

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

JOSÉ EDUARDO BELTRÃO WINIAWER

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TÚNEIS ESCAVADOS EM
MEIOS ROCHOSOS: APLICAÇÃO AO CASO DO COLAPSO
DO TÚNEL ESTAÇÃO PINHEIROS**

Porto Alegre
2012

JOSÉ EDUARDO BELTRÃO WINIAWER

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TÚNEIS ESCAVADOS EM
MEIOS ROCHOSOS: APLICAÇÃO AO CASO DO COLAPSO
DO TÚNEL ESTAÇÃO PINHEIROS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Porto Alegre
2012

CIP - Catalogação na Publicação

Winiawer, José Eduardo Beltrão
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TÚNEIS ESCAVADOS EM
MEIOS ROCHOSOS: APLICAÇÃO AO CASO DO COLAPSO DO TÚNEL
ESTAÇÃO PINHEIROS / José Eduardo Beltrão Winiawer. --
2012.
153 f.

Orientador: Samir Maghous.
Coorientador: João Ricardo Masuero.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2012.

1. Análise Limite. 2. Túneis. 3. Homogeneização.
I. Maghous, Samir , orient. II. Masuero, João
Ricardo, coorient. III. Título.

JOSÉ EDUARDO BELTRÃO WINIAWER

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TÚNEIS ESCAVADOS EM
MEIOS ROCHOSOS: APLICAÇÃO AO CASO DO COLAPSO
DO TÚNEL ESTAÇÃO PINHEIROS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 11 de maio de 2012

Prof. Samir Maghous
Dr., École Nationale des Ponts et Chaussées
Orientador

Prof. João Ricardo Masuero
Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul
co-orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Denise Bernaud Maghous (UFRGS)
Dra. pela École Nationale des Ponts et Chaussées

*Dedico este Trabalho
Aos meus Pais e Familiares.*

Você vê coisas e diz: por quê?
Eu sonho coisas que nunca existiram e digo: Por que não?

George Bernard Shaw

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos professores Samir Maghous e João Ricardo Masuero, orientadores deste trabalho, pelas lições transmitidas e apoio em todas as situações, sem os quais este trabalho não seria concluído.

Agradeço ao CNPQ pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação aos meus estudos e a elaboração deste trabalho.

Aos colegas do CEMACOM pela amizade e auxílio sempre que este foi necessário.

Aos meus amigos e primos por todo apoio principalmente nos momentos mais complicados do mestrado.

Agradeço aos meus pais, irmão, avós, tios e tias pelo apoio e por sempre estarem torcendo por mim.

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO..... | 21 |
| 1.1 GENERALIDADES..... | 21 |
| 1.2 OBJETIVOS..... | 21 |
| 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO..... | 22 |
| 2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ROCHAS | |
| FRATURADAS..... | 23 |
| 2.1 MATRIZ ROCHOSA..... | 23 |
| 2.1.1 Critérios de Resistência para Rochas..... | 23 |
| 2.1.1.1 Critérios Empíricos de Resistência para Rochas..... | 24 |
| 2.1.1.1.1 Critério de Resistência de Murrell (1965)..... | 24 |
| 2.1.1.1.2 Critério de Resistência de Hoek (1965)..... | 25 |
| 2.1.1.2 Critérios de Resistência Baseados na Teoria de Plasticidade | 28 |
| 2.1.1.2.1 Critérios de Resistência de Mohr-Coulomb..... | 28 |
| 2.1.1.2.2 Critérios de Resistência de Drucker-Prager..... | 29 |
| 2.2 DESCONTINUIDADES NA MATRIZ ROCHOSA OU JUNTAS..... | 30 |
| 2.2.1 Características Geométricas das Juntas..... | 30 |
| 2.2.1.1 Tipologia das Juntas..... | 31 |
| 2.2.1.2 Parâmetros Geométricos..... | 31 |
| 2.2.1.3 Orientação das Juntas..... | 32 |
| 2.2.1.4 Extensão das Juntas..... | 34 |
| 2.2.1.5 Espaçamento e Densidade..... | 34 |
| 2.2.1.6 Abertura de Juntas..... | 34 |
| 2.2.2 Comportamento Mecânico de uma Junta..... | 34 |
| 2.2.2.1 Comportamento em Compressão..... | 35 |

| | |
|--|-----------|
| 2.2.2.2 Comportamento em Cisalhamento..... | 36 |
| 2.2.2.3 Critério de Resistência para as Juntas..... | 38 |
| 2.2.2.3.1 Critério de Coulomb..... | 38 |
| 2.2.2.3.2 Critério de Barton (1973)..... | 38 |
| 2.2.2.3.3 Critério de Hoek (1983)..... | 39 |
| 2.3 MACIÇO ROCHOSO..... | 41 |
| 2.3.1 Caracterização de Maciços Rochosos..... | 41 |
| 2.3.1.1 Índice RQD..... | 41 |
| 2.3.1.2 Sistema RMR..... | 42 |
| 2.3.1.3 Sistema Q de Barton..... | 43 |
| 2.3.1.4 Sistema GSI..... | 44 |
| 2.3.2 Critério de Resistência para Maciços Rochosos..... | 45 |
| 2.3.2.1 Modelo “Descontínuo”..... | 45 |
| 2.3.2.2 Modelo “Contínuo”..... | 46 |
| 2.3.3 Propriedades Mecânicas dos Maciços Rochosos..... | 48 |
| 3 MÉTODOS USUAIS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE | |
| MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS..... | 50 |
| 3.1 MÉTODOS NUMÉRICOS..... | 50 |
| 3.1.1 Resolução Dinâmica: UDEC (Hart et al., 1988)..... | 51 |
| 3.1.1.1 Leis de comportamento..... | 51 |
| 3.1.1.2 Processo de Resolução..... | 51 |
| 3.1.2 Resolução Estática (Tahiri, 1992)..... | 52 |
| 3.1.2.1 Processo de Resolução..... | 52 |
| 3.2 MÉTODOS ANÁLITICOS..... | 53 |
| 3.2.1 Análise Vetorial (Warburton, 1981)..... | 53 |
| 3.2.2 Teoria dos Blocos (Goodman & Shi, 1985, 1989)..... | 54 |

| | |
|---|-----------|
| 4 PRINCIPIOS DA ANÁLISE LIMITE E DA | |
| HOMOGENEIZAÇÃO DE MEIOS PERIODICOS EM ANÁLISE | |
| LIMITE..... | 57 |
| 4.1 ANÁLISE LIMITE..... | 57 |
| 4.1.1 Domínio dos Carregamentos Potencialmente Suportáveis..... | 58 |
| 4.1.1.1 Abordagem pelo interior de K (Método Estático)..... | 59 |
| 4.1.1.2 Abordagem pelo Exterior de K (Método Cinemático)..... | 60 |
| 4.1.1.2.1 Função de Apoio π para Material de Coulomb..... | 62 |
| 4.1.2 Mecanismo de Ruptura para Túneis Escavados em Maciços Homogêneos pelo Método Cinemático..... | 62 |
| 4.1.2.1 Propriedades de Resistência..... | 63 |
| 4.1.2.2 Modo de Carregamento..... | 63 |
| 4.1.2.3 Geometria do Mecanismo..... | 63 |
| 4.1.2.4 Cinemática e Função de Estabilidade..... | 67 |
| 4.2 Homogeneização dos Meios Periódicos em Análise Limite..... | 69 |
| 4.2.1 Princípios Gerais da Homogeneização dos Meios Periódicos em Análise Limite..... | 69 |
| 4.2.1.1 Célula de Base..... | 70 |
| 4.2.1.2 Posição do Problema..... | 71 |
| 4.2.1.3 Estrutura Homogênea Associada..... | 72 |
| 4.2.1.4 Problema Homogêneo Associado..... | 72 |
| 4.2.1.5 Validade do Método..... | 73 |
| 4.2.2 Critério de Resistência Macroscópico..... | 73 |
| 4.2.2.1 Definição do Modo de Carregamento sobre a Célula de Base..... | 73 |
| 4.2.2.1.1 Espaço S..... | 73 |
| 4.2.2.1.2 Espaço C..... | 74 |

| | |
|---|-----------|
| 4.2.2.1.3 Modo de Carregamento..... | 74 |
| 4.2.2.2 Definição Estática..... | 74 |
| 4.2.2.3 Definição Cinemática (Dual)..... | 75 |
| 5 CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA PARA O MACIÇO ROCHOSO HOMOGENEIZADO EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO..... | 77 |
| 5.1 DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA MACROSCÓPICO..... | 77 |
| 5.1.1 Célula de Base e Critério de Resistência dos Constituintes..... | 77 |
| 5.1.1.1 Célula de Base..... | 77 |
| 5.1.1.2 Critério de Resistência dos Constituintes..... | 78 |
| 5.1.1.2.1 Critério de Resistência para Matriz Rochosa..... | 78 |
| 5.1.1.2.2 Critério de Resistência para Juntas..... | 79 |
| 5.1.2 Critério de Resistência Macroscópico..... | 80 |
| 5.1.2.1 Formulação do Critério de Resistência Macroscópico..... | 81 |
| 5.1.2.2 Características do Domínio G_i | 81 |
| 5.1.2.3 Domínio $g_i(\underline{N})$ | 81 |
| 5.1.2.4 Definição do Domínio G^m | 83 |
| 5.1.3 Construção do Domínio Convexo G^{hom} | 84 |
| 5.1.3.1 Representação no Espaço $(\Sigma_{11}, \Sigma_{22}, \sqrt{2} \cdot \Sigma_{12})$ | 84 |
| 5.1.3.2 Representação de G^{hom} no Espaço das Tensões Desviadoras..... | 84 |
| 5.1.3.3 Cálculo da Função de Apoio $\pi^{hom}(\underline{D})$ | 87 |
| 5.1.3.4 Caracterização de G^{hom} no Plano de Mohr..... | 90 |
| 5.1.3.5 Formulação do Critério de Resistência Macroscópico para Junta com Coesão Diferente de Zero..... | 93 |
| 5.1.3.5.1 Critério de Resistência Macroscópico..... | 93 |

| | |
|---|------------|
| 5.1.3.5.2 Cálculo da Função de apoio $\pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}})$ | 93 |
| 5.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM TÚNEL EM MACIÇO ROCHOSO FRATURADO..... | 94 |
| 5.2.1 Geometria do Túnel..... | 94 |
| 5.2.2 Capacidade de Resistência dos Constituintes..... | 95 |
| 5.2.3 Modo de Carregamento..... | 95 |
| 5.2.4 Mecanismos de Ruptura para Análise de Estabilidade de Túneis..... | 95 |
| 5.2.4.1 Mecanismo de Ruptura Formado por um Bloco em Movimento..... | 95 |
| 5.2.4.2 Mecanismo de Ruptura Formado por dois Blocos em Movimento... | 99 |
| 5.2.4.3 Comparação e Análise dos Mecanismos..... | 103 |
| 5.2.4.4 Comparação de Resultados com a Bibliografia..... | 106 |
| 6 CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA PARA O MACIÇO ROCHOSO HOMOGENEIZADO CASO TRIDIMENSIONAL..... | 109 |
| 6.1 DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA MACROSCÓPICO..... | 109 |
| 6.1.1 Célula de Base e Critério de Resistência dos Constituintes..... | 109 |
| 6.1.1.1 Célula de Base..... | 109 |
| 6.1.1.2 Critério de Resistência dos Constituintes..... | 109 |
| 6.1.1.2.1 Critério de Resistência para Matriz Rochosa..... | 110 |
| 6.1.1.2.2 Critério de Resistência para Juntas..... | 110 |
| 6.1.2 Critério de Resistência Macroscópico..... | 110 |
| 6.1.2.1 Formulação do Critério de Resistência Macroscópico..... | 111 |
| 6.1.2.2 Características do Domínio de G_i | 111 |
| 6.1.2.3 Definição do Domínio G^m | 111 |
| 6.1.3 Cálculo da Função de Apoio $\pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}})$ | 112 |
| 6.1.3.1 Cálculo da Função de Apoio Considerando $\underline{\underline{\delta'}} = \underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m$ | 113 |

| | |
|--|------------|
| 6.1.3.2 Cálculo da Função de Apoio Considerando que $\underline{\underline{\delta'}}$ Diagonal..... | 113 |
| 6.1.3.3 Cálculo da Função de Apoio Considerando $\underline{\underline{\delta'}}$ = $\underline{u} \otimes^s \underline{e}_2$ | 116 |
| 6.1.4 Critério de Resistência Macroscópico para o Caso de Junta com Coesão não Nula..... | 118 |
| 6.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM TÚNEL EM MACIÇO ROCHOSO..... | 118 |
| 6.2.1 Geometria do Túnel..... | 118 |
| 6.2.2 Capacidade de Resistência dos Constituintes..... | 118 |
| 6.2.3 Fator de Estabilidade..... | 119 |
| 6.2.4 Mecanismo de Ruptura para Análise de Estabilidade de Túneis Formado por um Bloco em Movimento..... | 119 |
| 7 ESTUDO DE CASO..... | 127 |
| 7.1 GEOMETRIA DO TÚNEL..... | 126 |
| 7.2 PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS..... | 129 |
| 7.3 RESULTADOS DO ESTUDO DE CASO..... | 141 |
| 7.3.1 Análise do Fator de Segurança F_s | 142 |
| 7.3.2 Análise do Fator de Segurança F_s Utilizando Coeficientes de Segurança Parciais Propostos em Normas..... | 143 |
| 7.3.2.1 Análise do Fator de Segurança F_s Utilizando Coeficientes de Segurança Parciais Propostos pelo Eurocode 7..... | 143 |
| 7.3.2.2 Análise do Fator de Segurança F_s Utilizando Coeficientes de Segurança Parciais Propostos pela NBR 6122..... | 144 |
| 7.3.3 Busca por um Coeficiente de Segurança que Minore Homogeneamente as Propriedades de Resistências dos Constituintes..... | 145 |
| 8 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS..... | 147 |
| 8.1 CONCLUSÕES..... | 147 |

| | |
|--|------------|
| 8.2 PERSPECTIVAS PARA FUTURAS PESQUISAS..... | 149 |
| REFERÊNCIAS..... | 150 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1: Critério de Murrell para o siltito, argilito e o norito..... | 25 |
| Figura 2.2: Critério de Murrell para o quartzito e a pedra de grês..... | 25 |
| Figura 2.3: Critério de Hoek para o argilito e o siltito..... | 26 |
| Figura 2.4 Critério de Hoek para o norito..... | 26 |
| Figura 2.5 Critério de Hoek para a pedra de grês..... | 27 |
| Figura 2.6 Critério de Hoek para a o quartzito..... | 27 |
| Figura 2.7 Domínio de Resistência do Critério de Mohr-Coulomb..... | 29 |
| Figura 2.8 Domínio de Resistência do Critério de Drucker-Prager..... | 30 |
| Figura 2.9 Orientação de uma Descontinuidade..... | 32 |
| Figura 2.10. Formas de representação de um plano no Diagrama de Schmidt-Lambert..... | 33 |
| Figura 2.11: Ensaio de compressão e curva $\sigma_n = f(u_n)$ | 35 |
| Figura 2.12: Ensaio de cisalhamento e curvas $\tau = f(u_t)$ e $u_n = f(u_t)$ | 36 |
| Figura 2.13: Perfis Típicos de Rugosidade de Juntas e seu valor associado de JRC..... | 37 |
| Figura 2.14: Critério de Coulomb para Juntas..... | 38 |
| Figura 2.15: Critério de Barton para Juntas (1973)..... | 39 |
| Figura 2.16: Critério de Hoek para Juntas (1983) e variação do critério com a variação de φ'_i | 40 |
| Figura 2.17 Classificação GSI..... | 45 |
| Figura 2.18 Representação do Critério de Hoek & Brown (1980) no espaço das tensões principais do círculo de Mohr..... | 47 |
| Figura 3.1: Tipos de blocos..... | 55 |
| Figura 3.2: Detecção de blocos chaves..... | 56 |
| Figura 4.1: Domínio de K..... | 59 |
| Figura 4.2: Aproximação pelo interior de K..... | 60 |
| Figura 4.3: Aproximação pelo exterior de K..... | 62 |

