(ii,jj)=k0*press
endif
end_if
end_loop
end_loop
end
presgeo
model m gro scavo ammasso; ammasso2 -----
-> ATTENZIONE, SOLO PERCHE' LA FALDA E' A P.C.
;- ASSEGNAZIONE PESI DI VOLUME DI COMPETENZA E
DI PARAMETRI DI RESISTENZA ESAGERATI-
prop density=gamma1
;prop density=gamma1 group scavo ammasso2 -----
-----> ATTENZIONE, SOLO PERCHE' LA FALDA E' A
P.C.
prop tension=1e10 cohesion=1e10 friction=45
;-ASSEGNAZIONE PARAMETRI DI DEFORMABILITA' DI
COMPETENZA-
def E_STRATO1 ; da ripetere per ogni strato,
partendo dal più superficiale
Y_TOP=20 ; altezza del limite superiore
rispetto al piano dei centri
loop ii (1,izones)
loop jj (1,jzones)

```

```

if model(ii,jj) # 1 then ; tutte le zone non nulle

  ymedio=(y(ii,jj)+y(ii+1,jj)+y(ii,jj+1)+y(ii+1,jj+1))/4.

  if ymedio<Y_TOP then ; tutte le zone non nulle
;@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
@@@@@

  MC_ee=100 ;@@ modulo di Young in MPa
;@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
@@@@@

  MC_ni=0.27 ; modulo di Poisson

  e=MC_ee

  ni=MC_ni

  k=1000000*e/(3*(1-2*ni))

  gg=1000000*e/(2*(1+ni))

  command

    prop bulk_mod=94016090 rdev=23477272 i=ii,ii
j=jj,jj

    prop shear_mod=51079591 rdev=12755368
i=ii,ii j=jj,jj

  end_command

end_if

end_if

end_loop

end_loop

end

E_STRATO1

solve ;geostatico drogato

set force=1.0

;-ASSEGNAZIONE PARAMETRI DI RESISTENZA DI
COMPETENZA-

def V_STRATO1 ; da ripetere per ogni strato,
partendo dal più superficiale

```

```

Y_TOP=20 ; altezza del limite superiore
rispetto al piano dei centri

loop ii (1,izones)

loop jj (1,jzones)

  if model(ii,jj) # 1 then ; tutte le zone non nulle

    ymedio=(y(ii,jj)+y(ii+1,jj)+y(ii,jj+1)+y(ii+1,jj+1))/4.

    if ymedio<Y_TOP then ; tutte le zone non nulle

      command

@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
@@

        prop tension=0 cohesion=20000 friction=38
i=ii,ii j=jj,jj ;@@

@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
@@

      end_command

    end_if

  end_if

end_loop

end_loop

end

V_STRATO1

prop bulk=2.17e8 shear=1.18e8 j=1,27

solve ;geostatico sano

; inizializzazione degli spostamenti

initial xdisplacement=0.

initial ydisplacement=0.

; tabella 10

def genmark

loop ii (1,table_size(10))

  iii=xtable(10,ii)

  jjj=ytable(10,ii)

```

```

command                                fix x i=1 ; vincolare i nodi sull'asse di simmetria
mark i=iii,iii j=jjj,jjj                ; inizializzazione degli spostamenti-
end_command                              initial xdisplacement=0.
end_loop                                  initial ydisplacement=0.
end                                        ;---definizione della routine di applicazione delle
unmark                                    reazioni come forze-
genmark                                   def app_reazmark
; vincolare i nodi mark-                  index=11
fix x y mark                              loop ii (1,table_size(10))
; annullare il materiale all'interno del profilo di scavo-   iii=xtable(10,ii)
model null group scavo                    jjj=ytable(10,ii)
; risolvere per verifica-                  forzax=-xtable(index,ii)*riduz ; il parametro riduz
;--controllare i vincoli e gli spostamenti-                 consente di assegnare
solve                                       forzay=-ytable(index,ii)*riduz ; una frazione della
; per tutti i nodi mark registrare il valore della            forza
reazione-                                  command
; tabella 11 per tabella 10;              apply xforce forzax yforce forzay i=iii j=jjj
def reazmark                               end_command
index=11                                    end_loop
loop ii (1,table_size(10))                 end
    iii=xtable(10,ii)                       ;---definizione della routine di applicazione delle
    jjj=ytable(10,ii)                       reazioni ridotte ai nodi non vinc-
    xtable(index,ii)=xforce(iii, jjj)
    ytable(index,ii)=yforce(iii, jjj)
end_loop
end
reazmark
; libera il profilo di scavo
free x y mark

```

```

if ex_1(iii,jjj) # 1 then
  command
    apply xforce forzax yforce forzay i=iii j=jjj
  end_command
endif
end_loop
end

;---definizione del coefficiente riduttivo---
def coef_riduz
  riduz=1.0
end
coef_riduz
app_reazmark
solve

;---controllare che gli spostamenti siano nulli---
;impostazione a valori predefiniti di una variabile di
servizio---
def condiz_in
  condiz=1.
end
def condiz_iniz
  condiz=0
end

;---definizione della routine di registrazione e controllo
delle convergenze---
def cont_spost
;@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
  convmax=0.025 ;@@
;@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
  loop kk (1,table_size(10))

```

```

iii=xtable(10,kk)
jjj=ytable(10,kk)
if ex_1(iii,jjj)=0 then
  spostx=xdisp(iii,jjj)
  sposty=ydisp(iii,jjj)
  ex_2(iii,jjj)=spostx^2+sposty^2
  if ex_2(iii,jjj)>(convmax^2) then
    command
      fix x i=iii j=jjj
      fix y i=iii j=jjj
      apply xforce 0.0 yforce 0.0 i=iii j=jjj
    endcommand
    ex_1(iii,jjj)=1
  else
    condiz=0
  endif
endif
end_loop
end

;---lancio del ciclo risolutivo---
def ciclo
  condiz_iniz
  loop kk (1,col_ab1)
    loop hh (1,r_ace1)
      ex_2(kk,hh)=0
    end_loop
  end_loop
  loop while condiz = 0 ;finchè non tutti i nodi sono
già vincolati

```

```

;o le ffs non sono nulle
condiz=1

if riduz>0.003 then
endif

condiz_in ;reimposta al valore di nodi tutti
vincolati
endif

if riduz>0.8 then
c=0.05
else
c=0.05
endif

riduz2=riduz-c

riduz=riduz2 ;riduci del c% il coeff che
moltiplica le ffs
ni=0.2 ; coefficiente di Poisson

app_reazmarknv ;applica le ffs ridotte del x% ai
nodi non vinc
E1_conci=((18000.*(Rck^0.5))/(1-ni^2))*100000. ; in
Pa - deformazioni piane

;stringc='fs03_'+string(riduz)+'.jpg'
area1_conci=b*h ; area in m2

command
i1_conci=b*h^3/12. ; inerzia in m4

solve ;trova il nuovo equilibrio
;-----
;-----

;set plot jpg
area_tot=area1_conci

;set out @stringc
i1_tot=i1_conci

;w -5 5 -5 5
end

;pl grid white disp red
prmt_conci

;copy
;svincolo nodi del rivestimento -

endcommand
unmark

cont_spost ;legge gli spostamenti. In caso siano
"sufficienti"

def markarco
;-->vincola il nodo. altrimenti -->reimposta
condiz a 0
loop ii (1,table_size(10)) ; tabella 1 definita in
faseii.txt

; (valore che significa che non tutti i nodi
sono vincolati)
iii=xtable(10,ii)

else
jjj=ytable(10,ii)

command

```

```

mark i=iii j=jjj
end_command
end_loop
end
markarco
; svincolo dei nodi del rivestimento