| | |
|--|----|
| Figura 4.4: Representação tridimensional do mecanismo de ruptura de cone..... | 64 |
| Figura 4.5: Corte perpendicular ao eixo do túnel..... | 66 |
| Figura 4.6: Estudo paramétrico da função de estabilidade $\frac{\gamma^+.D}{c_m}$ em função do ângulo de atrito..... | 69 |
| Figura 4.7: Maciço rochoso fraturado e célula de base correspondente..... | 70 |
| Figura 4.8: Problema homogêneo associado..... | 72 |
| Figura 4.9: Antiperiodicidade do campo de tensões..... | 73 |
| Figura 4.10: Aproximação cinemática do domínio de resistência macroscópico G^{hom} ... | 76 |
| Figura 5.1: Representação da célula de base do meio rochoso fraturado..... | 78 |
| Figura 5.2: Domínio de resistência G_m no espaço $(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sqrt{2} \cdot \sigma_{12})$ | 79 |
| Figura 5.3: Domínio de resistência G_i no plano (τ, σ) | 79 |
| Figura 5.4: Traço do domínio de pertinência C_i no plano (D_{12}, D_{22}) | 81 |
| Figura 5.5: Definição da orientação dos vetores..... | 82 |
| Figura 5.6: Representação do domínio $g_i(N)$ | 83 |
| Figura 5.7: Representação no espaço de tensões bidimensionais do domínio de resistência G^{hom} | 84 |
| Figura 5.8: Representação de G^{hom} no Espaço das Tensões Desviadoras..... | 85 |
| Figura 5.9: Representação geométrica de G^{hom} num plano desviador $p = cte$ | 86 |
| Figura 5.10: C^{hom} envelope convexo de C_m e C_i ($\text{sen } \varphi_m \geq \text{tg } \varphi_i$)..... | 88 |
| Figura 5.11: C^{hom} envelope convexo de C_m e C_i ($\text{sen } \varphi_m \leq \text{tg } \varphi_i$)..... | 88 |
| Figura 5.12: Representação do domínio $g^{hom}(\alpha)$ se $0 \leq \alpha \leq \pi/2 - \varphi_i$ | 92 |
| Figura 5.13: Representação do domínio $g^{hom}(\alpha)$ se $\pi/2 - \varphi_i \leq \alpha \leq \pi/2$ | 92 |
| Figura 5.14: Geometria do túnel e orientação das juntas na escala microscópica..... | 94 |
| Figura 5.15: Mecanismo de ruptura de um bloco..... | 96 |
| Figura 5.16: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° | 98 |
| Figura 5.17: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° | 98 |
| Figura 5.18: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e 50° e $\varphi_i = 30^\circ$ | 99 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.19: Mecanismo de ruptura de dois blocos em movimento..... | 100 |
| Figura 5.20: Hodógrafo de velocidades..... | 101 |
| Figura 5.21: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° | 103 |
| Figura 5.22: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° | 103 |
| Figura 5.23: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e 50° e $\varphi_i = 30^\circ$ | 103 |
| Figura 5.24: Comparação da evolução de $\gamma^+ . D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ | 104 |
| Figura 5.25: Comparação da evolução de $\gamma^+ . D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 20^\circ$ | 104 |
| Figura 5.26: Comparação da evolução de $\gamma^+ . D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ | 104 |
| Figura 5.27: Comparação da evolução de $\gamma^+ . D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 20^\circ$ | 105 |
| Figura 5.28: Comparação da evolução de $\gamma^+ . D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 30^\circ$ | 105 |
| Figura 5.29: Comparação da evolução de $\gamma^+ . D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 50^\circ$ e $\varphi_i = 30^\circ$ | 105 |
| Figura 5.30: Evolução de $(\gamma^+ . D/C_m)^+$ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° (original de Fréard 2000)..... | 106 |
| Figura 5.31: Evolução de $(\gamma^+ . D/C_m)^+$ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° (original de Fréard 2000)..... | 107 |
| Figura 5.32: Comparação dos resultados obtidos por Fréard (2000) para o método por homogeneização e pelo programa UDEC..... | 108 |
| Figura 6.1: Domínio de resistência \mathcal{G}_i | 110 |
| Figura 6.2: Mecanismo de ruptura 3D representação tridimensional..... | 120 |
| Figura 6.3: Mecanismo de ruptura 3D representação bidimensional..... | 121 |
| Figura 6.4: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° | 124 |
| Figura 6.5: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° | 124 |
| Figura 6.6: Evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e 50° e $\varphi_i = 30^\circ$ | 124 |

| | |
|---|-----|
| Figura 7.1: Foto do túnel estação durante sua escavação e começo da escavação do túnel de via..... | 126 |
| Figura 7.2: Seção típica do túnel estação Pinheiros com sua instrumentação..... | 127 |
| Figura 7.3: Seção típica do túnel estação Pinheiros..... | 128 |
| Figura 7.4: Estereograma da foliação e da lineação de estiramento..... | 131 |
| Figura 7.5: Estereograma de juntas regionais..... | 131 |
| Figura 7.6: Estereograma de juntas do obturador de impressão..... | 132 |
| Figura 7.7: Estereograma de descontinuidades obtido com os dados estruturais dos levantamentos regionais e com o obturador de impressão na área da Estação Pinheiros..... | 132 |
| Figura 7.8: Seção geomecânica longitudinal pelo eixo da entevias..... | 135 |
| Figura 7.9: Seção geomecânica longitudinal pelo lado norte (Abril) da estação..... | 135 |
| Figura 7.10: Seção geomecânica longitudinal pelo lado sul (Passarelli) da estação..... | 135 |
| Figura 7.11: Seção geomecânica pela progressiva 7086,65..... | 136 |
| Figura 7.12: Seção geomecânica pela progressiva 7096,85..... | 136 |
| Figura 7.13: Seção geomecânica pela progressiva 7105,97..... | 136 |
| Figura 7.14: Seção geomecânica pela progressiva 7115,05..... | 137 |
| Figura 7.15: Traços dos sistemas de descontinuidades no plano horizontal identificados nos levantamentos estruturais regionais e com o obturador de impressão na área da Estação Pinheiros, as linhas cheias indicam as descontinuidades mais frequentes..... | 137 |
| Figura 7.16: Representação esquemática do modelo geológico-geotécnico do maciço rochoso da área Estação Pinheiros..... | 138 |
| Figura 7.17: Variações no mergulho da foliação em diferentes profundidades..... | 138 |
| Figura 7.18: Estudo de quanto é superestimado a resistência ao cisalhamento das juntas pelo critério de Coulomb para diferentes ângulos de atrito..... | 140 |
| Figura 7.19: Evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico (foliação subvertical) e mecanismo tridimensional..... | 141 |
| Figura 7.20: Evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico (foliação inclinada) e mecanismo tridimensional..... | 141 |
| Figura 7.21: Evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico (foliação subvertical) e mecanismo bidimensional com dois blocos..... | 142 |

Figura 7.22 Evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico
(foliação inclinada) e mecanismo bidimensional com dois blocos.....

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 2.1: Características mecânicas de rochas intactas | 23 |
| Tabela 2.2: Classificação de Maciços Rochosos usando o RQD..... | 42 |
| Tabela 2.3: Classificação Geomecânica de Bieniawski (1973)..... | 43 |
| Tabela 2.4 Características mecânicas de rochas mediamente fraturadas..... | 48 |
| Tabela 2.5 Características mecânicas de rochas fortemente fraturadas | 49 |
| Tabela 7.1: Índices físicos médios dos litotipos | 129 |
| Tabela 7.2: Parâmetros geomecânicos médios dos litotipos..... | 130 |
| Tabela 7.3: Envoltória de resistência de Barton e parâmetros de Mohr das famílias de juntas abertas..... | 130 |
| Tabela 7.4: Compartilhamento estrutural das famílias de juntas..... | 133 |
| Tabela 7.5: Parâmetros para as rochas intactas..... | 134 |
| Tabela 7.6: Parâmetros para as descontinuidades..... | 134 |
| Tabela 7.7: Parâmetros para a rocha intacta utilizados no modelo..... | 139 |
| Tabela 7.8: Estudo dos parâmetros das descontinuidades através das equações de ajuste da capacidade de resistência informadas na tabela 7.3..... | 140 |
| Tabela 7.9: Valor fator de segurança para ângulo de mergulho igual a 90°..... | 143 |
| Tabela 7.10: Valor fator de segurança para ângulo de mergulho igual a 90° utilizando coeficientes de segurança do Eurocode 7..... | 144 |
| Tabela 7.11: Valor fator de segurança para ângulo de mergulho igual a 90° utilizando coeficientes de segurança da NBR 6122..... | 145 |
| Tabela 7.12: Valor do coeficiente de segurança para ângulo de mergulho igual a 90°..... | 146 |

LISTA DE SÍMBOLOS

A_l : área lateral do mecanismo de cone

α : coeficiente do critério de Drucker-Prager relacionado com a pressão

\mathcal{C}_i : cone das normais exteriores a G_i

\mathcal{C}_m : cone das normais exteriores a G_m

\mathcal{C}^{hom} : envelope convexo do domínio G^{hom}

C_m : coesão da matriz rochosa

C_i : coesão das juntas

$\underline{d}(\underline{x})$: tensor taxa de deformação virtual

$\underline{D}(\underline{x})$: tensor taxa de deformação virtual macroscópica

D_0 : diâmetro do túnel

d_n : dilatância máxima

E_r : módulo de elasticidade de rochas

F_s : fator de segurança

φ_m : ângulo de atrito da matriz rochosa

φ_i : ângulo de atrito das juntas

G^m : domínios de resistência da rocha sã

G_i : domínios de resistência das juntas

G^{hom} : domínio de resistência homogeneizado

H_i : limite em tração isótropa das descontinuidades

H_m : limite em tração isótropa da matriz rochosa

Γ : coeficiente de segurança parcial homogêneo

γ_m : peso específico da matriz rochosa

K : domínio de carregamentos potencialmente suportáveis

K^{hom} : domínio de carregamentos potencialmente suportáveis pela estrutura homogênea associada

k : resistência do material ao cisalhamento puro

$\underline{n}(\underline{x})$: vetor normal

\underline{Q} : vetor de carregamento

P_{ext} : potência virtual das cargas externas

P_{rm} : potência resistente máxima

$\pi_m(\underline{d})$: função de apoio da matriz rochosa

$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$: função de apoio do critério de resistência macroscópico

$\pi_i(\underline{d})$: função de apoio das descontinuidades

σ_c : resistência à compressão uniaxial

σ_t : resistência à tração uniaxial

σ_1 : tensão principal maior

σ_3 : tensão principal menor

σ_n : tensão normal

$\underline{\underline{\sigma}}$: tensor de tensões

$\underline{\underline{\Sigma}}$: tensor de tensões macroscópico

\underline{T} : vetor de tensões agindo sobre a junta

u_n : descontinuidade de deslocamento normal

V : volume do mecanismo de cone

θ : ângulo de orientação das descontinuidades

\underline{u} : velocidade do bloco 1

\underline{v} : velocidade do bloco 2

V_m : deslocamento relativo máximo da junta

RESUMO

WINIAWER, J.E.B. Análise de Estabilidade de Túneis Escavados em Meios Rochosos: Aplicação ao Caso do Colapso do Túnel Estação Pinheiros 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Uma maneira de analisar a estabilidade de túneis escavados em maciços rochosos fraturados é a baseada na teoria da análise limite utilizando um critério de resistência macroscópico desenvolvido a partir da teoria de homogeneização. Este trabalho primeiramente descreve o comportamento mecânico dos constituintes do maciço rochoso fraturado e os métodos usuais de análise. Posteriormente é descrita a teoria da análise limite e da homogeneização em análise limite, utilizando estas teorias é apresentado o critério de resistência macroscópico para maciços rochosos fraturados em estado plano de deformações desenvolvido por Fréard (2000) e desenvolvido um critério de resistência macroscópico para maciços rochosos fraturados para o caso tridimensional. A partir destes critérios aplicaram-se mecanismos de ruptura para se encontrar limites superiores da função de estabilidade. Assim permitindo a análise da previsibilidade do colapso do túnel estação Pinheiros do metrô de São Paulo o qual os resultados apresentavam a possibilidade de prever o colapso.

Palavras-chave: homogeneização; tuneis; analise limite, mecanismos de ruptura.

ABSTRACT

WINIAWER, J.E.B. Análise de Estabilidade de Túneis Escavados em Meios Rochosos: Aplicação ao Caso do Colapso do Túnel Estação Pinheiros. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

One way of analyze the stability of tunnels excavated at fractured rock masses is based on the theory of yield design using a macroscopic strength criterion developed from the theory of homogenization. This dissertation first describes the mechanical behavior of the fractured rock mass constituents and the usual methods of analysis. Later is described the yield design theory and the theory of homogenization applied to the yield design using these theories is presented macroscopic strength criterion for fractured rock masses in a state plan developed by Fréard (2000) and developed a macroscopic strength criterion for rock masses fractured to the three-dimensional case. Based on these criteria were applied failure mechanisms to meet the upper bounding of the stability function. So it's possible to analyze the predictability of the collapse of the tunnel-station Pinheiros of the Sao Paulo subway which the results showed the possibility of predicting the collapse.

Keywords: homogenization, tunnels, yield design, failure mechanisms.

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A análise de deformações de túneis envolve dois aspectos: por um lado, o aspecto relacionado com a análise em deslocamentos que consiste em prever analiticamente ou numericamente, as distribuições de tensões e de deformações, induzidas pela escavação da estrutura; por outro, o aspecto referente à análise da estabilidade da estrutura. Enquanto o primeiro aspecto é fundamental para controlar a convergência das paredes do túnel, o segundo tem por objetivo prever os colapsos locais nas paredes ou na frente de escavação.

A presente dissertação trata da análise de estabilidade, mediante a abordagem cinemática da análise limite. Pretende-se estudar a temática segundo a teoria de homogeneização, onde o meio rochoso fraturado será homogeneizado – abordagem que requer a formulação de um critério de resistência macroscópico – empregando a micromecânica.

A implementação do método cinemático, ora pela abordagem direta descrevendo matriz e descontinuidades separadamente, ora pela teoria da homogeneização, envolve o emprego de mecanismos de ruptura tridimensionais – os quais levam em consideração os efeitos das propriedades individuais do material rochoso, rocha intacta e descontinuidades, bem como a orientação das descontinuidades – sobre a condição de estabilidade global da estrutura.

As ferramentas teóricas e computacionais desenvolvidas serão utilizadas para analisar a estabilidade ou o colapso do *túnel Estação Pinheiros do Metrô de São Paulo*, um dos maiores desastres da engenharia nacional.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo responder se o colapso do *túnel Estação Pinheiros do Metrô de São Paulo* era previsível ou não. Outro objetivo é apresentar um critério de resistência macroscópico homogeneizado para rochas fraturadas, tanto para o caso de estado plano de deformação proposto por Freard (2000) quanto para o caso tridimensional desenvolvido aqui, e propor mecanismos de ruptura que utilizem estes critérios.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação é dividida em oito capítulos sendo o primeiro é a introdução. O capítulo dois descreve o comportamento mecânico dos componentes do maciço rochoso, matriz rochosa e descontinuidades, abordando diversos conceitos desde seu comportamento mecânico, elástico e critério de resistência, quanto sua descrição, como por exemplo, a descrição geométrica das juntas.

No terceiro capítulo são descritos os métodos usuais de análise de estabilidade de maciços rochosos fraturados, tantos os métodos analíticos quanto os numéricos, abordando suas metodologias e características.

O quarto capítulo apresenta as bases teóricas necessárias para a obtenção do critério de resistência macroscópico. Este capítulo é dividido em duas partes: na primeira é apresentado os fundamentos da análise limite além de apresentar um mecanismo de ruptura tridimensional para túneis construídos em maciços rochosos homogêneos; a segunda parte apresenta o quadro teórico da homogeneização de meios periódicos aplicado à análise limite.

O capítulo cinco apresenta o critério macroscópico apresentado por Fréard (2000) para rochas fraturadas por uma família de juntas paralelas para o caso de estado plano de deformações. O capítulo seis descreve uma aproximação para o caso tridimensional uma vez que este não possui uma solução completa.

O sétimo capítulo descreve as características tanto geométricas quanto mecânicas do túnel Estação Pinheiros e estuda a previsibilidade do colapso. No último capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho.

2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ROCHAS FRATURADAS

Este capítulo é dedicado à caracterização geométrica e mecânica do maciço rochoso e seus constituintes: matriz rochosa e fraturas (descontinuidades). Primeiramente cada componente será descrito caracterizando suas propriedades mecânicas necessárias à aplicação dos critérios de resistência mais usuais.

2.1 MATRIZ ROCHOSA

A matriz rochosa é a porção não fraturada, situada entre as descontinuidades do maciço rochoso, e seu comportamento é geralmente caracterizado como elásto-plástico isótropo homogêneo. Na Tabela 2.1 são apresentados, a título de ilustração, os valores de resistência à compressão σ_c , resistência à tração σ_t , módulo de Young E_r e coeficiente de Poisson ν para diversos tipos de rochas. Estes valores provêm de Bieniawski (1974).

| | σ_c (MPa) | σ_t (MPa) | E_r (GPa) | ν |
|---------------|------------------|------------------|-------------|-------|
| Norito | 300 | 20 | 100 | 0,24 |
| Granito | 166 | 12 | 45 | 0,23 |
| Quartzito | 250 | 25 | 90 | 0,16 |
| Pedra de Grês | 100 | 6 | 22 | 0,24 |
| Dolerito | 280 | 20 | 70 | 0,20 |
| Calcário | 102 | 14 | 48 | 0,25 |

Tabela 2.1: Características mecânicas de rochas intactas
(adaptado de Bieniawski, 1974)

2.1.1 Critérios de Resistência para Rochas

Os critérios de resistência para rochas intactas podem ser divididos em dois grupos, os critérios empíricos, baseados em ajustes de curvas de ensaios, e os critérios aplicados à teoria da plasticidade.

2.1.1.1 Critérios Empíricos de Resistência para Rochas

Existem na bibliografia diversos critérios de resistência para a matriz rochosa. Entre os critérios empíricos os mais utilizados para estimar a resistência tri-axial dos materiais rochosos, podem-se citar os critérios propostos por Murrell (1965) e por Hoek (1968) que se aplicam a uma grande variedade de rochas, entre elas o siltito, o argilito, o norito bem como o quartzito ou a pedra de Grês. Estes critérios são muito similares e a escolha por um ou por outro depende unicamente da facilidade de utilização de cada um para o caso em estudo.

2.1.1.1.1 Critério de Resistência de Murrell (1965)

Murrell (1965) propôs um critério de resistência sob a seguinte forma:

$$\sigma_1 = F \cdot \sigma_2^A + \sigma_c \quad (2.1)$$

Onde σ_1 e σ_2 são respectivamente a tensão principal maior e menor, σ_c é a resistência à compressão uniaxial. A e F são determinados empiricamente.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = K \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_c}\right)^A + 1 \quad (2.2)$$

A constante K é calculada em função de A, F e σ_c ($K = F \cdot \sigma_c^{A-1}$). Em Bieniawski (1974) são encontrado os resultados para diversos ensaios realizados para cinco tipos de rocha, as tensões de ruptura, obtidos experimentalmente, são apresentados no plano $(\sigma_2/\sigma_c, \sigma_1/\sigma_c)$, assim como as envoltórias de ruptura obtidas pela identificação aproximada dos coeficientes K e A, como pode ser visto nas Figuras 2.1 e Figura 2.2.

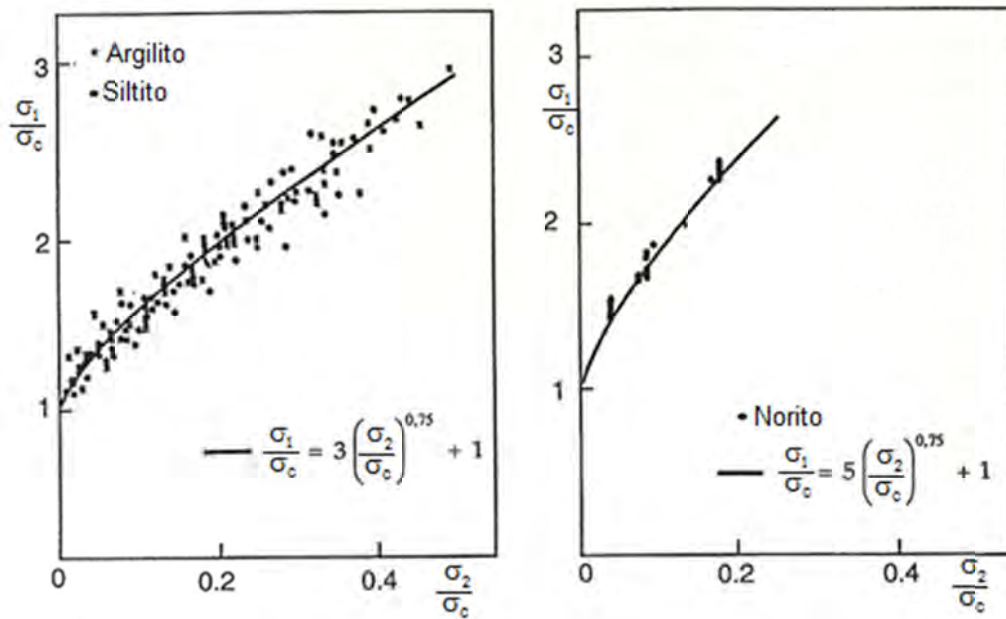


Figura 2.1: Critério de Murrell para o siltito, argilito e o norito (Bieniawski,1974)

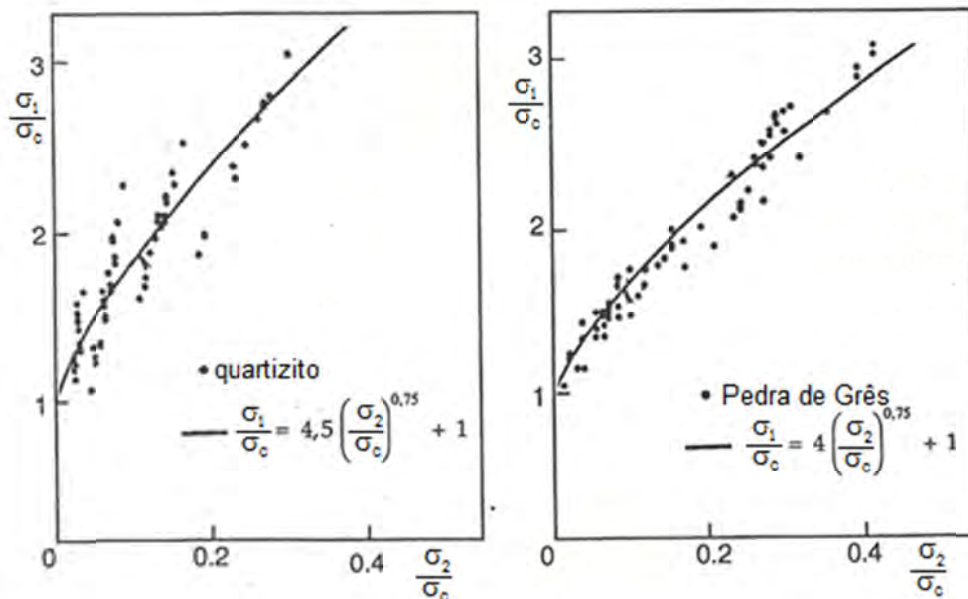


Figura 2.2: Critério de Murrell para o quartzito e a pedra de Grês (Bieniawski,1974)

Nota-se que quanto maior for a resistência à compressão de uma rocha maior será o valor de K obtido, todavia o valor de “A” varia pouco (0,75 para todas as rochas aqui apresentadas).

2.1.1.1.2 Critério de Resistência de Hoek (1965)

Outro critério usualmente utilizado para descrever a resistência de rochas sãs é o critério proposto por Hoek (1968) sob a forma:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)/2}{\sigma_c} = B \cdot \left(\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)/2}{\sigma_c} \right)^C + 0,1 \quad (2.3)$$

Onde $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ é a tensão de cisalhamento máxima, $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ é a tensão normal atuando no plano correspondente a máxima tensão de cisalhamento, σ_c é a resistência à compressão uniaxial, B e C são determinados empiricamente. Evidentemente como para o critério de Murrell, a validação do critério baseia-se em resultados experimentais para diversos tipos de rochas, como os encontrados em Bieniawski (1974) apresentados nas figuras 2.3 a 2.6. Como para o critério de Murrell é válido ressaltar que há uma semelhança entre o comportamento de K e de B, que variam com a variação da resistência à compressão, e entre A e C, que praticamente não se alteram.

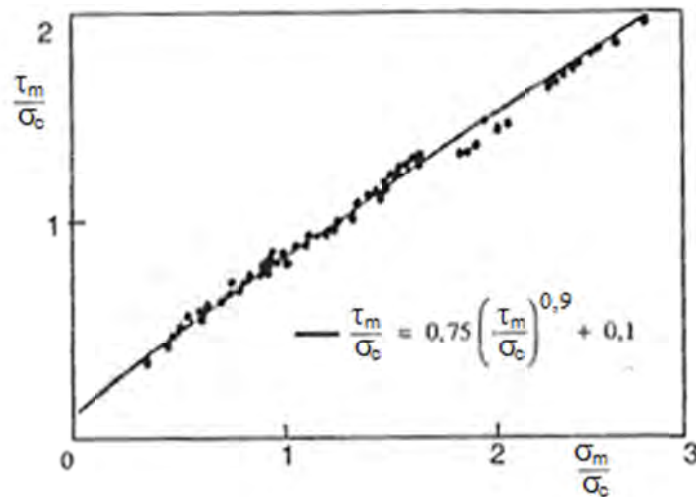


Figura 2.3: Critério de Hoek para o argilito e o siltito (Bieniawski, 1974)

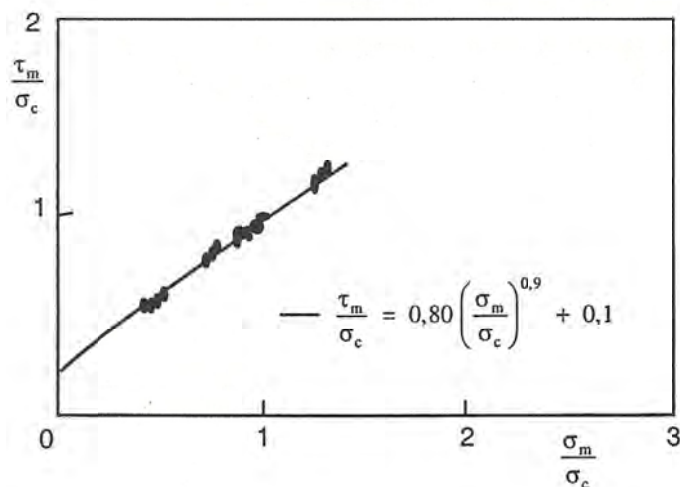


Figura 2.4 Critério de Hoek para o Norito (Bieniawski, 1974)

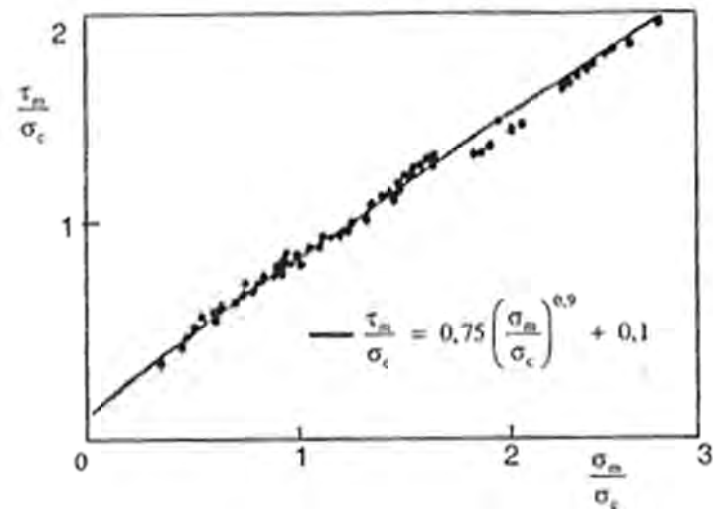


Figura 2.5 Critério de Hoek para a pedra de Grés (Bieniawski, 1974)

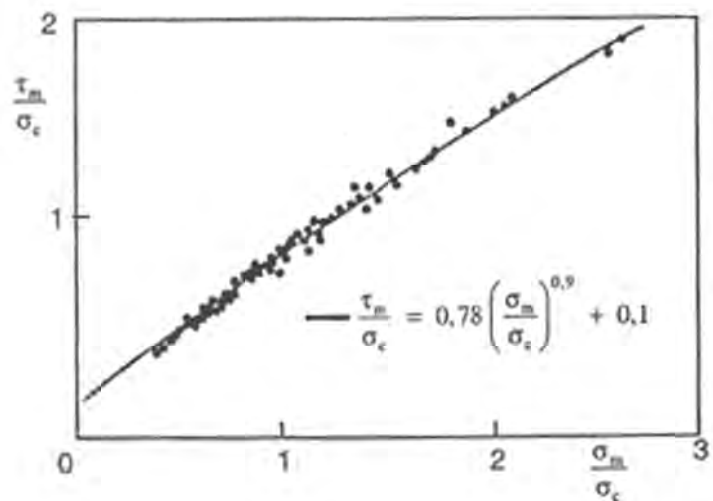


Figura 2.6 Critério de Hoek para o quartzito (Bieniawski, 1974)

É interessante observar que estes dois critérios precedentes são pertinentes, pois foram validados por uma grande gama de ensaios experimentais. E os coeficientes A do critério de Murrell e o coeficiente C do critério de Hoek variam muito pouco para os diversos tipos de rocha e para os exemplos apresentados não variam, e ambos os critérios são quase lineares dentro do domínio de tensões pertinentes, o que justifica a utilização do critério de Coulomb para descrever a capacidade de resistência da rocha sã.

2.1.1.2 Critérios de Resistência Baseados na Teoria de Plasticidade

Os critérios de resistência para rochas baseados na teoria de plasticidade mais usuais são o critério de Coulomb e o critério de Drucker-Prager. Ambos são critérios de resistência para materiais de plasticidade não associada e dependente do estado hidrostático de pressão, ambos os critérios possuem comportamento linear entre o estado de tensão admissível e estado hidrostático de pressão, além destes critérios mais simples existem outros como o critério de Lade (1972), o critério de Lade & Kim (1984) e o critério hiperbólico de Duncan et Al. (1979), que supõem um comportamento não linear entre o estado de tensão admissível e estado hidrostático de pressão.

2.1.1.2.1 Critérios de Resistência de Mohr-Coulomb

O critério de Mohr-Coulomb se aplica a materiais cuja plasticidade seja dependente do estado hidrostático de pressão como solos, concreto e interfaces com fricção, é um domínio de resistência convexo definido por dois parâmetros: um ângulo de atrito interno φ_m e uma coesão C_m . O critério é apresentado como um limite para a tensão de cisalhamento que o material pode atingir, sendo descrito pela inequação:

$$f(\underline{\sigma}) = \tau_m - \sigma_m \operatorname{sen} \varphi_m - C_m \cos \varphi_m \leq 0 \quad (2.4)$$

Onde τ_m e σ_m são respectivamente a tensão de cisalhamento máxima e a tensão normal atuando no plano correspondente a máxima tensão de cisalhamento, de forma que pode ser reescrito em termos das componentes do tensor principal de tensões sob a forma:

$$f(\underline{\sigma}) = \sigma_1 \cdot (1 + \operatorname{sen} \varphi_m) - \sigma_2 \cdot (1 - \operatorname{sen} \varphi_m) - 2 \cdot C_m \cdot \cos \varphi_m \leq 0 \quad (2.5)$$

Onde σ_1 é a tensão principal maior e σ_2 é a tensão principal menor.

A figura 2.7 demonstra o domínio de resistência do critério de Mohr-Coulomb lembrando que $H = C_m / \operatorname{tg} \varphi_m$.

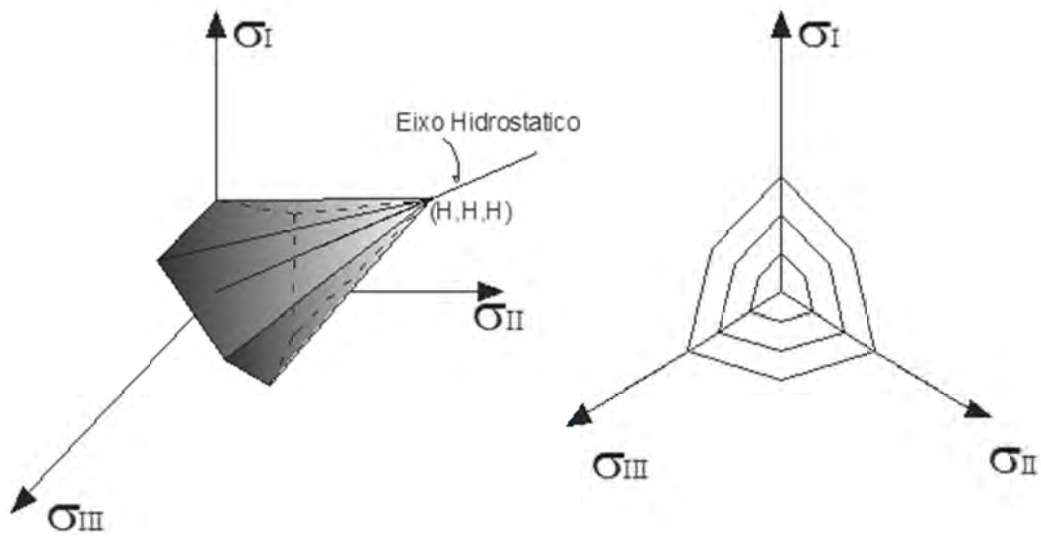


Figura 2.7 Domínio de Resistencia do Critério de Mohr-Coulomb

2.1.1.2.2 Critérios de Resistência de Drucker-Prager

O critério de Drucker-Prager é um critério de resistência convexo que se adequa aos mesmos materiais que Mohr-Coulomb e depende de dois parâmetros α e k sendo uma generalização do critério de Von Mises incluindo a influência da pressão hidrostática. O critério pode ser equacionado por:

$$f(\underline{\sigma}) = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \text{tr} \underline{s}^2} - \alpha \cdot \text{tr} \underline{\sigma} - k \leq 0 \quad (2.6)$$

Pode-se reescrever o critério de Drucker-Prager de maneira que α e k sejam substituídos por funções do ângulo de atrito interno φ_m e da coesão C_m , de modo que se pode encontrar um critério de Drucker-Prager que circunscreve o critério de Mohr-Coulomb em qualquer plano desviador perpendicular ao eixo hidrostático (2.7), ou um que está inscrito ao mesmo (2.8).

$$f(\underline{\sigma}) = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \text{tr} \underline{s}^2} - \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi_m}{\sqrt{3}(3 + \text{sen } \varphi_m)} \cdot \text{tr} \underline{\sigma} - \frac{6 \cdot C_m \cdot \text{cos } \varphi_m}{\sqrt{3} \cdot (3 + \text{sen } \varphi_m)} \leq 0 \quad (2.7)$$

$$f(\underline{\sigma}) = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \text{tr} \underline{s}^2} - \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi_m}{\sqrt{3}(3 - \text{sen } \varphi_m)} \cdot \text{tr } \underline{\sigma} - \frac{6 \cdot C_m \cdot \text{cos } \varphi_m}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen } \varphi_m)} \leq 0 \quad (2.8)$$

A figura 2.8 apresenta o domínio de resistência do critério de Drucker-Prager tanto para o caso inscrito quanto para o caso circunscrito ao critério de Coulomb.

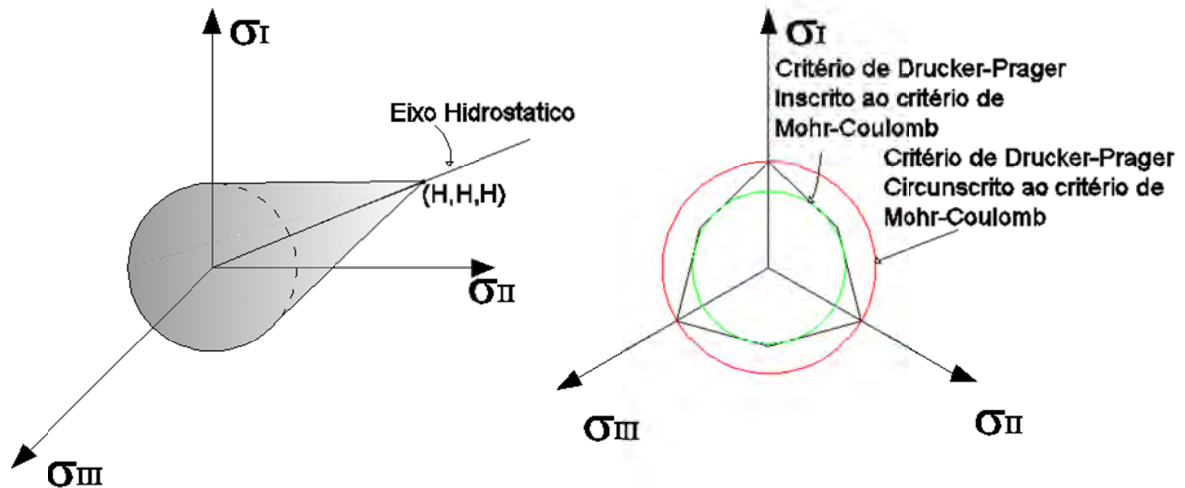


Figura 2.8 Domínio de Resistência do Critério de Drucker-Prager

2.2 DESCONTINUIDADES NA MATRIZ ROCHOSA OU JUNTAS

O comportamento mecânico do maciço é fortemente influenciado pelo comportamento de suas descontinuidades. O termo ‘juntas’ originalmente é utilizado para descrever descontinuidades geológicas, mas este termo pode ser ampliado para cobrir todos os tipos de fraquezas do maciço rochoso como, por exemplo, juntas sedimentares, diaclases, falhas etc. Todas estas fraquezas possuem em comum baixa resistência ao cisalhamento e resistência à tração desprezível em comparação à matriz rochosa do entorno.