free x y mark
; applicazione pressione sul contorno -
;@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
def pressure_ini ;@@
  prs_chiave=100000 ;@@
  peso_vol= 2000 ;@@
end ;@@
;@@
;@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
pressure_ini
def agg_table
  xtable(10,table_size(10)+1)=xtable(10,1)
  ytable(10,table_size(10)) =ytable(10,1)
end
agg_table
def ap_pressure
  loop ii (1,table_size(10)-1)
    ii_in=xtable(10,ii)
    jj_in=ytable(10,ii)
    ii_fine=xtable(10,ii+1)
    jj_fine=ytable(10,ii+1)
    y_med=(y(ii_in,jj_in)+y(ii_fine,jj_fine))/2
    p_prssure=prs_chiave + (4.6-y_med)*peso_vol
  command
    apply pressure p_prssure from ii_in,jj_in to
    ii_fine,jj_fine
  end_command
end_loop
end
ap_pressure
; soluzione con pressione sul profilo di scavo -
solve
; inserimento elementi beam -
; 1) definizione proprietà strutturali
structure prop 1001 e=E1_conci area=area_tot
i=i1_tot
; 2) inserimento elementi beam
struct node 1 grid 126,32
...
..
struct node 44 grid 127,32
struct beam begin node 1 end node 2 seg 1 prop 1001
...
...
struct beam begin node 44 end node 1 seg 1 prop
1001
struct prop 1001
solve
; salvataggio della elaborazione
save 01.sav

```

res 01.sav

set log 01ydis.txt

set log on

print ydis j=56

set log off

set log bulk01.txt

set log on

print bulk

set log off

Allegato B

Andamento delle curve di subsidenza ottenute dai valori di cedimento medi.

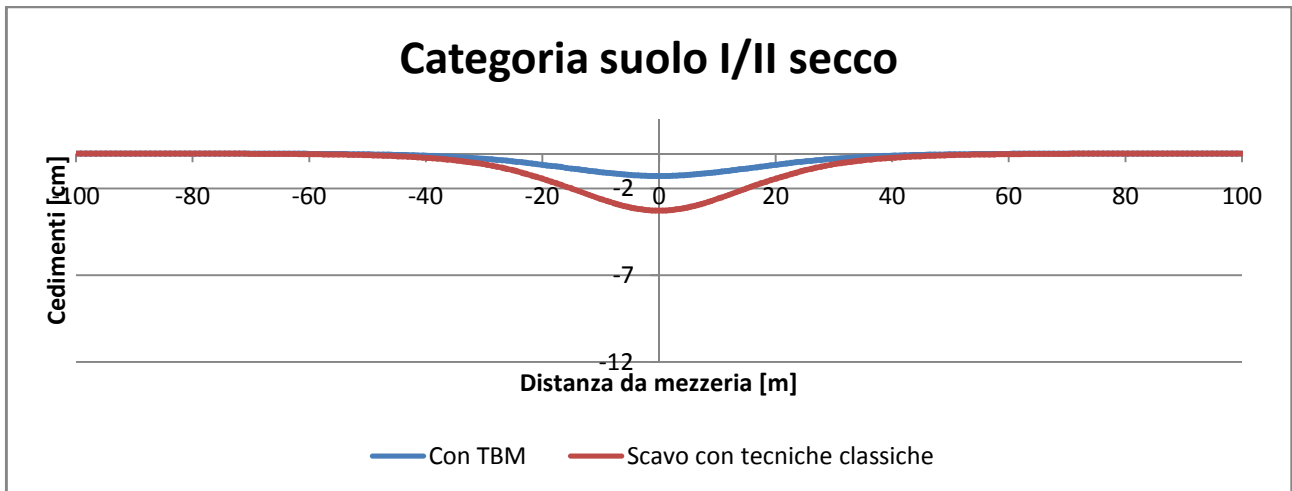


Figura 1: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria I-II secco copertura 25m.

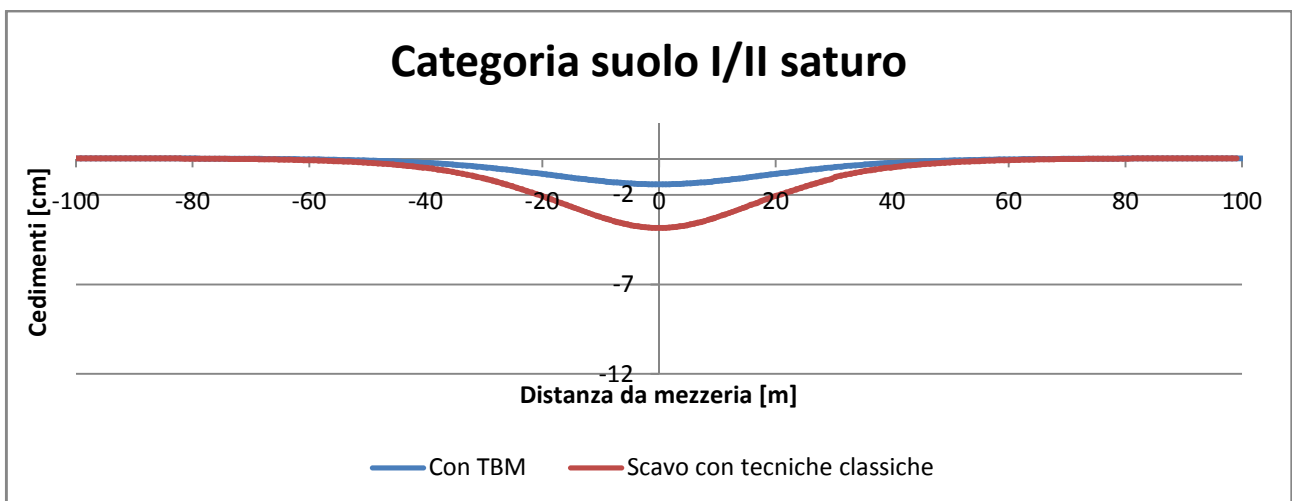


Figura 2: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria I-II saturo copertura 30m.

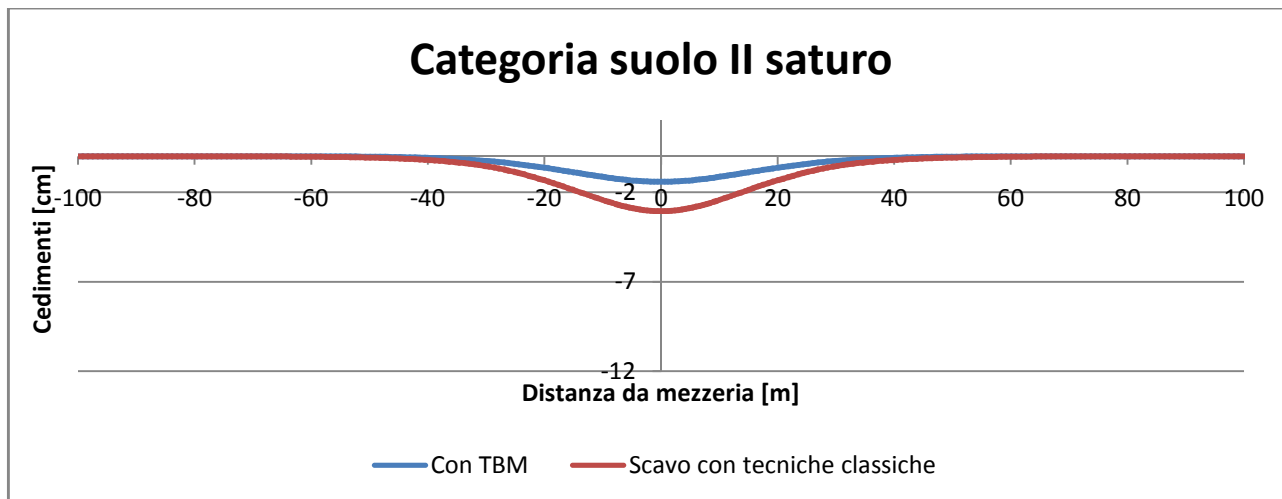


Figura 3: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria II saturo copertura 22,5m.

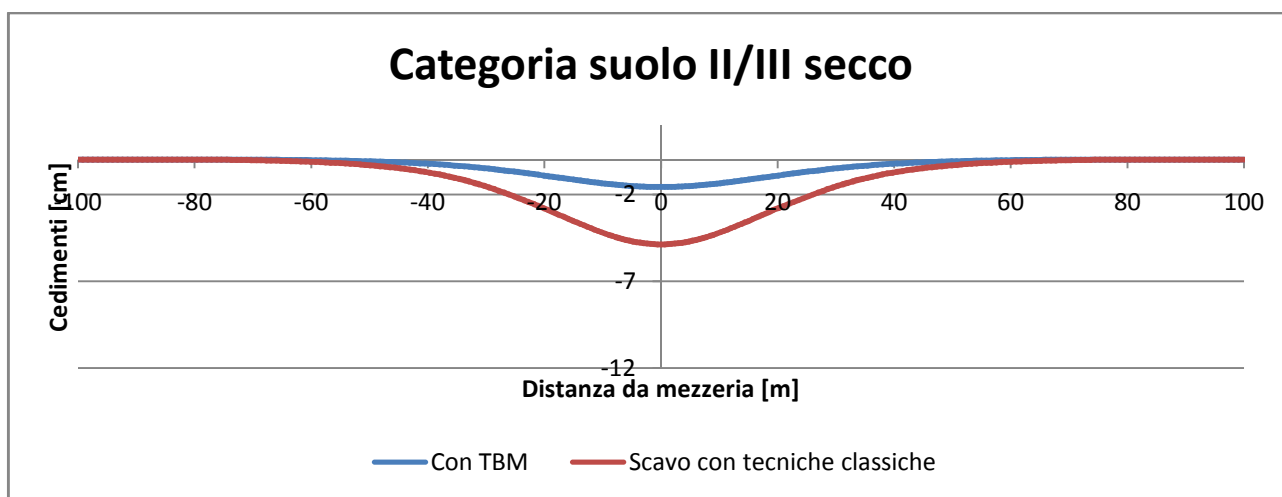


Figura 4: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria II-III secco copertura 29,7m.

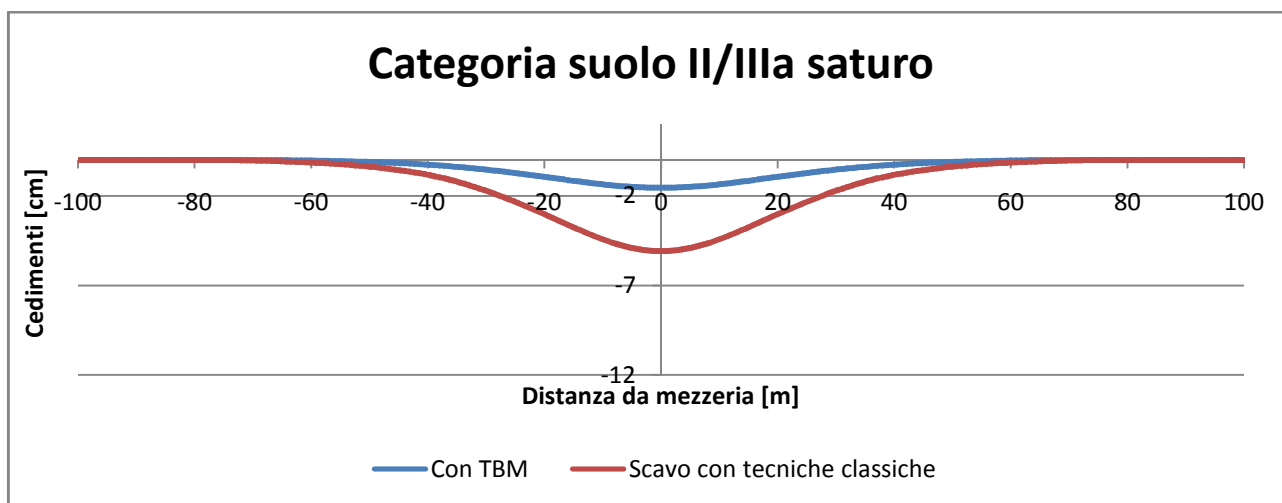


Figura 5: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria II-III saturo copertura 12,6 m.

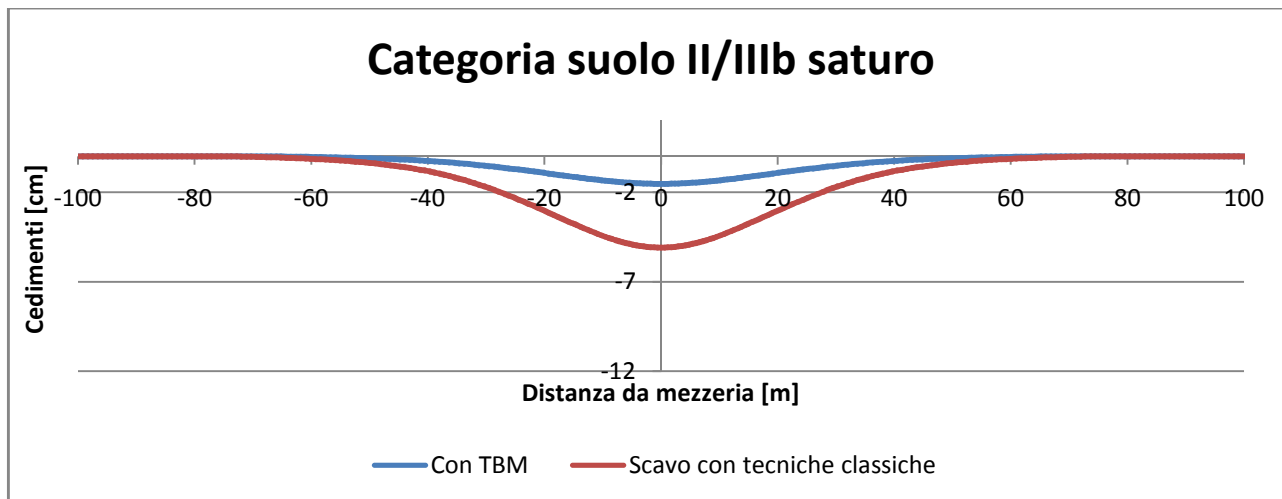


Figura 6: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria II-III saturo copertura 31,25 m.

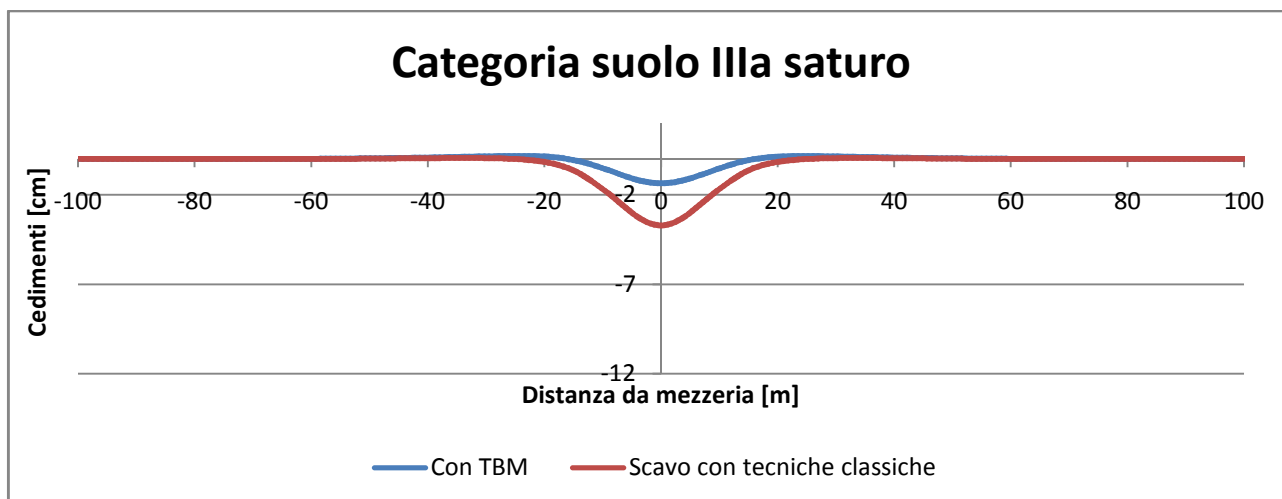


Figura 7: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria III saturo copertura 7,5 m.

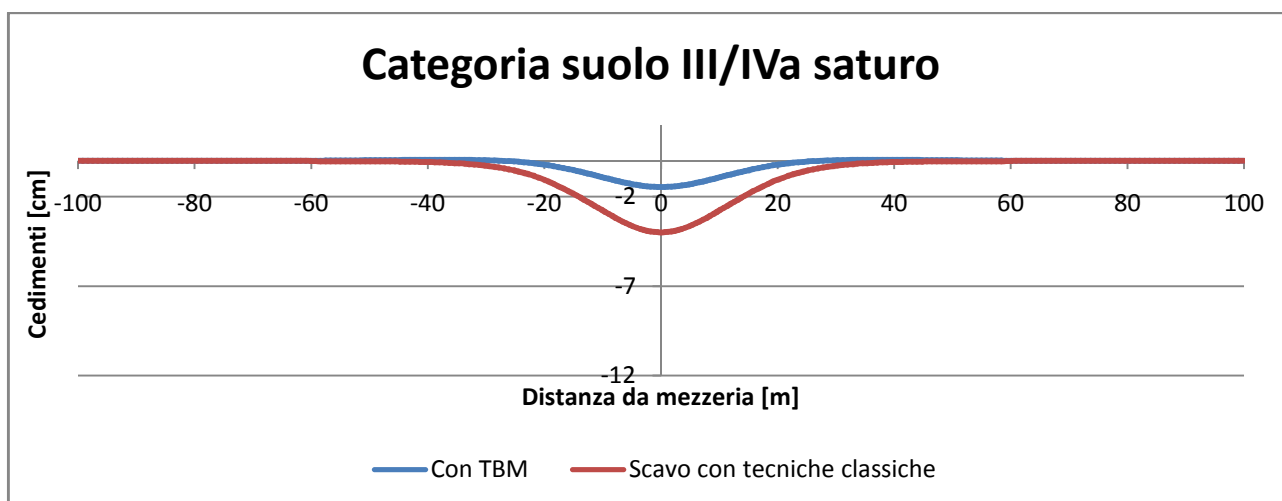


Figura 8: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria III-IV saturo copertura 13,8 m.

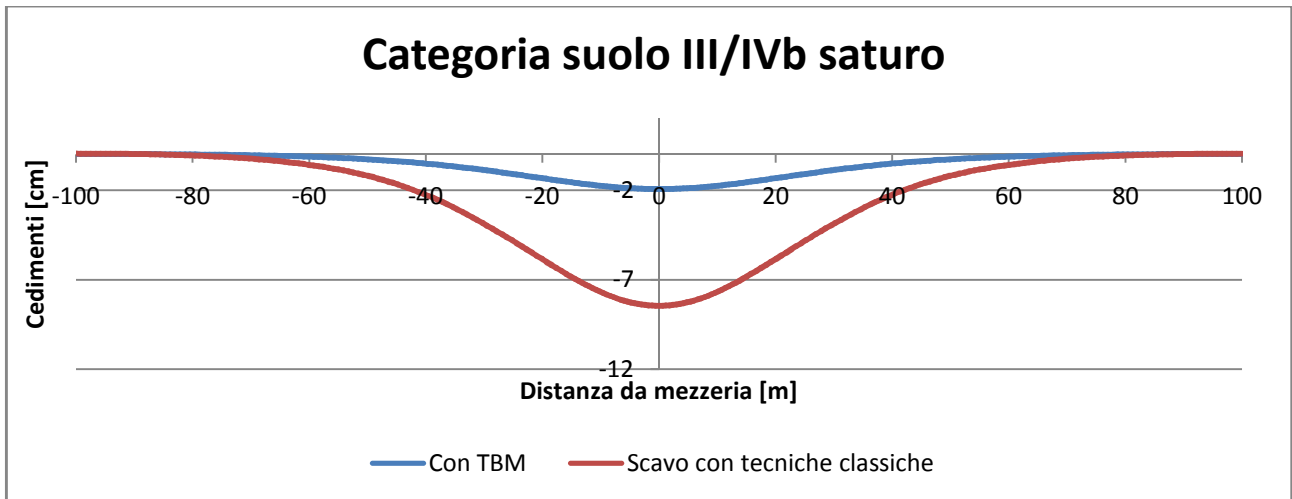


Figura 9: Confronto delle tecniche di scavo per il terreno di categoria III-IV saturo copertura 37,8 m.

Allegato C

Confronto tra le rotazioni medie del piano di campagna e le soglie di accettabilità

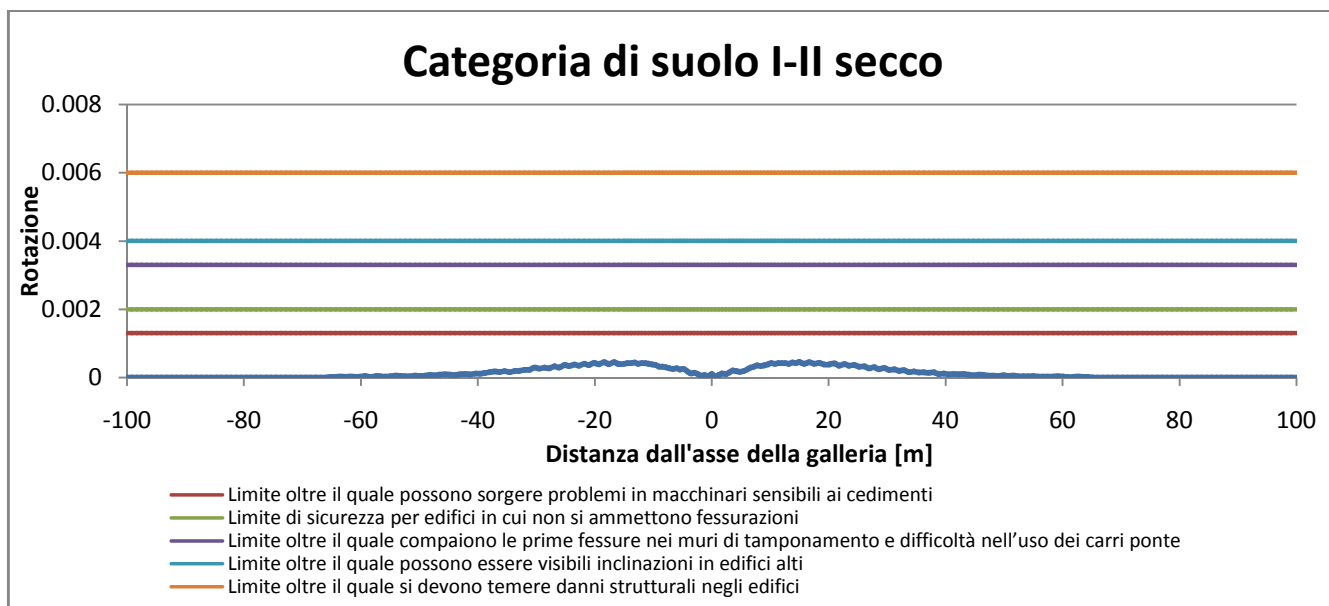


Figura 10: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria I-II secco copertura 25m.

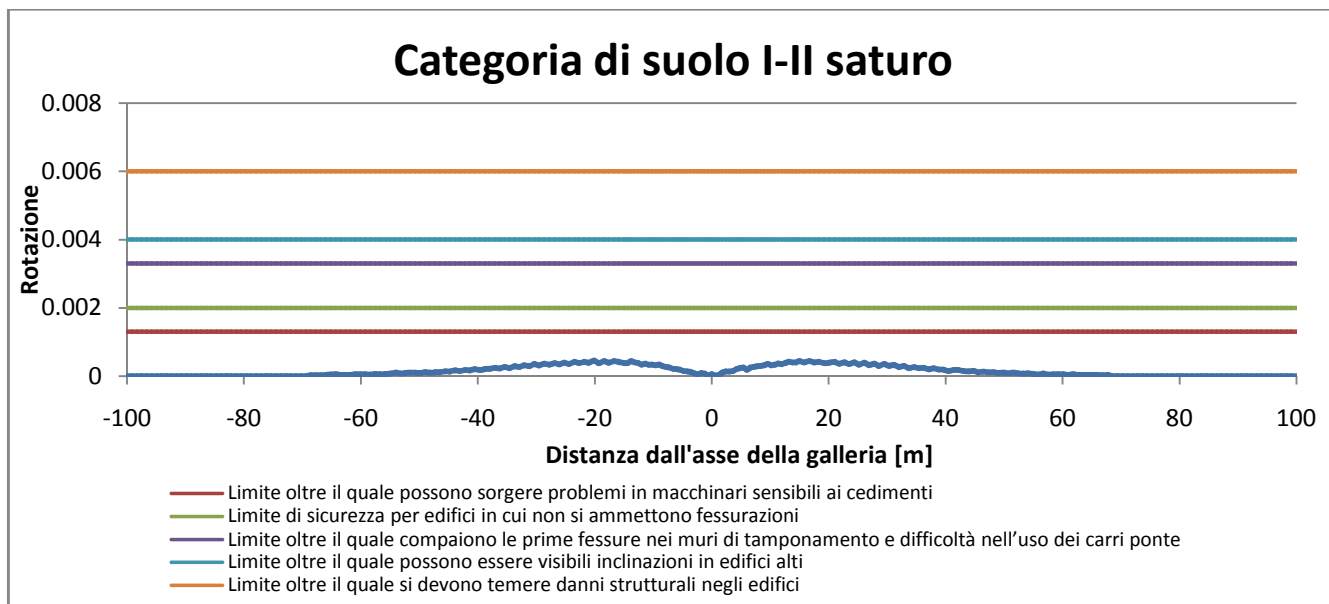


Figura 11: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria I-II saturo copertura 30m.