2.2.1 Características Geométricas das Juntas

A caracterização das juntas inicia-se pela descrição da natureza das juntas e de seus parâmetros geométricos da maneira que a representação seja a mais próxima da realidade para que deste modo seja possível analisar o comportamento do maciço fraturado da melhor maneira.

2.2.1.1 Tipologia das Juntas

O termo junta agrupa todas as descontinuidades consideráveis na escala do maciço rochoso. Define-se descontinuidade qualquer zona de pequena espessura que interrompa a continuidade física da rocha sã. As descontinuidades em um maciço podem ser de diversas naturezas sendo as principais segundo E. Salumuni (1998):

- Juntas Estratigráficas: são juntas comuns de formações sedimentárias e apresentam uma grande extensão e leve ondulação, caracterizam-se também por apresentar pequenos depósitos de material argiloso ou de xistosidade, o que lhe torna um risco à estabilidade.
- Diaclases: são fraturas que dividem as rochas em blocos e em relação às quais não se produziu deslocamento ou o deslocamento foi mínimo, em geral, são perpendiculares ou oblíquas às juntas de estratificação ou às xistosidades, além de serem de pequena extensão.
- Rachaduras ou fraturas de tração: são formadas quando o maciço, devido a movimentos tectônicos, sofre em algumas regiões, solicitações de tração. Em muitos casos são preenchidas por recristalização de quartzo ou calcita.
- Falhas: são resultado da ruptura de uma zona do maciço devido a uma grande solicitação de cisalhamento; representam também descontinuidades separando duas grandes partes do maciço e podem ter desde pequena extensão a centenas de quilômetros. É comum que sejam preenchidas por solo e também por recristalização.

2.2.1.2 Parâmetros Geométricos

Para uma boa compreensão do comportamento do maciço é primordial a boa representação de suas descontinuidades, sendo usual caracterizar as juntas por sua orientação, frequência, extensão, abertura, rugosidade, grau de alteração além de material que a preencheu. As sondagens são o método mais tradicional para obter tais informações no interior do maciço rochoso especialmente a orientação e densidade de ocorrência.

Contudo, a descrição determinística das famílias de juntas torna-se difícil quer pela complexidade da família de juntas quer pelas limitações dos métodos de investigação do solo, que informam somente parte da organização da família de juntas investigadas. Para contornar este problema, recorre-se a métodos estocásticos, baseados em teorias probabilísticas.

2.2.1.3 Orientação das Juntas

Uma descontinuidade é ao menos localmente plana. A posição do plano das descontinuidades é definida pela orientação do vetor mergulho da descontinuidade, dirigido para baixo da linha de maior declive do plano de fratura. As descontinuidades deste modo são descritas por dois ângulos sendo:

- Azimute: ângulo α que a projeção horizontal do vetor de mergulho \underline{P} faz com o norte geográfico da terra. α varia de 0° a 360° graus;
- Ângulo de mergulho: ângulo β que vetor de mergulho \underline{P} faz com o plano horizontal. β varia de 0° a 90° graus.

Como apresentado na figura 2.9

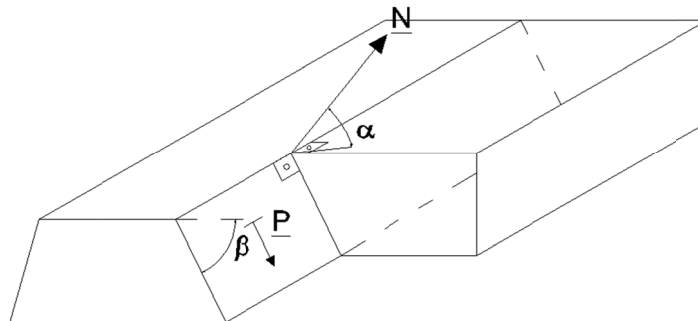


Figura 2.9 Orientação de uma Descontinuidade

Para representar as direções do plano de fratura, utiliza-se a projeção estereográfica. Esta projeção das descontinuidades permite fazer uma classificação das descontinuidades em famílias em função da direção. Um estudo estatístico permite identificar as famílias e descrever uma lei de distribuição das descontinuidades dentro do âmbito de cada família. Mesmo que pareçam desordenadas, as descontinuidades em um maciço constituem normalmente um conjunto estruturado e suas orientações observadas em um determinado local dividem-se em um pequeno grupo de famílias.

A orientação e o mergulho podem ser tratados como uma só variável (vetor) ou separadamente.

Segundo E. Salumuni(1998), deve-se ter em mente que a projeção estereográfica utilizada para a projeção de estruturas planares ou lineares no estudo de vertentes e taludes deve ser o Diagrama de Igual Área, também denominado de Rede de Schmidt-Lambert, ou simplesmente rede de Schmidt, por permitir um tratamento estatístico da distribuição de dados. Existem três maneiras distintas de se representar os dados planares no Diagrama de Igual Área. Um plano pode ser representado por sua projeção ciclográfica, que consiste em um círculo máximo (linha c) figura 2.10. Um plano também pode ser representado por apenas um ponto no diagrama de Schmidt-Lambert, sendo esta a sua projeção polar, bastante útil para quando se dispuser de grande número de dados. Para representação desse ponto, também chamado de polo (ponto P na figura 2.10). Outra forma de representação de um plano é pelo rumo de mergulho. O rumo de mergulho (ponto R na figura 2.10) é a linha de máxima inclinação do plano e perpendicular à sua direção. Essa forma é bastante adequada para estudos de estabilidade de taludes, pela vantagem de permitir visualização imediata da direção e do sentido de movimentação ao longo do plano potencial de escorregamento. Uma forma bastante simples e rápida de lançar rumos de mergulho e polos de planos é pela utilização do Diagrama Polar, que constitui modificação do Diagrama de Schmidt-Lambert; sua principal característica é agilizar o procedimento de representação dos dados estruturais. O diagrama não permite a representação ciclográfica de planos, sendo necessária a plotagem dos planos no Diagrama de Schmidt-Lambert para análise cinemática dos maciços rochosos.

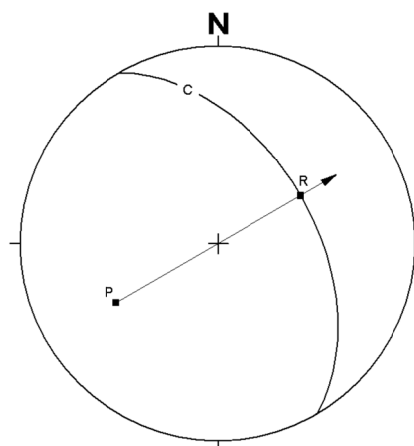


Figura 2.10. Formas de representação de um plano no Diagrama de Schmidt-Lambert. P é a projeção polar do plano, C é sua projeção ciclográfica (ciclograma) e R é a projeção da reta pendente do mergulho

2.2.1.4 Extensão das Juntas

A extensão caracteriza uma descontinuidade no espaço. Este parâmetro é muito difícil avaliar, uma vez que não se observa a totalidade da descontinuidade abaixo da superfície do terreno, mas somente seu traçado superficial. O único parâmetro que se pode descobrir sobre a extensão de uma descontinuidade é seu comprimento dentro da escala de medição. Para analisar a distribuição desta extensão no espaço tridimensional, as hipóteses sobre a forma de uma descontinuidade são indispensáveis. Equipara-se comumente uma junta a um disco de diâmetro D . Esta aproximação é a mais simples na falta de informações sobre a forma real das fraturas. Warburton (1980) exprime a lei de distribuição das extensões dos traços, sobre um plano infinito, em função da lei de distribuição dos diâmetros dos discos, que normalmente podem ser leis exponenciais ou log-normais.

2.2.1.5 Espaçamento e Densidade

O espaçamento representa a distância média separando duas descontinuidades de uma mesma família, já a densidade é o número de descontinuidades por unidade de volume, superfície ou comprimento. Estes dois parâmetros são ligados, sendo a densidade normalmente avaliada através do espaçamento que é facilmente avaliado. Estes parâmetros essencialmente dão uma noção do fraturamento médio e da distribuição de tamanho de blocos *in situ* do maciço.

2.2.1.6 Abertura de Juntas

A abertura da junta é o parâmetro que representa a distância entre as duas faces de uma descontinuidade. Este parâmetro é muito difícil de auferir por causa da recristalização, do preenchimento da junta por outros materiais, da rugosidade da descontinuidade e da grande variação que a abertura possui em toda a extensão da descontinuidade. Por simplificação supõe-se que a abertura de cada junta é uma abertura constante e de valor igual a sua abertura média, que é normalmente ajustada por uma lei logarítmica.

2.2.2 Comportamento Mecânico de uma Junta

As propriedades mecânicas de uma junta devem ser evidenciadas por um estudo de seu comportamento quando solicitada por um a tensão normal e por tensão de cisalhamento. O comportamento mecânico das juntas é representado pela relação entre os esforços aplicados e os deslocamentos relativos observados ao nível das juntas, esta que depende de diversos parâmetros tais como a rugosidade da junta, grau de alteração, propriedades do material que preencheram as juntas entre outros. Diversos trabalhos experimentais foram realizados nesta

área devendo se destacar Goodman (1974) e Bandis et al. (1983), que mostram o comportamento típico de uma junta quando solicitada na direção normal e tangencial. Modeladas como uma interface, o comportamento de uma junta é usualmente descrito por uma relação do tipo $\underline{T} = f(\underline{u})$, onde \underline{T} designa o vetor de tensões agindo sobre a junta e \underline{u} a descontinuidade de deslocamento no nível da junta.

2.2.2.1 Comportamento em Compressão

Quando compressão normal atua sobre a junta, esta se contrai de uma quantidade denominada deslocamento relativo normal. O comportamento de uma junta à compressão, representada na figura 2.11, é não linear. Uma lei hiperbólica entre a tensão normal $-\sigma_n$ e a descontinuidade de deslocamento normal u_n é geralmente utilizada para modelar este comportamento podendo ser escrita como:

$$\sigma_n = -\frac{u_n \cdot k_{no} \cdot V_m}{V_m - u_n} \quad (2.9)$$

Onde V_m é o deslocamento relativo máximo da junta, sendo uma grandeza medida experimentalmente cujo valor é:

$$V_m = \lim_{\sigma_n \rightarrow \infty} (u_n) \quad (2.10)$$

k_{no} é uma rigidez por unidade de comprimento [N/m] de formula:

$$k_{no} = \frac{d\sigma_n}{du_n}(u_n = 0) \quad (2.11)$$

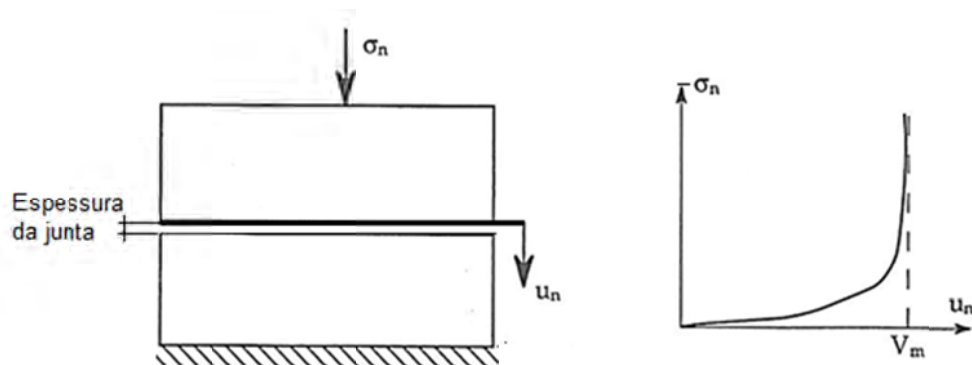


Figura 2.11: Ensaio de compressão e curva $\sigma_n = f(u_n)$

Deve-se ressaltar que o deslocamento tangencial relativo que aparece devido ao esforço normal é desprezado.

2.2.2.2 Comportamento em Cisalhamento

A tensão de cisalhamento τ cresce rapidamente com o crescimento do deslocamento tangencial relativo u_t , até um valor de pico τ_p e depois decresce até atingir um valor denominado tensão residual τ_r onde ela se estabiliza. Este valor de pico corresponde à resistência máxima de atrito da junta devido à rugosidade, que vão aos poucos sendo desbastada até sobrar apenas o valor residual da tensão tangencial. Esta curva é descrita na figura 2.12.

Quando a junta é solicitada por um esforço de cisalhamento, um deslocamento relativo normal u_n é notado. De fato quando um deslocamento tangencial é produzido, o arranjo entre as rugosidades de ambas as faces de uma junta é reorganizado gerando um deslocamento relativo normal. Estes dois deslocamentos estão ligados pela dilatância caracterizada pelo ângulo de dilatância d :

$$d = \arctg\left(\frac{du_n}{du_t}\right) \quad (2.12)$$

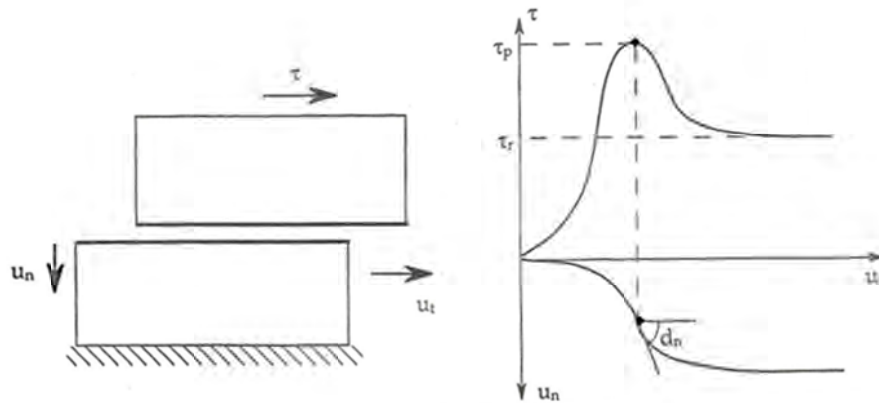


Figura 2.12: Ensaio de Cisalhamento e curvas $\tau = f(u_t)$ e $u_n = f(u_t)$

A dilatância máxima d_n é atingida no pico de resistência. Segundo Barton (1973) é definido por:

$$d_n = JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad (2.13)$$

Onde JRC (Joint Roughness Coefficient) representa a rugosidade da junta, a taxa de ondulação da superfície de contato da junta, e permite determinar a variação do ângulo de dilatação e do ângulo de atrito mobilizado. É uma grandeza expressa em graus que varia de 0, junta quase plana, a 20, junta muito rugosa. Os perfis típicos e seus respectivos JRC são apresentados na figura 2.13.

O JCS (Joint Wall Compressive Strength) refere-se a uma grandeza que avalia o grau de alteração de uma descontinuidade por sua resistência à compressão simples comparada à resistência em tração da rocha sã, o JCS permite obter uma estimativa do grau de alteração das faces de uma junta, em consequência sua capacidade de mobilizar ou não a dilatação. O JCS representa uma fração da resistência à compressão da rocha intacta.

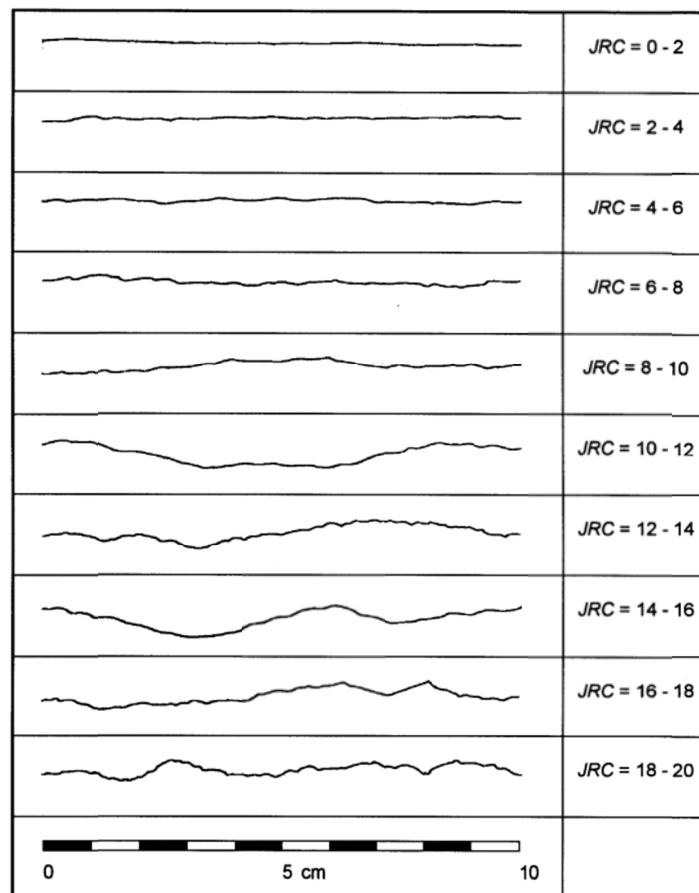


Figura 2.13: Perfis Típicos de Rugosidade de Juntas e seu valor associado de JRC (Barton & Choubey, 1977)

2.2.2.3 Critério de Resistência para as Juntas

Os critérios de resistência adotados para descrever a capacidade de resistência das juntas são classificados em três tipos: juntas lisas (sem rugosidade), junta de rugosidade regular (compostas de rugosidades regulares) e juntas naturais. Não se apresentará, no entanto, critério de resistência para este último tipo.