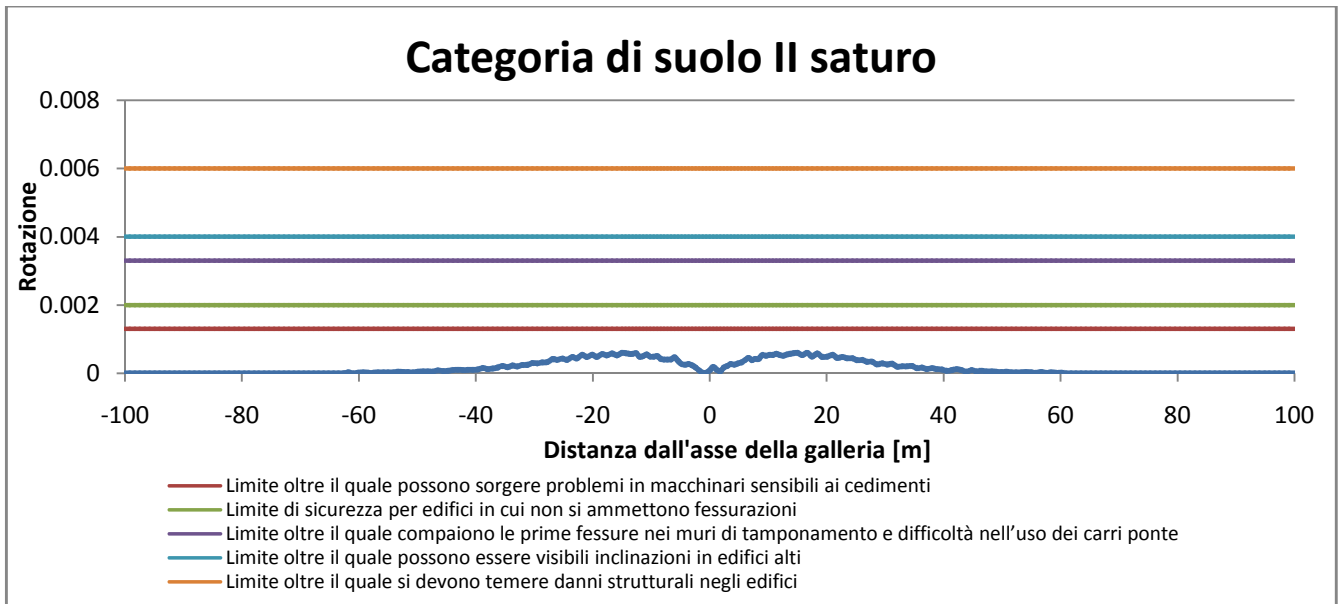


Figura 12: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria II saturo copertura 22,5m.

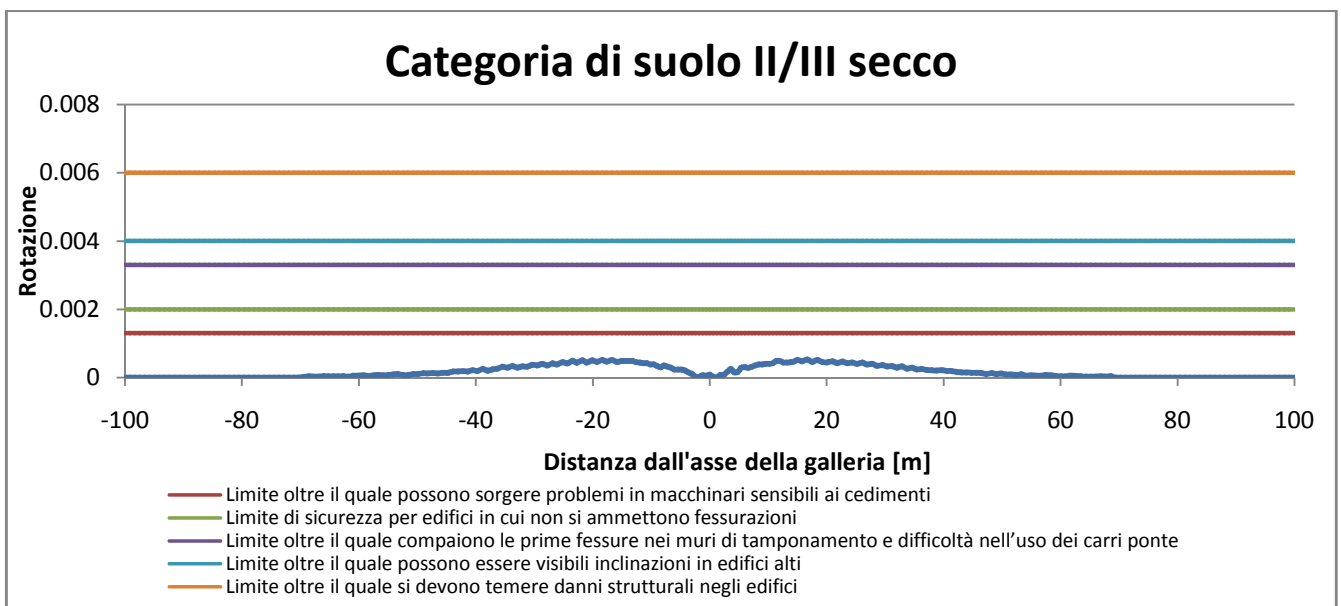


Figura 13: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria II-III secco copertura 29,7m.

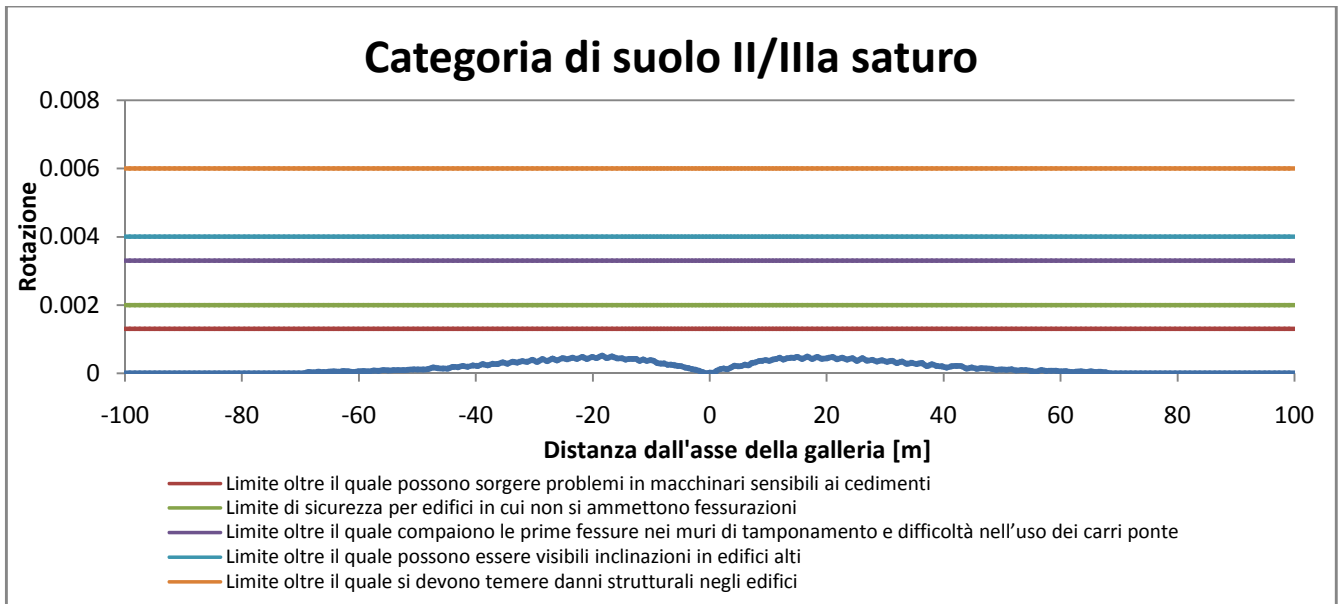


Figura 14: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria II-III saturo copertura 12,6 m.

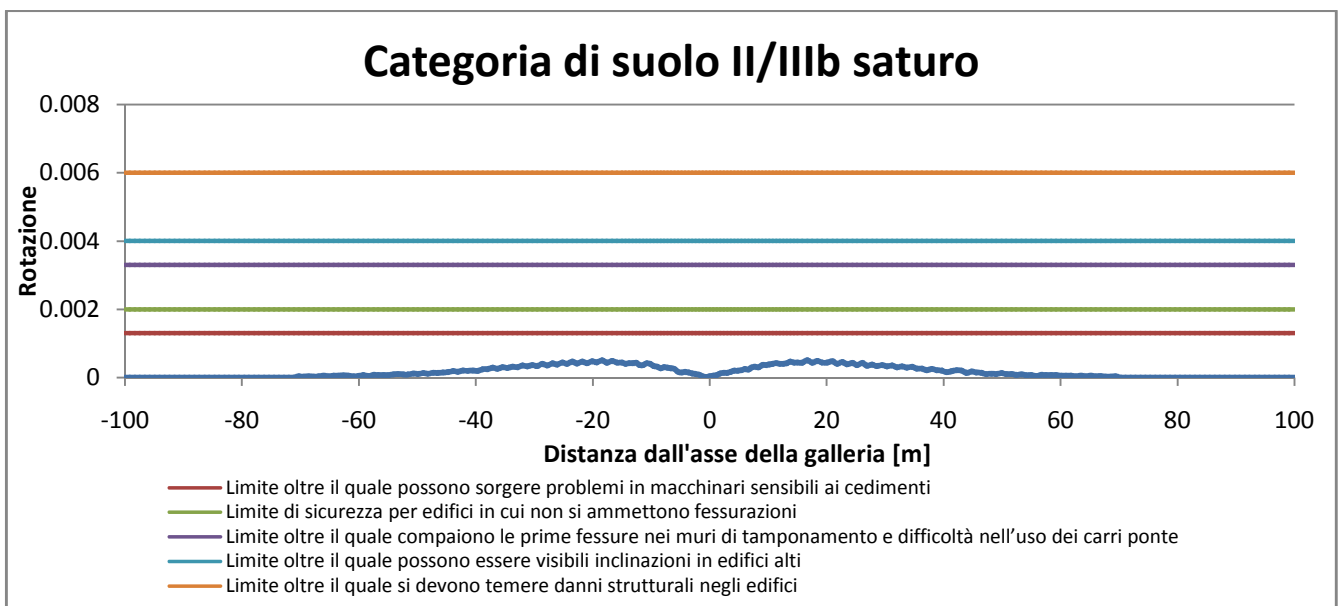


Figura 15: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria II-III saturo copertura 31,25 m.

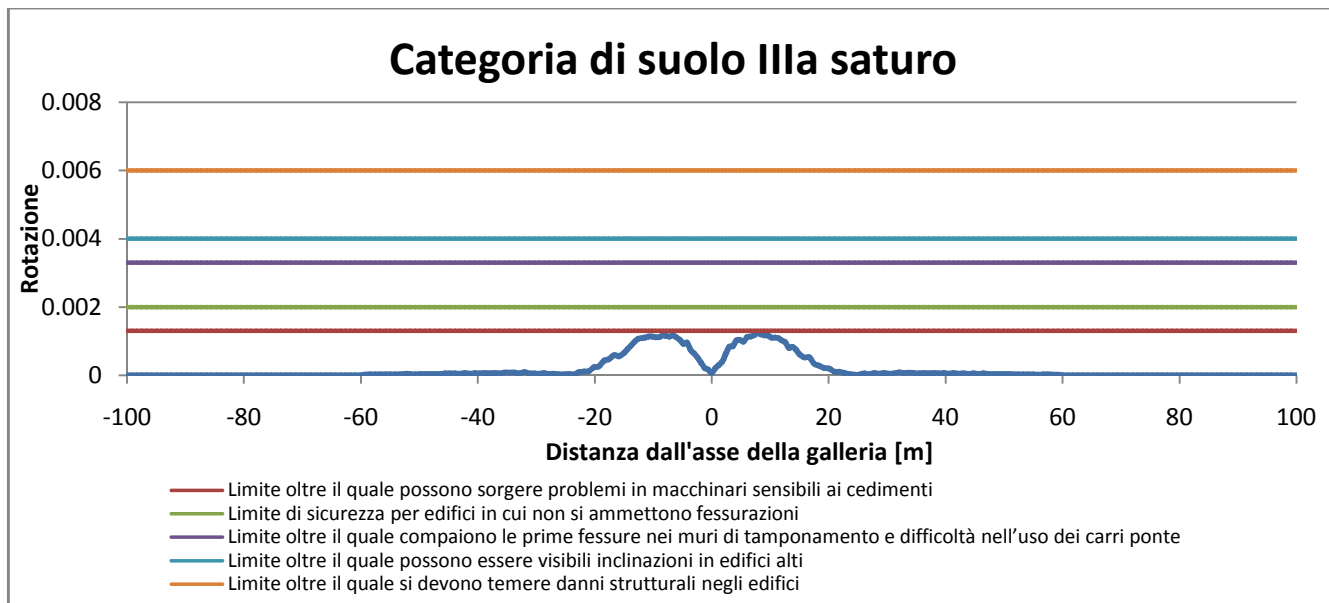


Figura 16: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria III saturo copertura 7,5 m.

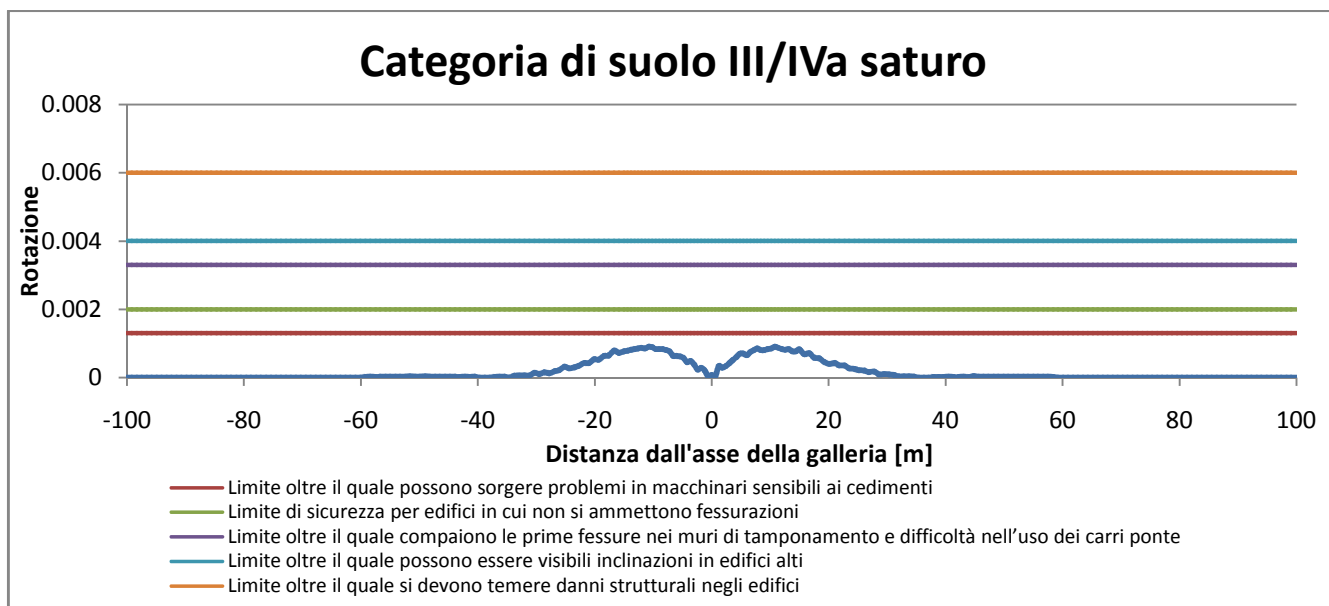


Figura 17: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria III-IV saturo copertura 13,8 m.

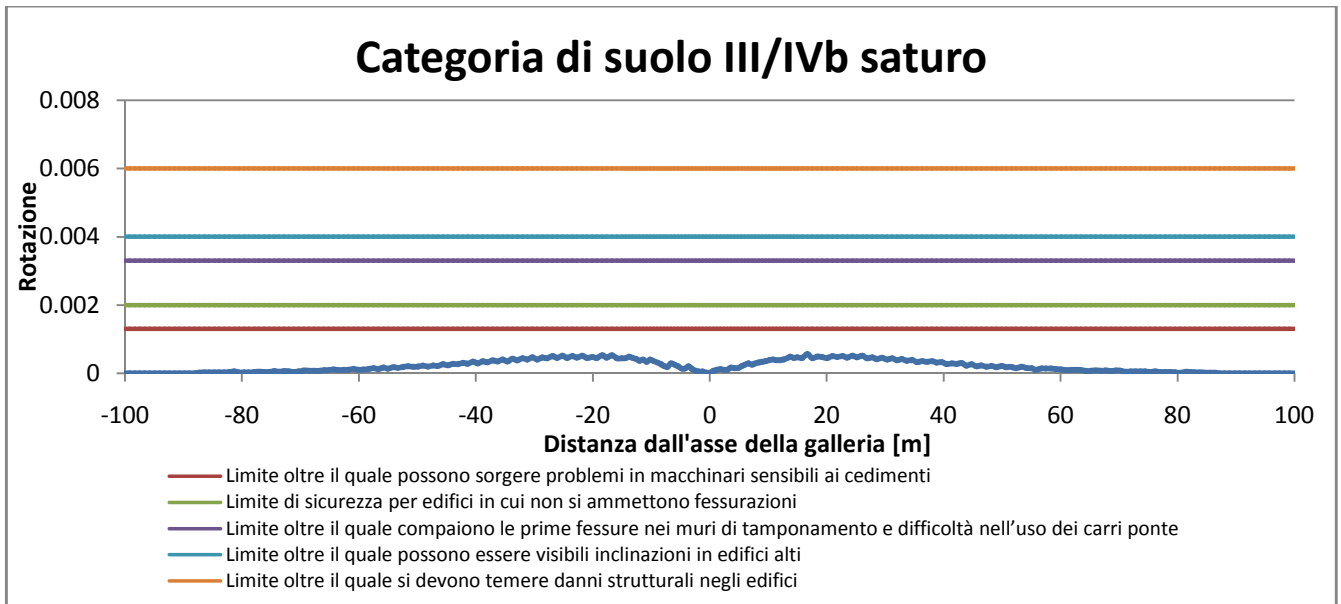


Figura 18: confronto tra la rotazione media dei punti e i limiti proposti da Bjerrum; categoria III-IV saturo copertura 37,8 m.

Bibliografia

- Anagnostou G. (1995): *The influence of tunnel tunneling on the Hydraulic head*. Int. J. Number. Anal. Meth. Geomech., 19, 725-746.
- ANAS (1993): *Norme tecniche per le opera in sotterraneo, Preliminare*.
- Barla G. (2000): *Lessons learnt from the excavation of a large diameter TBM tunnel in complex hydrogeological conditions*. GeoEng2000. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, pp 938-955.
- Barton N., Lien R., Lunde J. (1974): *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics, vol.6, n.4.
- Bellini V., Scattolini E. (2003): *Scelta dei parametri di progetto e metodi di stabilizzazione dei pendii naturali e dei fronti di scavo in roccia*. Sintesi della lezione tenuta dall'Ing. E. M. Pizzarotti. Seminario: la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica delle terre e degli ammassi rocciosi. Potenza 23/05/2003.
- Bernardos A.G., Kaliampakos D.C. (2004): *A methodology for assessing geotechnical hazards for TBM tunnelling—illustrated by the Athens Metro, Greece*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 41 (2004) 987–999.
- Bieniawski Z.T. (1979): *Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling*. Proc. 3rd Congr. On Rock Mech., Denver.
- Birch F. (1950): *Flow of heat in the Front Range, Colorado*. Bull. Geol. Soc. of America, 61, 667-630.
- Birch F.(1954): *Thermal conductivity, climatic variation and heat flow near Calumet, Michigan*. American Journ. Of Sci., 252, 1-25.
- Bjerrum L. (1963): *Problems of soil mechanics and construction on soft clays*. State of the Art Report, VIII ICSMFE, Moscow, vol. 3, pp. 111-159
- Bosurgi G., Pellegrino O. (2005): *Tecnica e sicurezza dei cantieri stradali*. Dispensa N°5 A.A. 2005/2006.
- Bottino G.(2002): *Le opere in sotterraneo e il rapporto con l'ambiente; problematiche geologiche e morfologiche*. Meccanica e ingegneria delle rocce: MIR, Torino, pp. 45-71.
- Brescia mobilità (2010): *Progetto Metrobus*, Brescia Mobilità S.p.A., Area Metrobus.