2.2.2.3.1 Critério de Coulomb

O critério é definido por três parâmetros e depende do nível de tensão aplicado ao material. Para baixos valores de tensão a coesão é nula e o critério pode ser escrito como:

$$|\tau| = \sigma_n \cdot \tan(d + \varphi_i) \quad (2.14)$$

Para valores de tensão normal elevados, a dilatância pode ser desconsiderada, e o critério assume a forma clássica do critério de Coulomb com coesão C_i e ângulo de atrito residual φ_i , ambos os casos são apresentados na figura 2.14:

$$|\tau| = C_i + \sigma_n \cdot \text{tg}(\varphi_i) \quad (2.15)$$

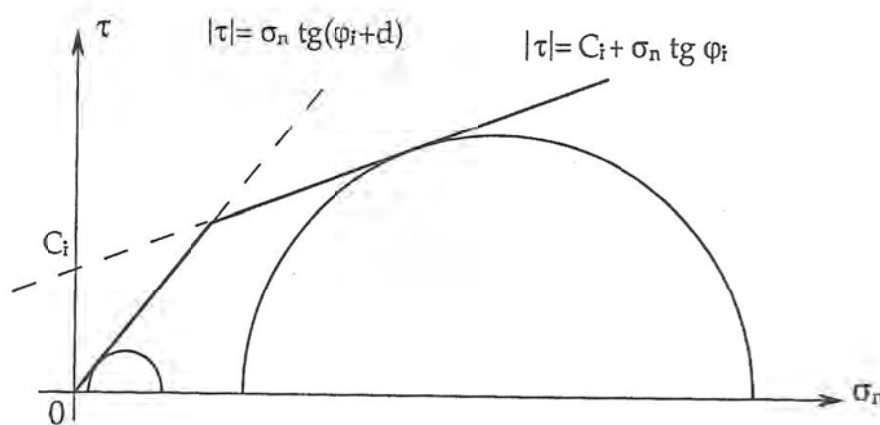


Figura 2.14: Critério de Coulomb para Juntas

2.2.2.3.2 Critério de Barton (1973)

Barton propôs um critério empírico baseado no critério de Coulomb, substituindo o valor da dilatância pela fórmula da dilatância máxima d_n expressa pela equação (2.13) o critério resultante fica expresso por:

$$|\tau| = \sigma_n \cdot \tan \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_i \right) \quad (2.16)$$

A utilização deste critério para descrever a capacidade de resistência das juntas encontra um serio problema devido ao seu domínio de definição. Pela definição do critério para tensões normais iguais a zero o valor do critério é indeterminado, a curva deste critério é apresentada pela figura 2.15. De fato este critério não é valido a partir de tensões normais de valor igual:

$$\sigma_n = JCS \quad (2.17)$$

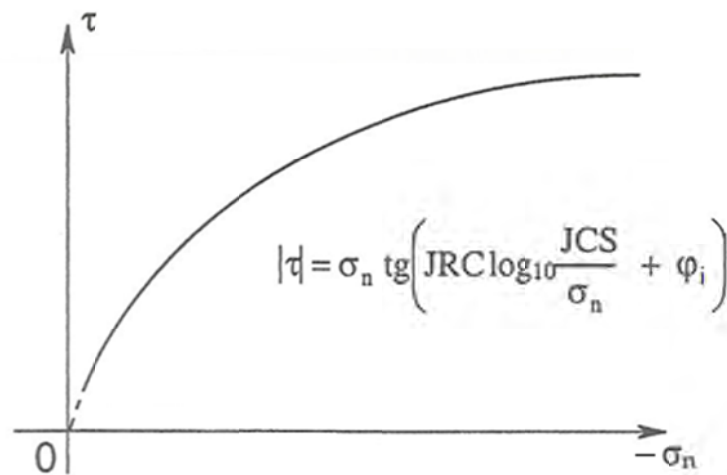


Figura 2.15: Critério de Barton para Juntas (1973)

2.2.2.3.3 Critério de Hoek (1983)

A partir de seu critério, formulado para rochas intactas Hoek (1983) propôs um critério de resistência para juntas. Ele corresponde a uma envoltória de círculos de ruptura no plano de Mohr (σ_n, τ). Este critério é escrito em termos de tensões normais e tangenciais aplicadas a junta, e é escrito sobre a forma de:

$$|\tau| = \frac{m \cdot \sigma_n}{8} \cdot (\cotg \varphi'_i - \cos \varphi'_i) \quad (2.18)$$

Onde φ'_i é o ângulo de atrito instantâneo, definido como a tangente trigonométrica do ângulo de inclinação da reta tangente à função $\tau = f(\sigma_n)$:

$$\varphi'_i = \frac{d\tau}{d\sigma_n} \quad (2.19)$$

Sendo expressa por:

$$\varphi'_i = \operatorname{arctg} \left[4 \cdot h \cos \left(30 + \frac{1}{3} \cdot \arcsin h^{-\frac{3}{2}} \right)^2 - 1 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (2.20)$$

$$\text{Com } h = 1 + \frac{16 \cdot (m \cdot \sigma_n + s \cdot \sigma_s)}{3m^2 \cdot \sigma_n}$$

Os coeficientes m e s são constantes adimensionais. Seu efeito sobre a curva do critério de resistência é análogo ao do ângulo de atrito e da coesão. A constante s sempre varia entre 1, corresponde a rochas intactas, e 0, corresponde a rochas brandas ou muito fraturadas. A constante m pode variar de 0,007 a 25. Sua influência sobre o envelope de círculos de Mohr se traduz da seguinte maneira: se m decresce o mesmo acontece com a tangente do critério, em outras palavras quando m diminui φ'_i também diminui, como apresentado na figura 2.16.

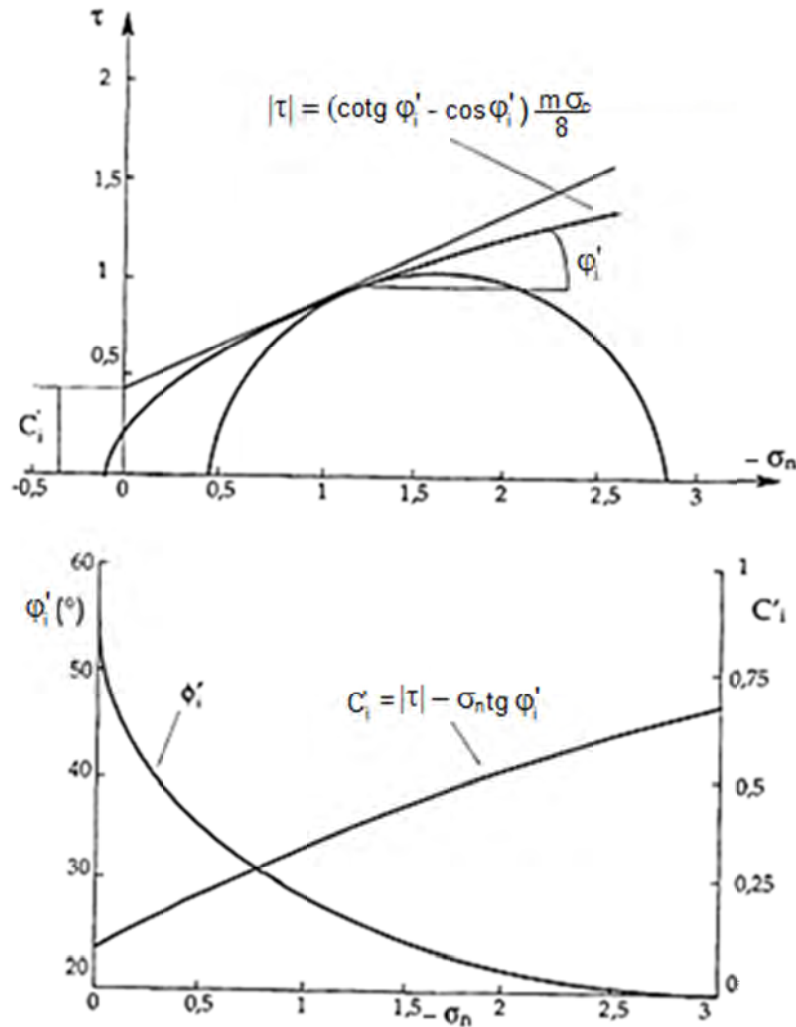


Figura 2.16: Critério de Hoek para Juntas (1983) e variação do critério com a variação de φ'_i

Agora se abordara as propriedades mecânicas do maciço rochoso, matriz rochosa mais juntas, uma vez que seus componentes já foram descritos.

2.3 MACIÇO ROCHOSO

2.3.1 Caracterização de Maciços Rochosos

A caracterização de maciços rochosos é feita usualmente a partir de índices de classificação. O objetivo destes índices é indicar as propriedades da matriz rochosa, as características das juntas e a geometria da escavação para obter os valores representativos que forneceram uma base racional para as decisões de engenharia baseada na mecânica das rochas. Os sistemas

mais empregados é o sistema Rock Mass Rating (RMR) proposto por Bieniawski (1973,1979) e o sistema Q desenvolvido por Barton et al. (1974), também se apresentara o índice de resistência geológico (GSI) apresentado por Hoek et al. (1995 e 1998) e o índice de qualidade da rocha RQD proposto por Deere (1964).

2.3.1.1 Índice RQD

O RQD baseia-se na quantidade de fraturas e na alteração da rocha sendo verificado por meio de testemunhos de sondagem (Deere, 1964). O cálculo do índice consiste em somar os comprimentos dos fragmentos de rocha com mais de 10 cm e dividir este resultado pelo comprimento total do testemunho. O resultado é dado em porcentagem, assim sendo o cálculo do RQD é expresso por:

$$RQD = \frac{\sum L_i}{L_T} \cdot 100 \quad (2.21)$$

Onde L_i é o comprimento de cada fragmento de rocha que superar 10 cm e L_T é o comprimento total.

Baseado neste valor a L'AFTES (1993) propôs uma classificação dos maciços rochosos que será apresentado na tabela 2.2.

| RQD (%) | Qualidade do Maciço |
|---------|---------------------|
| 0-25 | Muito Ruim |
| 25-50 | Ruim |
| 50-75 | Regular |
| 75-90 | Bom |
| 90-100 | Excelente |

Tabela 2.2: Classificação de Maciços Rochosos usando o RQD (modificado de L'AFTES 1993)

2.3.1.2 Sistema RMR

Bieniawski (1973) propôs uma classificação para a engenharia de Rochas fraturadas, chamada classificação geomecânica. O RMR atribui ao maciço rochoso considerado um valor que varia de 0 a 100 segundo a qualidade da rocha. O cálculo do RMR depende de seis parâmetros: a resistência da rocha intacta, o RQD, as propriedades hidráulicas, o espaçamento e orientação das juntas e por fim as características das juntas.

O primeiro parâmetro é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (linha 1 da tabela 2.3). Pode ser avaliada através de um ensaio de laboratório em um testemunho de sondagem preparado, mas é preferível que se utilize um teste de carga pontual. O RQD (linha 2 da tabela 2.3), é avaliado como foi apresentado anteriormente.

O terceiro parâmetro trata das juntas. O primeiro deve-se avaliar o espaçamento (linha 3 da tabela 2.3), que deve ser aferido através de sondagens. Quanto mais espaçadas forem as juntas, maior o valor atribuído. Em seguida a orientação das juntas em função das solicitações da escavação (linha 4 da tabela 2.3), para se avaliar a influência das mesmas no comportamento do maciço rochoso. Bieniawski recomenda o ajuste da soma dos cinco outros parâmetros em função da orientação favorável ou desfavorável das fraturas. A qualidade das juntas constitui o quinto parâmetro. As qualidades das juntas são definidas pela continuidade e pela abertura das descontinuidades.

Por fim as propriedades hidráulicas podem influir fortemente no comportamento do maciço rochoso. A Classificação Geomecânica tende a introduzir um valor para qualificar esta propriedade. Para avaliar este parâmetro um túnel piloto ou uma escavação é necessária, a fim de efetuar a mensuração do fluxo de água ou da pressão intersticial das juntas.

| Parâmetros | | | Coeficientes | | | | | | |
|------------|--|--|---|--|---|---|---|---------|---------|
| 1 | Resistência da rocha intacta | Point Load | > 10 MPa | 4-10 MPa | 2-4 MPa | 1-2 MPa | Ver compressão uniaxial | | |
| | | Compressão uniaxial | > 250 MPa | 100-250 MPa | 50-100 MPa | 25-50 MPa | 5-25 MPa | 1-5 MPa | < 1 MPa |
| | Pesos | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 | |
| 2 | R.Q.D. | | 90-100 % | 75-90 % | 50-75 % | 25-50 % | < 25 % | | |
| | Pesos | | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | |
| 3 | Espaçamento das descontinuidades | | > 2 m | 0,6-2 m | 200-600 mm | 60-200 mm | < 60 mm | | |
| | Pesos | | 20 | 15 | 10 | 8 | 5 | | |
| 4 | Condição das descontinuidades (ver Tabela 3) | | Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas | Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes ligeiramente alteradas | Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes muito alteradas | Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5 mm ou juntas contínuas com separação 1-5 mm | Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm | | |
| | Pesos | | 30 | 25 | 20 | 10 | 0 | | |
| 5 | Presença de água | Caudal por 10 m de comprimento do túnel | nenhum | < 10 l/min | 10-25 l/min | 25-125 l/min | > 125 l/min | | |
| | | Relação pressão da água vs tensão principal máxima | 0 | < 0,1 | 0,1-0,2 | 0,2-0,5 | > 0,5 | | |
| | | Condições gerais | Completamente seco | Água intersticial | Húmido | Escorimentos | Entrada de água | | |
| | Pesos | | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 | | |

Tabela 2.3: Classificação Geomecânica de Bieniawski (Modificado de Bieniawski 1973)

2.3.1.3 Sistema Q de Barton

O sistema Q é um índice de classificação técnico das rochas baseado no escoramento previsto em túneis escavados em rocha. Este sistema proposto por Barton, Lien et Lunde (1974) combina seis parâmetros em uma função multiplicativa, O valor de Q é produto de três parâmetros onde a razão entre pares de parâmetros expressa uma característica do comportamento: $\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$ representa a probabilidade de se formarem blocos instáveis, $\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$ definindo a resistência ao cisalhamento da interface entre blocos e $\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$ que leva em conta as tensões ativas.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (2.22)$$

O valor de Q varia de 0,001, para uma rocha muito ruim, a 1000, para uma rocha de excelente qualidade, praticamente sem descontinuidades.

O primeiro parâmetro é o RQD, o parâmetro J_n representa o número de família de juntas. Seu valor cresce com o aumento da degradação da rocha e varia de 0,5 a 20 respectivamente uma rocha quase intacta e uma rocha branda.

Os termos J_r e J_a caracterizam a resistência ao cisalhamento das juntas onde J_r refere-se à rugosidade das juntas e J_a o grau de alteração das mesmas. J_w é o fator de redução devido a presença eventual de água nas juntas, para uma rocha seca o valor de J_w vale 1. Em contra partida uma rocha onde há grande fluxo de água o valor encontrado é muito baixo. E por último tem-se o parâmetro SRF, designando o fator de redução de tensões. Este parâmetro deve ser avaliado quando há argila presente no maciço rochoso. Ele leva em consideração o nível de tensões atuando no meio de estudo. Por exemplo, um campo de tensões fortemente anisotrópico é muito desfavorável à estabilidade do maciço.

Rutledge e Preston (1978) propuseram uma correlação entre o Sistema Q e o RMR dado por:

$$RMR = 13,5 \cdot \log Q + 43 \quad (2.23)$$

Os dois sistemas apresentados dão um resultado qualitativo, e sua utilização deve-se limitar a etapa de anteprojeto.

2.3.1.4 Sistema GSI

Enquanto o Sistema Q de Barton e o RMR foram desenvolvidos com o objetivo de dimensionar o suporte de uma escavação o GSI foi proposto por Hoek et al. (1995, 1998) com o objetivo de se adequar o critério empírico de Hoek e Brown para maciços fraturados e servir de base para projetos de escavações subterrâneas em rocha. A figura 2.17 apresenta a classificação GSI para rochas.

O valor de GSI pode ser avaliado tanto pelo sistema Q quanto para o RMR, sendo expressas por:

$$GSI = 9 \cdot \log Q' + 44 \quad (2.24)$$

$$\text{Onde } Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a}$$

Ou

$$GSI = RMR \quad (2.25)$$

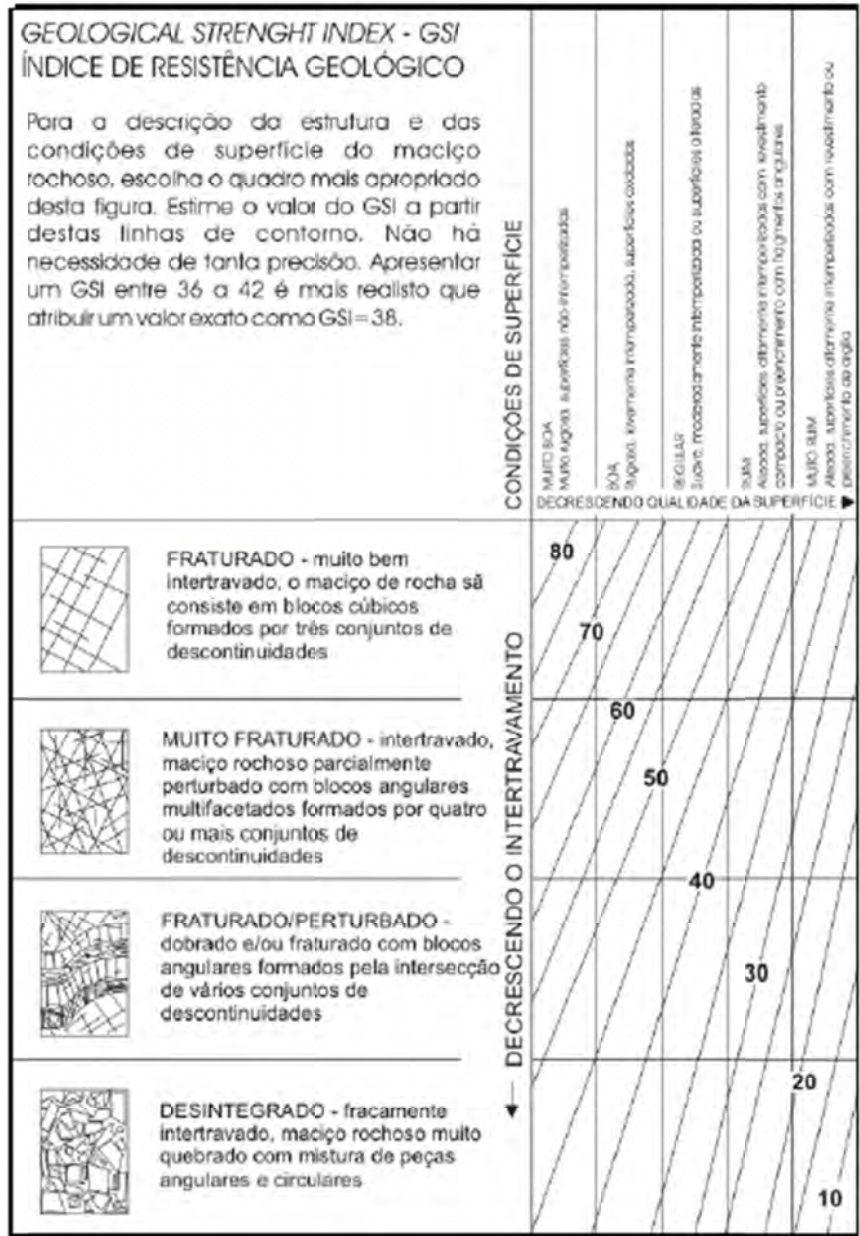


Figura 2.17 Classificação GSI (adaptado de Hoek et al. 1998)

2.3.2 Critério de Resistência para Maciços Rochosos

A escolha da natureza do critério de resistência está condicionada pelo tipo de modelo do meio rochoso fraturado que se quer empregar, sendo ele “descontínuo” ou “contínuo”.

2.3.2.1 Modelo “Descontínuo”

Por análise de um modelo descontínuo entende-se uma análise de estabilidade onde a matriz e as juntas são descritas separadamente. O valor do critério depende se o ponto se encontra geometricamente na rocha intacta ou nas descontinuidades, e valem respectivamente o

apresentado nas seções (2.1.1) e (2.2.2.3). Este tipo de análise é pertinente quando o número de descontinuidades é pequeno.

2.3.2.2 Modelo “Contínuo”

Esta análise parte do princípio que o maciço rochoso fraturado é modelado como um meio homogêneo na escala da engenharia, e consiste em adotar um critério de resistência que não depende da posição geométrica do ponto considerado. Intuitivamente a pertinência desta metodologia depende da densidade das descontinuidades. Dentro deste tipo de critério o mais usualmente adotado é o critério de Hoek & Brown (1980) que se escreve:

$$\sigma_1 = \sigma_2 + (m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_2 + s \cdot \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (2.26)$$

Onde m é uma constante determinada empiricamente a partir das propriedades da rocha intacta, do tipo litológico da rocha, do faturamento da mesma e da resistência à compressão s é uma constante que depende do faturamento do maciço tomando o valor fixo 1 para rocha intacta, σ_c é a resistência à compressão simples e σ_1 e σ_2 são as tensões principal maior e menor. A figura 2.18 apresenta o critério de Hoek & Brown no espaço das tensões principais.

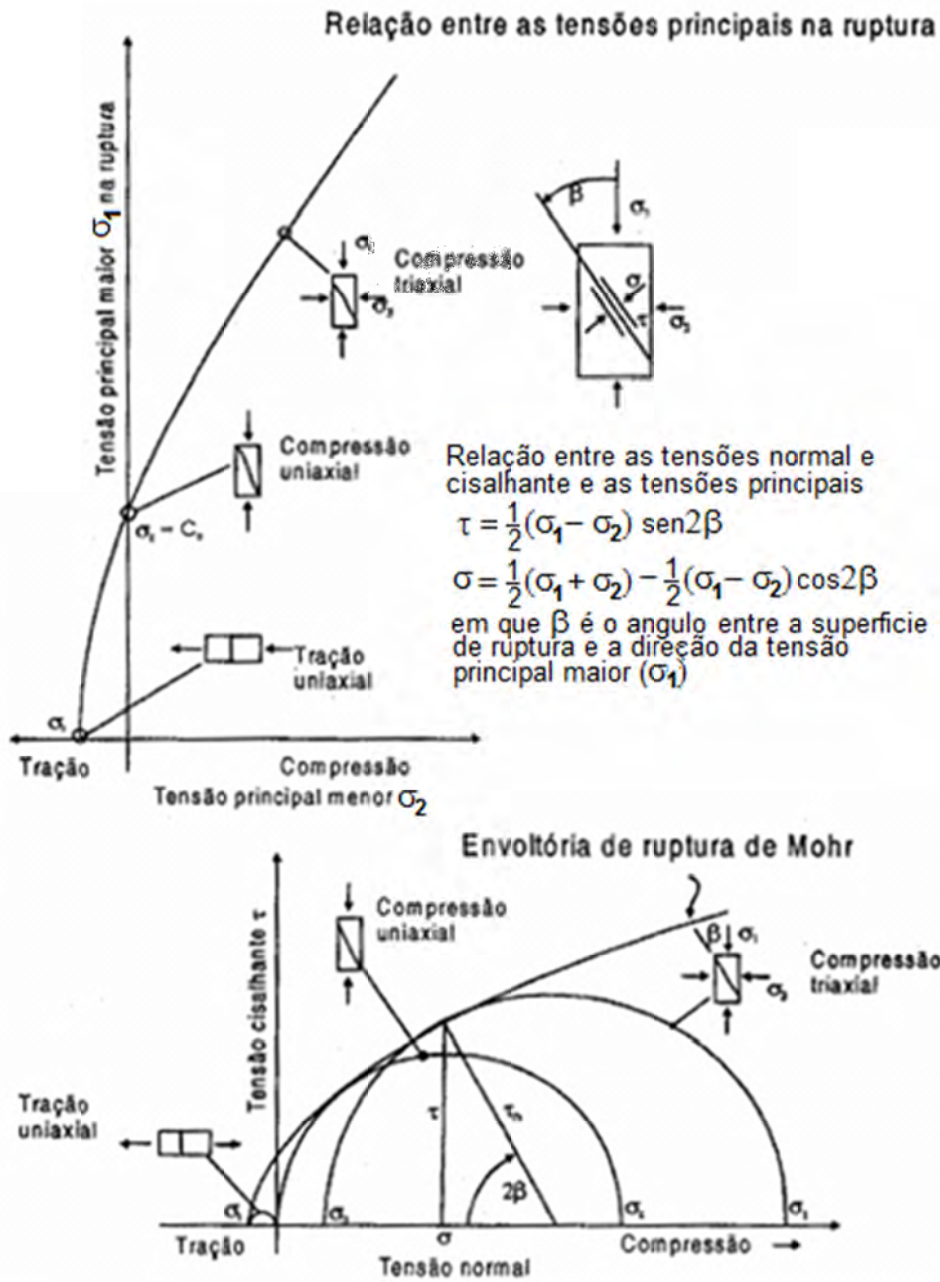


Figura 2.18 Representação do Critério de Hoek & Brown (1980) no espaço das tensões principais e do círculo de Mohr (Vargas Jr. et al. 1992)

Hoek et al. (1995, 2002) revisaram o critério para obter uma melhor modelagem da forma que este passou a ser descrito por:

$$\sigma_1 = \sigma_2 + \sigma_c \cdot \left(\frac{m_b \cdot \sigma_2}{\sigma_c} + s \right)^a \tag{2.27}$$

Onde a varia entre 0 para maciços muito fraturados e de muito alterados a 1/2 para maciços de boa qualidade como foi empregado no critério de 1980. E m_b pode ser obtido através das seguintes fórmulas respectivamente para o critério de 1995 ou de 2002:

$$m_b = m. e^{(GSI-100/28)} \quad (2.28)$$

$$m_b = m. e^{((GSI-100)/(28-14D))} \quad (2.29)$$

Onde D é um valor que depende dos abalos sísmicos e varia de 0 para maciços muito pouco afetados a 1 para maciços muito afetados.

A natureza isótropa do critério sugere que a modelagem de um sistema cuja resistência apresenta uma anisotropia induzida pelas direções privilegiadas da junta é limitada, de forma que o critério se adéqua ao caso em que as juntas possuem direções aleatórias descritas em todas as direções do espaço.

2.3.3 Propriedades Mecânicas dos Maciços Rochosos

Apresentar-se-á a título de ilustração nas tabelas 2.4 e 2.5 respectivamente valores usuais das propriedades mecânicas usuais, módulo de Young e resistência à compressão e à tração, para rochas mediantemente fraturadas e fortemente fraturadas:

| | σ_c (MPa) | σ_t (kPa) | E_r (GPa) |
|---------------|------------------|------------------|-------------|
| Norito | 19 | 480 | 50 |
| Granito | 10,5 | 265 | 22,5 |
| Quartzito | 15,8 | 665 | 45 |
| Pedra de Grês | 6,3 | 266 | 11 |
| Dolerito | 17,7 | 657 | 35 |
| Calcário | 6,45 | 578 | 24 |

Tabela 2.4 Características mecânicas de rochas mediantemente fraturadas (adaptado de Bieniawski, 1974)

| | σ_c (KPa) | σ_t (kPa) | E_r (GPa) |
|---------------|------------------|------------------|-------------|
| Norito | 948 | 23 | 20 |
| Granito | 525 | 12,7 | 9 |
| Quartzito | 790 | 31 | 18 |
| Pedra de Grês | 315 | 12,5 | 4,4 |
| Dolerito | 885 | 31 | 14 |
| Calcário | 322 | 25 | 9,6 |

Tabela 2.5 Características mecânicas de rochas fortemente fraturadas
(adaptado de Bieniawski, 1974)

3 MÉTODOS USUAIS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS

Este capítulo versa sobre os métodos usuais de análise de estabilidade de maciços rochosos fraturados. A ruptura de maciços rochosos fraturados se desenvolve principalmente nas zonas das juntas, que possuem características mecânicas muito inferiores às da rocha intacta, provocando movimentos de blocos de rochas segundo um ou mais planos de ruptura. Todavia é raro que a ruptura de um maciço rochoso se produza sem que a matriz rochosa seja solicitada à ruptura em alguns pontos.

Os métodos de análise de estabilidade de maciços rochosos podem ser divididos em dois grupos, os métodos baseados em encontrar a deformação do maciço e sua distribuição espacial, em geral através de métodos numéricos; e métodos analíticos baseados no equilíbrio limite de blocos de um volume dado do maciço os quais supõem que a ruptura ocorre somente na região das juntas.

3.1 MÉTODOS NUMÉRICOS

Os métodos numéricos por elementos finitos clássicos foram modificados com o objetivo de se levar em conta as descontinuidades nos maciços rochosos, as quais são representadas por elementos de ligação (Goodman & Bray, 1976) de espessura reduzida, separando os elementos contínuos e deformáveis. Entretanto a eficácia desta metodologia é muito limitada uma vez que a discretização se torna muito complexa com o aumento do número de fraturas. Além disso este método não pode simular comportamento descontínuos como a queda de um bloco de rocha e grandes deslocamentos na região das fraturas.

Para diminuir os problemas deste método, e com o objetivo de levar em conta o comportamento descontínuo dos maciços rochosos, Cundall (1971) concebeu o método dos elementos discretos. A fraturação do maciço rochoso conduz a uma discretização semelhante à metodologia analítica por blocos. Estes blocos estão em contato entre si ao longo das juntas. E a deformação do maciço é controlada pela iteração entre os blocos e as juntas do maciço. Na maioria dos casos a rigidez das juntas é muito inferior à da rocha intacta, o que conduz a

supor-se que os blocos são rígidos e apenas as juntas são deformáveis. Esta hipótese permite diminuir os graus de liberdade e otimizar o tempo de cálculo.

A resolução numérica pode ser efetuada de duas maneiras: por um viés dinâmico como o adotado pelo programa UDEC e por um viés estático como adotado pelo programa BRIG3D.

3.1.1 Resolução Dinâmica: UDEC (Hart et al., 1988)

O programa UDEC (*Universal Distinct Element Code*) se baseia no método dos elementos distintos apresentado por Cundall (1971). Três características distinguem este método:

- O maciço fraturado é representado sobre a forma de um meio descontínuo formado por blocos que interagem entre si por seus lados e vértices;
- As descontinuidades são consideradas como interação entre blocos, seu comportamento é regido por leis de comportamento do tipo que ligam deslocamento e força no nível dos contatos;
- O tempo é considerado de maneira explícita na resolução das equações de movimento, e desta maneira pode-se simular os comportamentos não lineares da rocha e das juntas além de tratar de problemas dinâmicos.

3.1.1.1 Leis de comportamento

Os blocos podem ser deformáveis ou não, os deformáveis são discretizados com auxílio de elementos triangulares com deformação constante, de modo que dois tipos de comportamentos são possíveis para estes blocos: o comportamento elástico e o comportamento elastoplástico com critério de resistência de Coulomb ou Drucker-Prager.

Quanto às descontinuidades, três leis de comportamento são possíveis: a elástica linear, a elastoplástica com critério de resistência do tipo Mohr-Coulomb ou uma lei baseada na teoria do dano contínuo.

3.1.1.2 Processo de Resolução

O procedimento numérico usado na solução é do tipo relaxação dinâmica para resolver as leis de movimento de Newton. As forças e os deslocamentos entre blocos são determinados pela

análise do equilíbrio dinâmico dos blocos considerados separadamente. Para cada incremento de tempo as equações do problema são obtidas e resolvidas fornecendo o somatório dos resultados até o momento para cada bloco considerado (forças externas, forças de contato entre blocos e forças de inércia).

O programa UDEC adota um esquema explícito de resolução, baseado em diferenças finitas centrais. O algoritmo permite obter tanto uma solução final em um estado de equilíbrio quanto em um estado de movimento contínuo.

Para problemas quase estáticos, os coeficientes de amortecimento devem ser ajustados nas equações de movimento. Contudo, para este tipo de problema, este método apresenta problemas de convergência e de oscilação do sistema no caso de má escolha dos coeficientes de amortecimento, dos quais depende a resolução do problema e a precisão dos resultados.

3.1.2 Resolução Estática (Tahiri, 1992)

Um código de cálculo adaptado ao caso estático foi desenvolvido por Tahiri na *École Nationale des Ponts et Chaussées* para analisar maciços rochosos fraturados. O procedimento de cálculo numérico se baseia nos elementos finitos e na minimização da energia potencial total do sistema estudado. A discretização dos blocos, supostos indeformáveis, é uma operação delicada, principalmente em 3D, quando o número de blocos é elevado, o número de graus de liberdade cresce rapidamente e o tempo de cálculo torna-se muito extenso.

O deslocamento de um ponto qualquer de um bloco é a combinação de uma translação e uma rotação no entorno do centro de gravidade do bloco. As incógnitas relativas ao deslocamento do bloco são as componentes do vetor translação e rotação. A interação entre dois blocos inicialmente em contato por intermédio de uma junta pode ser avaliado pelo deslocamento relativo de um ponto relacionado a ele e a outro bloco separadamente. Este deslocamento relativo pode ser decomposto segundo as direções normais e tangenciais à junta. Esta decomposição permite a utilização de leis de deformação normal e tangencial que conduzem o cálculo das forças de contato.

3.1.2.1 Processo de Resolução

A energia potencial total de um conjunto de blocos que interagem entre si é composta da energia de deformação das juntas e do trabalho das forças externas. A minimização desta energia permite ligar as forças e os deslocamentos dos blocos através de uma matriz de

rigidez. A minimização conduz a um sistema de equações não lineares já que as rigidezes são funções da deformação.

Um processo iterativo específico permite a resolução completa do problema para cada incremento de carregamento.

3.2 MÉTODOS ANÁLITICOS

Os métodos analíticos baseiam-se em mecanismos de ruptura que se utilizam no cálculo de estabilidade de blocos. Os dois métodos mais usualmente utilizados são: o desenvolvido por Warburton (1981), baseado num enfoque vetorial, e o de Goodman & Shi (1985), fundamentado na teoria dos blocos chave.

3.2.1 Análise Vetorial (Warburton, 1981)

Este método se baseia na análise de estabilidade de blocos poliédricos arbitrários. Estes blocos são delimitados em parte pelas faces de contato entre blocos-juntas, e em parte pelas faces livres, em contato com uma escavação. As superfícies das faces são suposta como perfeitamente planas e os blocos perfeitamente rígidos e indeformáveis.

Um procedimento fundamentado segundo um estudo vetorial permite identificar os movimentos potenciais para um bloco poliédrico, descrevendo apenas os movimentos de translação, as rotações não são consideradas. Define-se por \underline{r} a resultante de esforços motores agindo sobre o bloco, e supostamente conhecida, por exemplo, o peso próprio do bloco. Designa-se por \underline{x} um vetor unitário, a possibilidade de um movimento paralelo a \underline{x} é condicionada pelas duas condições a seguir:

$$\underline{r} \cdot \underline{x} > 0 \text{ e } \underline{n}_i \cdot \underline{x} \geq 0 \quad (3.1)$$

Onde \underline{n}_i é a normal a i -ésima face de contato, dirigida para o interior do bloco.

A primeira desigualdade traduz o fato que \underline{r} produz movimento na translação definida pelo vetor \underline{x} , e a segunda desigualdade exprime a condição de não interpenetração entre blocos, assim o movimento se produz na direção que forma o menor ângulo com \underline{r} :

$$\underline{r} \cdot \underline{x} = \max(\underline{r} \cdot \underline{x} \text{ que verifica 3.1}) \quad (3.2)$$

As condições (3.1) e (3.2) definem trs tipos de movimento possíveis:

- A queda direta, onde o bloco se desprende de todas suas faces;
- Um deslizamento paralelo a uma face, deslizamento plano;
- Um deslizamento paralelo a duas faces ao longo de uma aresta comum as duas faces, deslizamento diédrico.