- Bringiotti M. (2003): *Guida al TUNNELING, l'evoluzione e la sfida*. Sistema Informativo Geologia Tecnica.
- Busslinger A., Rybach L. (1997): *Prognosis of temperatures and water inflow zones in deep tunneling: examples from the NEAT-project, Swiss Alps*. In Golser, Hinkel & Schubert (Eds). "Tunnels for people": Ed. Balkema, 9-25.
- Cai M., Kaiser P.K., Uno H., Tasaka Y. and Minami M. (2004): *Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses using the GSI system*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences n.41, pp.3-19.

- Cereda E. (2010): *Metodi quasi Monte Carlo per applicazioni finanziarie*. Elaborato di laurea di secondo livello Politecnico di Milano A.A. 2009-2010.
- Civita M., De Maio M., Fiorucci A., Pizzo S., Vigna B. (2002): *Le opere in sotterraneo e il rapporto con l'ambiente: problematiche idrogeologiche*. Meccanica e ingegneria delle rocce: MIR, Torino, pp. 73-106.
- Clerico M., Pizzo G. (2001): Environmental sustainability of tunnelling works. World Tunnel Congress AITES-ITA 2001. Vol.1, pp. 225-232.
- Como G., Como G. (2005): *Jet grouting: cenni storici, campi d'applicazione e impiego quale opera di sostegno*. Intervento al corso di perfezionamento SUPSI di Lugano del 23.03.05 relativo "alle opere di sostegno per scavi".
- Cotecchia V. (1993): *Opere in sotterraneo: rapporto con l'ambiente*. XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica. Pp 145-190.
- Davis P.A., Goodrich M.T. (1992): *Application of a validation strategy to Darcy's experiment*. Advances in a water resources, Vol. 15 pp. 175-180
- Dematteis A., Kalamaras G., Eusebio A. (2001): *A systems approach for evaluating springs drawdown due tunnelling*. World Tunnel Congress AITES-ITA 2001. Vol.1, pp. 257-264.
- Desio A. (1973): *Geologia applicata all'ingegneria*, Hoepli, Milano.
- Diederichs M, Kaiser P.K., Eberhard K.E. (2004): *Damage initiation and propagation in hard rock and the influence of tunnelling induced stress rotation*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.41, n.5, pp 785-812.
- Diederichs M. (2005): *General Report: Summary of Meetings with Geodata with recommendations towards a Design Methodology for spalling Failure and Rockburst Hazards*. Personal communication to Geodata.
- Dumbleton M.J. (1981): *The British soil classification system for engineering purposes: its development and relation to other comparable systems*. TRRL Report LR 1030, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berks. Eberhardt E. (2010): Tunneling Grad Class presentazione EOSC547: Tunneling & Underground Design.
- Dunning C.P., Feistein D.T., Hunt R.J., Krohelski J.T. (2004): *Simulation of Ground-Water Flow, Surface-Eater Flow, and a Deep Sewer Tunnel System in the Menomonee Valley, Milwaukee, Wisconsin*. USGS Scientific Investigations Report 2004-5031.
- Faccioli E., Paolucci R. (2005): *Elementi di Sismologia applicata all'Ingegneria*. Pitagora Editrice Bologna.