O processo se desenvolve em várias etapas sucessivas para analisar uma a uma as faces do poliedro considerado. Este processo determina além da possibilidade de movimento de um bloco seu tipo de deslizamento.

Warburton definiu para os blocos considerados, um fator de segurança para levar em consideração as forças de “resistência”, ao se adotar um critério de ruptura de Coulomb, e das forças motoras $\underline{r} \cdot \underline{x}$. Este fator permite se avaliar segundo este método a estabilidade ou instabilidade do bloco.

Todavia Warburton ressalta que blocos previstos como instáveis podem tornar-se auto suportados e outros considerados estáveis podem ruir por uma combinação de chaveamento e rotação. Esta contradição é devida a indeterminação estática dos blocos, tornando impossível calcular as reações normais a partir de equações de equilíbrio estático. Enfim certos blocos previstos estáticos podem ser expelidos pelos blocos vizinhos. Esta última observação é importante, pois ressalta a necessidade de considerar a interação entre blocos, a análise de quaisquer blocos pode fornecer uma visão muito otimista da estabilidade do maciço rochoso.

3.2.2 Teoria dos Blocos (Goodman & Shi, 1985, 1989)

Este método é baseado sobre a seguinte afirmação: a estabilidade de uma obra em meio rochoso fraturado é assegurada se a estabilidade dos blocos chaves é assegurada. E se utiliza da realização de uma análise geométrica para localizar os blocos potencialmente instáveis (os blocos chaves) no maciço fraturado.

As superfícies das juntas são perfeitamente planas e os blocos rígidos e indeformáveis, a posição das famílias de fraturas é conhecida de maneira determinística e as discontinuidades se estendem por todo o domínio de estudo. O axioma fundamental desta teoria se enuncia como:

“A ruptura de uma escavação começa com o movimento de um bloco para dentro do espaço escavado. A queda de um primeiro bloco aumenta o espaço e assim apresenta a possibilidade

de deslocamento para os blocos vizinhos, aumentando a degradação até a ruptura do maciço.”

Esta teoria é baseada nos seguintes teoremas:

- A característica finita do bloco: “um bloco com faces livres é dito finito se é intersecção de planos limitado pela escavação e as descontinuidades, retornando a um mesmo ponto.”;
- Dentro dos blocos finitos. Um bloco é passível de entrar em movimento se existe ao menos uma direção segundo o qual o movimento é cinematicamente possível. Matematicamente, este teorema se traduz pela relação $\underline{n}_i \cdot \underline{x} \leq 0$, onde \underline{n}_i representa a normal saindo da i ésima face do bloco e \underline{x} é a direção do movimento.

Os diferentes tipos de blocos são representados na figura 3.1. Cada bloco é tratado individualmente. O objetivo deste método é identificar os blocos chaves, que corresponde a um bloco finito, destacável e que se tornará instável se for intersectado por uma escavação. A queda de um bloco chave não aumenta a possibilidade de instabilidade, mas sua prevenção assegura a estabilidade. A metodologia da detecção dos blocos chave está apresentada esquematicamente na figura 3.2.

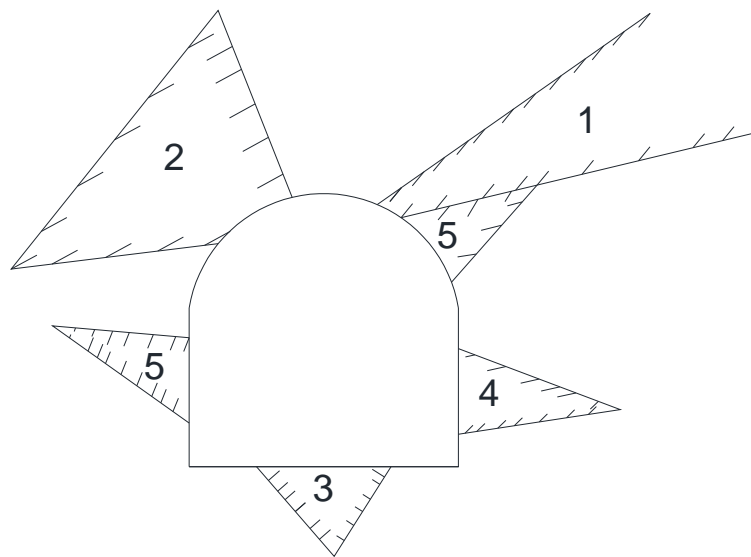


Figura 3.1: tipos de blocos

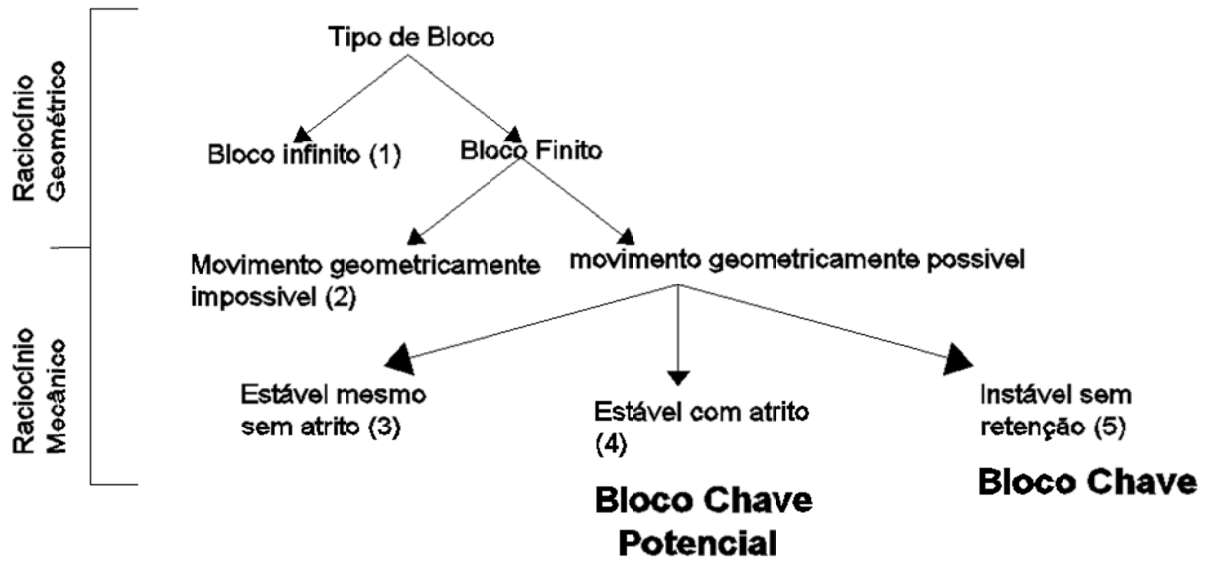


Figura 3.2: detecção de blocos chaves

Os dois métodos apresentados fornecem resultados essencialmente qualitativos.

Eles são principalmente aplicáveis a maciços rochosos que possuam um número pequeno de juntas. Outros métodos analíticos existem como o proposto por Livesley (1978). Entretanto estes métodos são suplantados pelos métodos numéricos quando o número de famílias de fraturas aumenta.

4 PRINCÍPIOS DA ANÁLISE LIMITE E DA HOMOGENEIZAÇÃO DE MEIOS PERIÓDICOS EM ANÁLISE LIMITE

Em geral, os métodos analíticos de análise de estabilidade de maciços fraturados retornam resultados essencialmente qualitativos, fornecendo apenas uma tendência do comportamento do maciço rochoso fraturado. Por outro lado os métodos numéricos como o método dos elementos discretos, tornam-se menos eficientes com o aumento da densidade de juntas devido à dificuldade de modelar o problema e pelo aumento do tempo de processamento em decorrência do crescimento do número de graus de liberdade.

Devido a este quadro, uma abordagem alternativa torna-se necessária para a situação de maciços fortemente fraturados, e esta abordagem consiste na combinação da teoria da análise limite com o método de homogeneização de meios periódicos.

4.1 ANÁLISE LIMITE

A análise limite ou cálculo à ruptura é uma das metodologias de dimensionamento mais antigas, com os primeiros estudos propostos por Galileu em 1638 e por Coulomb em 1773, mantendo-se uma metodologia atual e eficiente, estando inserida na classe dos métodos diretos por não levar em consideração o histórico de carregamento do sistema.

A análise limite se baseia no conhecimento da geometria do sistema, do carregamento aplicado e da capacidade de resistência dos materiais constitutivos. Desta forma a teoria da análise limite impõe como condição necessária para a estabilidade do sistema é que seja assegurada a compatibilidade entre as equações de equilíbrio quasi-estático do sistema e as condições impostas pelas capacidades de resistência do material:

$$\textit{estabilidade potencial do sistema} \Leftrightarrow \textit{compatibilidade} \begin{cases} \textit{equilíbrio do sistema} \\ \textit{capacidade de resistência dos materiais} \end{cases}$$

O termo potencial exprime o fato que a compatibilidade entre o equilíbrio e as capacidades de resistência dos materiais é apenas uma condição necessária para a estabilidade, a incompatibilidade assegura a instabilidade do sistema. Salençon (1983) expõe de maneira mais detalhada a diferença entre estabilidade potencial e estabilidade efetiva, entretanto este trabalho se concentra no caso pertinente à análise limite que é a compatibilidade entre estabilidade potencial e estabilidade efetiva se o sistema possuir ductilidade.

4.1.1 Domínio dos Carregamentos Potencialmente Suportáveis

Considerando um sistema estrutural, ocupando um volume Ω no espaço e de fronteira $\partial\Omega$, submetido a um carregamento $\underline{Q} = (Q_i)_{i=1,n}$ dependente de um número finito de parâmetros n . Define-se por $G(\underline{x}) \in \mathbb{R}^6$ a superfície convexa do critério de resistência do meio constitutivo no ponto \underline{x} de Ω .

A análise limite tem por objetivo determinar o domínio K dos carregamentos potencialmente suportáveis pela estrutura, ou seja, os carregamentos onde há um campo de tensões $\underline{\sigma}$ estaticamente admissível (E.A.) onde o critério de resistência do material constitutivo é respeitado em todos os pontos, ou seja:

$$\underline{Q} \in K \Leftrightarrow \begin{cases} \operatorname{div} \underline{\sigma} + \rho \cdot \underline{g} = 0 \\ \underline{\sigma} \cdot \underline{n} = \underline{T} \text{ (em parte de } \delta\Omega) \\ \underline{\sigma} \in G(\underline{x}) \forall \underline{x} \in \Omega \end{cases} \quad (4.1)$$

Onde $\rho \cdot \underline{g}$ representa as força de volume do corpo.

De forma que a definição matemática de K é:

$$K = \{ \underline{Q} \mid \exists \underline{\sigma} \text{ E.A. com } \underline{Q} \text{ e } \underline{\sigma} \in G(\underline{x}) \quad \forall \underline{x} \in \Omega \} \quad (4.2)$$

A geometria sendo fixada, a determinação do domínio K necessita somente da capacidade de resistência do meio constituinte e não de sua lei de comportamento completa.

Devido às propriedades de $G(\underline{x})$, o domínio K possui as seguintes propriedades:

- O carregamento nulo $Q = 0$ pertence a K , logo $\underline{\sigma} = 0 \in K, \forall \underline{x} \in \Omega$;
- K é convexo;
- $K \in \mathbb{R}^n$, onde n é o número finito de parâmetros de carregamento.

Deste modo um carregamento é suportável caso encontre-se no interior de K . Os carregamentos que se encontram na fronteira de K são denotados carregamentos limites. A figura 4.1 demonstra o domínio dos carregamentos potencialmente suportáveis, para um modo de carregamento de 2 parâmetros, \underline{Q}_l e \underline{Q}_k .

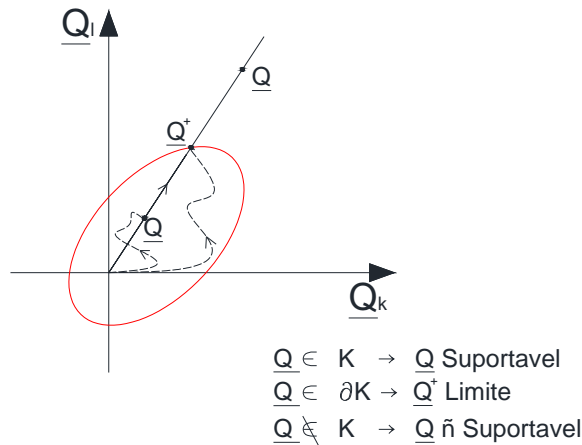


Figura 4.1: Domínio de K

Como o objetivo da análise limite é encontrar os carregamentos limites, algumas propriedades dos mesmos podem ser enunciadas:

- O carregamento limite sobre um trajeto de carregamento é independente das tensões iniciais;
- São independentes do trajeto de carga;
- São independentes das propriedades elásticas do material constitutivo;
- Sua determinação pode ser feita diretamente, sendo desnecessário resolver o problema elasto-plástico passo a passo ao longo do trajeto de carregamento, a partir do estado inicial conhecido.

A determinação analítica de K não é em geral possível. Assim, utilizam-se os teoremas estático e cinemático da análise limite para aproximar-se K pelo interior e pelo exterior, respectivamente.

4.1.1.1 Abordagem pelo interior de K (Método Estático)

A aproximação pelo interior de K é feita levando-se em consideração o teorema do limite inferior, que afirma que se a carga atuante tem uma magnitude que permita encontrar um

campo de tensões que satisfaça às condições de equilíbrio no interior e no contorno do sólido e em qualquer ponto do mesmo as tensões respeitam o critério de resistência do material, então a carga atuante é menor ou no máximo igual à carga de colapso da estrutura (Chen & Liu, 1990). Esse enunciado é matematicamente descrito por:

$$\left. \begin{array}{l} \underline{\underline{\sigma}} \text{ é E.A.} \\ \underline{\underline{\sigma}} \in G(\underline{x}) \quad \forall \underline{x} \in \Omega \end{array} \right| \rightarrow \underline{Q}(\underline{\underline{\sigma}}) \in K \quad (4.3)$$

Esta abordagem, no entanto é de difícil aplicação prática, pois não é trivial visualizar campos de tensão estaticamente admissíveis em uma estrutura qualquer, que satisfaçam o critério de resistência em todos os pontos do volume Ω . A figura 4.2 mostra a aproximação pelo interior de K.

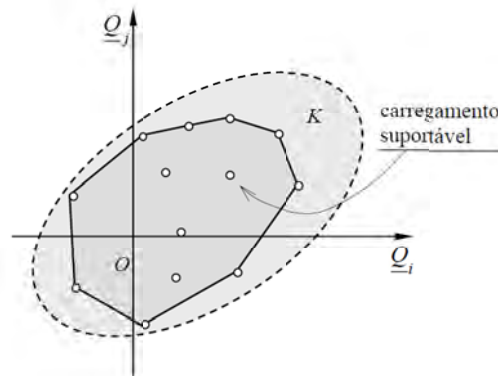


Figura 4.2: Aproximação pelo interior de K

4.1.1.2 Abordagem pelo Exterior de K (Método Cinemático)

A aproximação pelo exterior de K é baseada no teorema do limite superior, que afirma que se considerando um campo de velocidades cinematicamente admissível (C.A.), um carregamento cuja potência das forças externas iguale a potência interna plástica de deformação será maior ou no máximo igual à carga limite da estrutura (Chen & Liu, 1990). E matematicamente é descrito por:

$$\left\{ \begin{array}{l} \forall \underline{Q} \in K, \forall \underline{u} \text{ C.A no sistema} \\ P_{ext}(\underline{Q}, \underline{u}) = \underline{Q}(\underline{u}) \cdot \dot{q}(\underline{u}) \leq \int_{\Omega} \pi(\underline{x}, \underline{d}(\underline{x})) d\Omega + \int_{\Sigma} \pi(\underline{x}, \underline{n}(\underline{x}), [\underline{u}(\underline{x})]) d\Sigma \end{array} \right. \quad (4.4)$$

Onde \underline{u} denota um campo de velocidades cinematicamente admissível de velocidades virtuais, Σ designa o conjunto de superfícies de descontinuidade dos campos de velocidades localizadas $[\underline{u}(\underline{x})]$, sendo $\underline{n}(\underline{x})$ o vetor normal a estas descontinuidades e $\underline{\underline{d}}(\underline{x})$ representa a taxa de deformação virtual. P_{ext} é a potencia virtual do carregamento $\underline{Q}(\underline{u})$ e $\underline{\dot{q}}(\underline{u})$ é o vetor de parâmetros cinemáticos que surgem da dualidade dos parâmetros do carregamento \underline{Q} . As funções π são denominadas funções de apoio do critério de resistência (*support functions*) e representam a potência resistente máxima do material e são definidas como:

$$\pi(\underline{x}, \underline{\underline{d}}(\underline{x})) = \max(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) : \underline{\underline{d}}(\underline{x}) \mid \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x})) \quad (4.5)$$

$$\pi(\underline{x}, \underline{n}(\underline{x}), [\underline{u}(\underline{x})]) = \max([\underline{u}(\underline{x})] \cdot \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x}) \mid \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x})) \quad (4.6)$$

As funções π são tabeladas para os diversos critérios de resistência e quando integradas sobre os domínios Ω e Σ representam a potência resistente máxima do sistema, dada por:

$$P_{rm} = \int_{\Omega} \pi(\underline{x}, \underline{\underline{d}}(\underline{x})) d\Omega + \int_{\Sigma} \pi(\underline{x}, \underline{n}(\underline{x}), [\underline{u}(\underline{x})]) d\Sigma \quad (4.7)$$

A expressão 4.4 é uma condição necessária a ser satisfeita por todos os carregamentos potencialmente suportáveis sendo concisamente escrita por:

$$\begin{cases} \forall \underline{Q} \in K, \forall \underline{u} \in C. A \text{ no sistema} \\ K \subset \{P_{ext}(\underline{Q}, \underline{u}) \leq P_{rm}(\underline{u})\} \end{cases} \quad (4.8)$$

Deste modo, para fazer a aproximação pelo exterior de K, toma-se \underline{u} , o campo de velocidades virtuais cinematicamente admissíveis, calcula-se $P_{rm}(\underline{u})$ a partir das funções π , e calcula-se $P_{ext}(\underline{Q}, \underline{u})$, onde $\underline{\dot{q}}(\underline{u})$ é conhecido e lembrando que o domínio K é convexo e incluso no semi-espaço de \mathbb{R}^n definido pelas inequações (4.8). Ao repetir a operação para diversos campos de velocidades virtuais $\underline{\dot{u}}$ encontra-se rapidamente uma aproximação pelo exterior de K como mostra a figura 4.3. Mostra-se que, como regra campos de velocidades cinematicamente admissíveis são mais fáceis de supor que campos de tensões estaticamente admissíveis, portanto, em muitos casos, estimam-se as cargas limites apenas pelo método

cinemático (Lubliner, 1990). Dentre os campos de velocidade virtuais, são de particular importância os campos de deformação concentrada em pontos (rotulas plásticas) para o caso 1D, em linhas para o caso 2D e em superfícies para o caso 3D denominados Mecanismos de ruptura, nos quais há formações de blocos que se movimentam de maneira rígida e a deformação só ocorre ao longo das superfícies de ruptura (linha e rotulas plásticas).