- Farmer F.R (1957): *Reactor Safety and Siting, a proposed risk criterium*, Nuclear Safety, 8.
- Federico F. (1984): *Il processo di drenaggio da una galleria in avanzamento*. R.I.G., 4, pp. 191-208.
- Focaracci A., Garzia F., Guariscio M., Lunardi P., Spagnuolo F.E. (2001): *La Sicurezza nelle gallerie dell'alta velocità ferroviaria della tratta Bologna-Firenze: sicurezza in fase di costruzione e protezione dell'infrastruttura in fase operativa*. Atti del Convegno "Sicurezza nei Sistemi Complessi"- Bari, 18-19 Ottobre 2001.

- Focaracci A., Tozzi G. (2007): *L'applicazione del D.Lgs 264/2006 alle gallerie di ASPI*. Estratto da *Le Strade*, pp.96-101.
- Francani V., Fumagalli D., Gattinoni P., Mottini S. (2005): *Modelli concettuali dinamici per l'analisi del rischio geologico a fini progettuali*. Estratto da *Quaderni di geologia applicata*. Pitagora Editrice Bologna.
- Francani V., Gattinoni P.(2009): *Slide del corso di Geologia applicata 2*.
- Fumagalli D., Mottini S. (2005): *Studi geologici per la progettazione di opere di ingegneria civile*. Tesi di laurea A.A. 2004-2005.
- Gattinoni P., Papini M., Scesi L. (2001): *Geological Risk in Underground Excavations*. World Tunnel Congress AITES-ITA 2001, Vol.1, pp. 309-318.
- Gattinoni P., Papini M., Scesi L. (2002): *Valutazione del rischio geologico nelle gallerie minerarie: applicazioni del "Modified rock engineering system"*. Estratto da *Scavi Civili e Minerari GEAM*, pp. 89-96.
- Gattinoni P., Scesi L. (2006): *Analisi del rischio idrogeologico nelle gallerie in roccia a media profondità*. Estratto da *Gallerie e grandi opere sotterranee*, pp. 69-80. Patron Editore Bologna.
- Ghayoumian J., Fatemi Aghda S. M., Maleki M., Shoaei Z. (2006): *Engineering Geology of Quaternary Deposits of Greater Tehran, Iran*. IAEG 2006, Paper number 248.
- GIEMME, *The Cellular Arch*, a cura di Regione Lombardia, F.S., Comune di Milano, M.M.
- Gisotti G., Pazzagli G. (2001): *L'interazione tra opere in sotterraneo e falde idriche. Un recente caso di studio*. AITES-ITA 2001, Progress in tunnelling after 2000, Ed. Teuscher P., Colombo A., Patron, pp. 327-334.
- Gobbo M., Casarin R. (2002): *Metodi Monte Carlo per la valutazione di operazioni finanziarie*. Working Paper n°02.05 G.R.E.T.A Venezia.
- Goodman R. E., Moye D.G., Van Schalkwyk A., Javandel I. (1965): *Ground water inflow during tunnel driving*. Eng. Geo. 2, pp. 39-56.
- Graziani A., Ribacchi R. (2001): *Short and long term load conditions for tunnels in low permeability ground in the framework of the convergence-confinement method*. Int. Symp. Modern Tunnelling Science and Technology, Kyoto, Balkema ed. 83-88.
- Hassan A. (2003): *A methodology for validating numerical ground water models*. Ground Water Vol.42 n°3 pp. 347-362.
- Holtz R.D. (1991): *Stress distribution and settlement of shallow foundations*. In: *Foundation Engineering Handbook*, Fang ed., Van Nostrand Reinhold, pp. 166-216
- Hudson J.A. (1992): *Rock engineering systems: theory and practice*. Chichester, UK: Ellis Horwood Limited.
- Itasca (2005): *FLAC2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua)*, manual d'uso.
- Jaboyedoff M. (1999): *Modèles thermiques simples de la croute terrestre : un regard sur les Alpes*. Bull. Soc.Vaud. Sc. Nat., 86/4, 229-271.

Jahani H. R., Reyhani M.: *Role of groundwater in Tehran water crisis mitigation*. International Workshop on Groundwater for Emergency Situations, Regional Center on Urban Water Management/UNESCO-IHP, Tehran, Iran, 29-31 October 2006.

Kastbjerg Skamris, M. 1994: *"Large Transport Projects - Forecast versus Actual Traffic and Costs"* Master's Thesis in International Technology Planning, Aalborg University, Denmark

Knutsson C.R.J., Petley D.N. (2003): *Forecasting giant, catastrophic slope collapse: lesson from Vayont, Northern Italy*. *Geomorphology* 54, pp. 21-32.

Kottegoda N.T., Rosso R. (1997): *Statistics, Probability and reliability for civil and environmental engineers*. The Mc Graw-Hill Companies, Inc.

Layne Geoconstruction S.p.a: *Documentazione pubblicitaria*.

Li S., Li S., Zhang Q, Xue Y, Liu B., Su M, Wang Z, Wang S., (2010): *Predicting geological hazards during tunnel construction*. *Jurnal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* pp.232 – 242.

Liberty International Underwrites (2009): *Claim Example Construction Project PI*.

Loew S. (2002): *Groundwater hydraulics and environmental impacts of tunnels in crystalline rocks*. *Meccanica e ingegneria delle rocce: MIR, Torino*, pp. 201-217.

Lunardi P. (1991): *Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo*. International conference on Rock and Soil Improvement in underground works.

Lunardi P. (1991): *Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo*. Milano 18-20 marzo 1991.

Lunardi P. 2001): *Progetto e costruzione di gallerie: approccio ADECO-RS*. Supplemento a "Quarry and Construction". Edizioni pei-parma. Maggio 2001.

Lunardi P., Focaracci A. (2000): *Il progetto dello scavo nella realizzazione di opere in sotterraneo*. Conferenze Permanenti Alta Velocità -4° Sessione "LO SCAVO: metodi, tecniche ed attrezzature nella progettazione e costruzione della tratta Bologna-Firenze". Scarperia (FI), 31 marzo 2000.

Lunardi P., Focaracci A. (2001): *Action to reduce the hydrogeological impact produced by underground works*. World Tunnel Congress AITES-ITA 2001. Vol.1, pp. 509-515.

Marinos P., Benissi M. (1998): *Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation*. *Bull.Eng.Geol.Env.* 57(2) 151-160.

Marinos P, Hoek E (2000): *GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. In: *Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering*, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, pp 1422–1446

Marinos P., Hoek E., (2004): *Variability of the Engineering properties of rock masses quantified by the Geological Strength Index. The case of Ophiolites with special emphasis on tunneling*. *Proceed. of Rengers Symposium*.

- Marinos P., Hoek E., (2004): *Geological Streength Index, GSI: Applications, recommendations, limitations and alteration fields commensurately with the rock type*. Bull. of the Geolo.Society of Greece vol XXXVI- Proc. of the 10th Intern.Congress, Thessaloniki
- Molinero J., Samper J., Juanes R. (2002): *Numerical Modelling of the transient hydrogeological response produced by tunnel construction in fractured bedrocks*. Engineering Geology 64, pp. 369-386.
- Monaco G. S. (2009): *Scavo in avanzamento in gallerie – problematiche tecniche –*. Giornata di studio 12.06.2009 Università di Catania.
- Nilsen B., Palmström A., Stille H. (1999): *Quality control of a sub-sea tunnel project in complex ground conditions*. In: Proc., Alten et al. (eds), Challenges for the 21st century. Balkema, Rotterdam.
- Oreste P. P. (2005): *Caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi*. Dispense del Corso di Geologia Applicata II all'Università di Siena.
- Palmstrøm A. (1996): *Characterizing rock masses by the Rmi for use in pratical rock engeneering Tunn. and Und*. Space Tech. vol.11.
- Palmstrøm A. (2000): *Recent developments in rock support estimates*. Rmi Journal of Rock mechanics and tunneling technology, Vol.6, pp.1-9.
- Pellegrino O. (2007): *Le gallerie. Tecnica e sicurezza dei cantieri stradali*. Bozza 2007.
- Pepe G. G. (2008): *Rivestimenti di gallerie in conci prefabbricati: sperimentazione e analisi*. Tesi di dottorato in ingegneria delle costruzioni XX ciclo.
- Perello P. (2008): *Geotermia, eluati, gas e radioattività*. Elaborazione tecnica di progetto. Galleria di base del Brennero pp. 1-75.
- Picarelli L., Petrazzuoli S.M., Warren C.D. (2002): *Interazione tra gallerie e versanti*. IX Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle rocce. MIR, Torino, pp. 219-248.
- Pizzarotti E. M. (2006): *Sicurezza all'interno di tunnel e gallerie*. SINC.
- Pizzarotti E. M. (2007): *Progettazione di gallerie: Come effettuare l'analisi dei rischi*. STRADE & AUTOSTRADE 1-2007.
- Pizzarotti E. M. (2009): *Gestione del rischio geotecnico e procedura di scelta del tipo di rivestimento*. Galleria di base del Brennero pp. 1-69.
- Pizzarotti E. M., Skuk S. (2008): *Tunnel di base del Brennero: modellazioni dello stato tensionale dell'ammasso roccioso*. Gallerie e grandi opere sotterranee n.88, pp. 43-52. Patron Editore Bologna.
- Pro Iter (2007): *TEHRAN METRO LINE 7 NORTH-SOUTH-SECTION*.
- Rabcewicz L.V. (1969): *Stability of tunnels under rock load. Water power*.
- Ribacchi R., Graziani A., Boldini D. (2002): *Previsione degli afflussi d'acqua in galleria e influenza sull'ambiente*. Meccanica e ingegneria delle rocce: MIR, Torino, pp 143-199.

- Reuter E., Kopp B., Lemke S. (2000): *Hallandsas Tunnel. Waterproofing system with a 4mm thick plastic membrane*. Tunnel, 6, 39-45.
- Rodani S., Polimeni S. (2009): *Relazione geomeccanica*. Cunicolo esplorativo la "MADDALENA". Collegamento Torino-Lione.
- Romana M. (1985): New Adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In Symp. on the role of rock mechanics ISRM Zacatecas, pp. 49-53.
- Rossi S., Ranfagni L., Biancalani P., Calzolari L. (2001): *Geological and Hydrogeological analysis in large scale tunneling and impact forecasting on groundwater resources: Bologna-Florence high speed railway (Italy)*. World Tunnel Congress AITES-ITA 2001, Vol.1, pp 649-656.
- Salazar, G F, 1985: "*Simulation model for tunneling through difficult ground conditions*" Department of Civil Engineering, Worcester Polytechnic Institute, Worcester, Massachusetts.
- Sansoni R. (1955): *Pali e fondazioni su pali*. Hoepli, Milano.
- Scesi L., Papini M., Gattinoni P. (2003): *Geologia applicata applicazione ai progetti di ingegneria civile*. Casa Editrice Ambrosiana.
- Sonmez H., Ulusay R. (1999): *Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their applicability to stability of slopes*. Intern.Journal of Rock Mchanics and Mining Sciences n.36, pp.743-760.
- Sorgia L. (2008): *Descrizione, funzionamento e analisi prestazionale delle macchine di scavo meccanizzato*. XX Ciclo Dottorato Di Ricerca In Geoingegneria Universita'degli Studi Di Cagliari.
- Straface S. (2003): *A procedure of Model Validation with a Bayesian Approach*. XXX IAHR Congress.
- Török A, Xeidakis G., Kleb B., Marinos P. G., (2006): *Karst related engineering geological hazards, a comparative study of Hungary and Greece*. IAEG2006 paper number 353
- Trevi S.p.a: *Documentazione pubblicitaria*.
- Troisi S. (2001): Proposta di protocollo di validazione dei modelli di previsione dell'idrologia sotterranea. L'Acqua 2/2001, pp. 7-10.
- Troisi S., Fallico C., Straface S., Migliari E., Gagliardi V. Mazzuca L., Tucci T. (2004): *Influenza dell'errore di modellazione e di caratterizzazione sull'affidabilità delle previsioni*. I Workshop Modeci "Modelli Matematici per la simulazione di catastrofi idrogeologici" Arcavacata di Rende. 30-31 marzo 2004.
- Turcotte D. L., Schubert G. (1982): *Geodynamics; applications of continuum physics to geological problems*. John Wiley & Sons. New York, 450 pp.
- Vose D. (1996): *Quantitative Risk Analysis: A guide to Monte Carlo simulation modelling*. J. Wiley
- Zaminfanavarán Consulting Engineers (2007): *PRELIMINARY GEOTHECNICAL INVESTIGATIONS*, final report December 2007
- Zangerl C., Eberhardt E., Loew S. (2003): *Ground Settlements above tunnels in fractured crystalline rock: numerical analysis of coupled hydromechanical mechanisms*. Hydrogeology Jurnal 11, pp. 162-173.

Zio E. (2005): *Il rischio industriale e la sua valutazione: Tecniche di analisi del rischio.*

Ringraziamenti

Un sentito ringraziamento va alla Professoressa Paola Gattinoni per avermi guidato in questo lavoro di tesi.

Ringrazio la società Pro Iter, in particolar modo L'Ing. Enrico Pizzarotti e l'Ing. Matteo Moja per avermi seguito nella parte più applicativa della tesi.

Ringrazio tutti i Professori che in questi 5 anni accademici hanno contribuito alla mia formazione.

Infine ringrazio i miei genitori per avermi dato la possibilità di studiare in questa prestigiosa università.