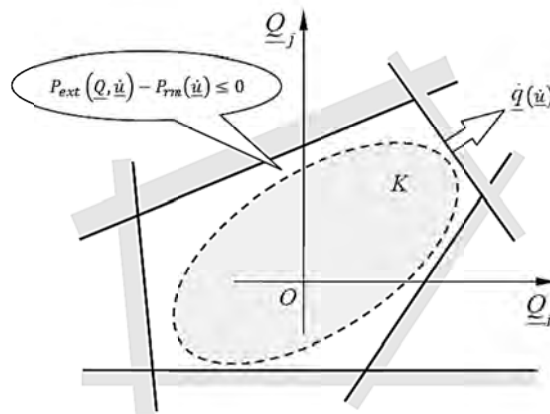


Figura 4.3: aproximação pelo exterior de K

4.1.1.2.1 Função de Apoio π para Material de Coulomb

Como apresentado no item 2.1.1.2.1 o critério de Coulomb é um critério de resistência convexo, adequado a materiais cuja plasticidade seja dependente da pressão hidrostática, como por exemplo, os geo-materiais, a equação que define seu contorno é apresentada pela equação (2.5). Assim a função de apoio π para os materiais de Coulomb são descritas por:

$$\pi_m(\underline{d}) = \max\{\underline{\sigma}; \underline{d}; \underline{\sigma} \in G_m\} = \begin{cases} H_m \cdot \text{tr} \underline{d} & \text{se } \text{tr} \underline{d} \geq (|d_I| + |d_{II}| + |d_{III}|) \cdot \text{sen} \varphi_m \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (4.9)$$

$$\pi_m(\underline{n}, [\underline{u}]) = \max\{\underline{\sigma} \cdot \underline{n}; [\underline{u}]; \underline{\sigma} \in G_m\} = \begin{cases} H_m \cdot [\underline{u}] \cdot \underline{n} & \text{se } [\underline{u}] \cdot \underline{n} \geq |\underline{u}| \cdot \text{sen} \varphi_m \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (4.10)$$

Onde \underline{d} é o tensor das taxas de deformação virtuais, d_I , d_{II} e d_{III} são as taxas de deformação principais do mesmo, $H = c / \text{tg} \varphi_m$, \underline{n} é a normal a superfície do bloco em movimento e \underline{u} é a velocidade virtual do bloco animado.

4.1.2 Mecanismo de Ruptura para Túneis Escavados em Maciços Homogêneos pelo Método Cinemático

Com o intuito de exemplificar a metodologia de cálculo do método cinemático da análise limite apresenta-se a análise de estabilidade de um mecanismo de ruptura para escavações de

túneis em maciços homogêneos cuja ruptura não ocorra na frente de escavação considerando um mecanismo de cone tridimensional.

4.1.2.1 Propriedades de Resistência

O critério de resistência adotado para descrever as capacidades de resistência dos materiais constituintes do problema é o critério de Coulomb cujas funções de apoio são descritas pelas equações (4.9) e (4.10).

4.1.2.2 Modo de Carregamento

A estrutura é submetida a um único parâmetro de carregamento, seu peso próprio notado por γ . Desta forma o domínio dos carregamentos potencialmente suportáveis toma a forma:

$$K = [0, \gamma^+] \quad (4.11)$$

Uma maneira clássica de análise dimensional mostra que γ^+ toma a forma:

$$\gamma^+ = \frac{C_m}{D_o} \cdot F^+(\varphi_m) \quad (4.12)$$

Onde F^+ age como um fator sem dimensão que controla a estabilidade do túnel. E que será aproximado pelo exterior pelo método cinemático da análise limite.

4.1.2.3 Geometria do Mecanismo

Começa-se a descrever a geometria do problema pela forma do túnel que no caso será modelado como um cilindro formado pela translação de uma meia circunferência de diâmetro D_o ao longo do eixo u do túnel. O mecanismo consiste de um cone de base circular que intersecta o túnel cujo seu eixo z não necessariamente passa pelo eixo u do túnel, como é demonstrado na figura 4.4.

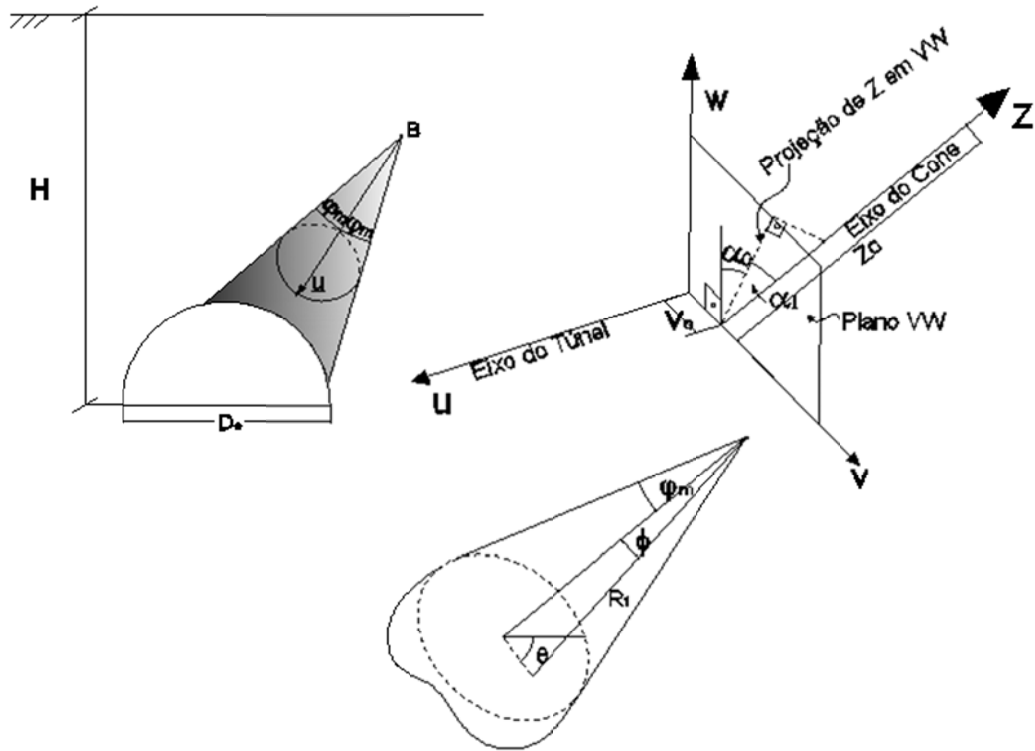


Figura 4.4: Representação tridimensional do mecanismo de Ruptura de Cone

Ao se modelar o cone e o cilindro optou-se por utilizar um sistema de coordenadas esféricas para integrar as áreas e volumes com isso o problema fica totalmente descrito por quatro parâmetros sendo eles dois ângulos diretores (α_0, α_1) que o eixo do cone faz com o sistema do túnel, sendo α_1 o ângulo no espaço que o eixo z do cone forma com o plano da seção do túnel e α_0 o ângulo formado entre o plano xy do cone faz com a horizontal, e a distância Z_0 o vértice do cone até sua origem e a distância v_0 entre o eixo do túnel e sua origem. Desta forma a área lateral do bloco e o volume do mesmo assumem respectivamente a forma:

$$V = \int_0^{2\pi} \int_0^{\varphi_m} \int_0^{R_1(\varphi, \theta)} r^2 \cdot \text{sen } \phi \cdot dr \cdot d\phi \cdot d\theta \quad (4.13)$$

$$A_l = \int_0^{2\pi} \int_0^{R_1(\varphi_m, \theta)} r \cdot \text{sen } \varphi_m \cdot dr \cdot d\theta \quad (4.14)$$

$$R_1 = \frac{-b(\varphi, \theta) + \sqrt{b(\varphi, \theta)^2 - 4 \cdot a(\varphi, \theta) \cdot c}}{2 \cdot a(\varphi, \theta)} \quad (4.15)$$

$$\begin{aligned}
a &= (\text{sen } \phi)^2 \cdot (\text{cos } \theta)^2 \cdot (\text{cos } \alpha_1)^2 + (\text{sen } \phi)^2 \cdot (\text{sen } \theta)^2 \cdot (\text{sen } \alpha_1)^2 \\
&\quad + 2 \cdot (\text{sen } \phi)^2 \cdot \text{sen } \theta \cdot \text{cos } \theta \cdot \text{sen } \alpha_1 \cdot \text{cos } \alpha_1 + (\text{cos } \phi)^2 \\
b &= -(2 \cdot Z_o \cdot \text{cos } \phi + 2 \cdot v_o \cdot \text{sen } \phi \cdot \text{cos } \theta \cdot \text{cos } \alpha_0 \cdot \text{cos } \alpha_1 \\
&\quad + 2 \cdot v_o \cdot \text{sen } \phi \cdot \text{sen } \theta \cdot \text{cos } \alpha_0 \cdot \text{sen } \alpha_1 + 2 \cdot v_o \cdot \text{cos } \phi \cdot \text{sen } \alpha_0) \\
c &= 2 \cdot v_o \cdot Z_o \cdot \text{sen } \alpha_0 + v_o^2 - \left(\frac{D_o}{2}\right)^2 + Z_o^2
\end{aligned} \tag{4.16}$$

Onde Z_o é a distância entre o vértice do cone e a origem, v_o distância entre o eixo do túnel e a origem, D é o diâmetro do túnel.

Todavia este mecanismo mais geral acarreta em um sistema de otimização complexo uma vez que para cada incremento, tanto na distância do vértice a origem, quanto na distância entre o eixo do túnel e a origem, implica na verificação da intersecção entre cone e eixo o que não é numericamente um processo simples e como é conhecido que para túneis em maciços homogêneos o mecanismo de ruptura deve ser simétrico e com eixo do cone com direção vertical, optou-se por simplificar o sistema apenas considerando $\alpha_1 = 0^\circ$ mas ainda permitindo que o ângulo que o eixo do cone faz com a horizontal pudesse variar em função de um parâmetro, esta escolha de simplificar apenas α_1 foi feita para que o programa de otimização dos mecanismos pudesse ser posteriormente adaptado para o mecanismo tridimensional do caso homogeneizado, ou seja, reduz-se o problema de otimização uma vez que se pode criar uma relação entre v_o e Z_o com o raio do túnel e dois ângulos que identificam onde o cone intersecta o túnel em um plano perpendicular ao eixo do túnel passando pelo eixo do cone, sendo identificados por μ_1 e μ_2 além do ângulo de inclinação do cone μ_3 como demonstrado na figura 4.5.

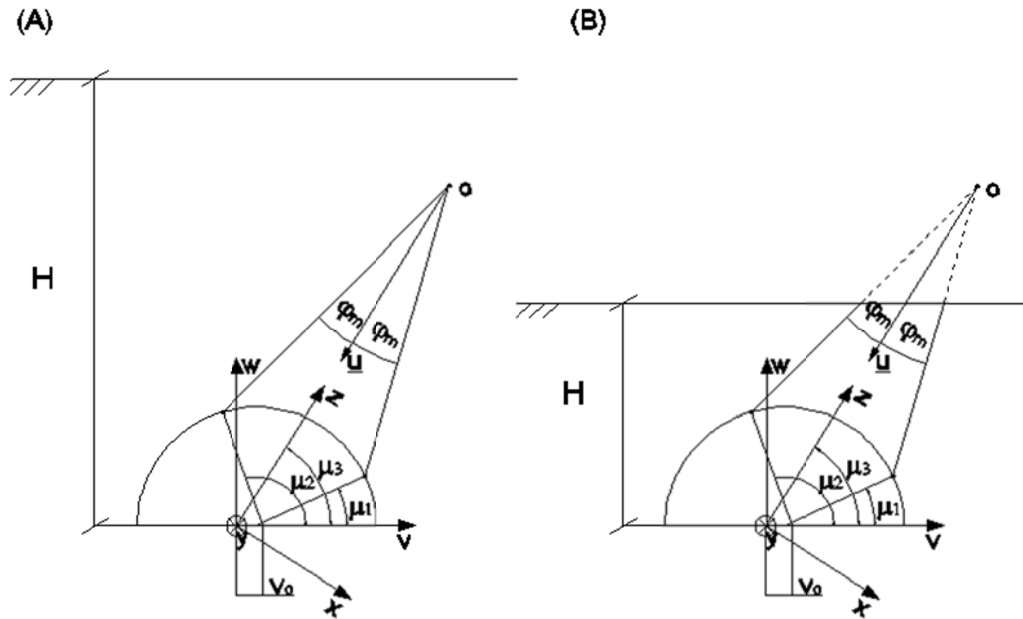


Figura 4.5: Corte perpendicular ao eixo do túnel

Assim a equação (4.16) reduz-se a:

$$\begin{aligned}
 a &= (\text{sen } \phi)^2 \cdot (\cos \theta)^2 + (\cos \phi)^2 \\
 b &= -(2 \cdot Z_0 \cdot \cos \phi + 2 \cdot v_0 \cdot \text{sen } \phi \cdot \cos \theta \cdot \cos \alpha_0 + 2 \cdot v_0 \cdot \cos \phi \cdot \text{sen } \alpha_0) \\
 c &= 2 \cdot v_0 \cdot Z_0 \cdot \text{sen } \alpha_0 + u_0^2 - \left(\frac{D}{2}\right)^2 + Z_0^2
 \end{aligned} \tag{4.17}$$

E desta forma u_0 e Z_0 assumem as seguintes expressões em função de μ_1 , μ e μ_3 e do raio do túnel:

$$\begin{aligned}
 Z_0 = \frac{D}{4} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot (1 + \cos(\mu_2 - \mu_1))} \cdot \frac{\text{sen}\left(\frac{2 \cdot \pi - (\mu_2 + \mu_1)}{2}\right)}{\text{sen } \mu_3} \right. \\
 \left. + \sqrt{2 \cdot (1 - \cos(\mu_2 - \mu_1))} \cdot \frac{\text{sen}\left(\frac{\pi - \mu_2 + \mu_1 - 2 \cdot \mu_3 - 2 \cdot \phi_m}{2}\right)}{\text{sen } \phi} \right]
 \end{aligned} \tag{4.18}$$

$$v_0 = \frac{D}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot (1 + \cos(\mu_2 - \mu_1))} \cdot \frac{\text{sen}(\mu_2 + \mu_1 - 2 \cdot \mu_3)}{2 \cdot \text{sen } \mu_3} \tag{4.19}$$

Desse modo o processo de otimização fica em função de três ângulos cujos limites da procura, em vez de ser a verificação sobre domínio de uma função tornam-se limitações sobre a geometria, o que simplifica muito o problema.

4.1.2.4 Cinemática e Função de Estabilidade

Baseado na geometria descrita anteriormente pode-se descrever o campo de velocidades como:

$$\underline{U}(\underline{x}) = \begin{cases} \underline{u} & \text{se } \underline{x} \in \text{ao bloco em movimento} \\ \underline{0} & \text{se não} \end{cases} \quad (4.20)$$

Para assegurar a pertinência do campo de velocidades a direção de \underline{u} forma com a superfície do cone um ângulo φ_m igual ao ângulo de atrito da matriz rochosa.

A aplicação do teorema cinemático da análise limite estipula que uma condição necessária para a estabilidade do túnel se escreve:

$$P_{ext} \leq P_{rm} \quad (4.21)$$

Onde P_{ext} é a potência das forças externas e P_{rm} é a potência resistente máxima desenvolvida pelo campo de velocidades \underline{U} considerada.

A expressão de P_{ext} toma a forma:

$$P_{ext} = V \cdot \gamma \cdot \underline{u} \quad (4.22)$$

Onde V é o volume do cone. E pode ser igualmente escrita como:

$$P_{ext} = \gamma \cdot u \cdot D^3 \cdot \tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m) \quad (4.23)$$

Onde \tilde{P}_{ext} é uma função adimensional.

Quanto à potência resistente máxima P_{rm} , a contribuição do termo $\pi^{hom}(\underline{d})$ é nulo já que a taxa de velocidade de deformação associada a \underline{U} é nula. Desta forma se reduz ao termo devido a descontinuidades de velocidade:

$$P_{rm} = \int_{\Sigma} \pi^{hom}(\underline{n}, [\underline{U}]) \quad (4.24)$$

Onde $[\underline{U}]$ é a descontinuidade de velocidade ao longo de Σ . De maneira que pode ser escrito como:

$$P_{rm} = A_l \cdot \pi^{hom}(\underline{n}, [\underline{u}]) \quad (4.25)$$

Onde \underline{n} é a normal a superfície do cone e A_l a área lateral do bloco.

P_{rm} pode ser reescrito da mesma forma que P_{ext} e assumir a forma:

$$P_{rm} = C_m \cdot u \cdot D^2 \cdot \tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m) \quad (4.26)$$

E a partir da inequação do teorema cinemático da análise limite e considerando $\gamma = \gamma^+$ tem-se:

$$\gamma^+ \cdot u \cdot D^3 \cdot \tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m) \leq C_m \cdot u \cdot D^2 \cdot \tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m) \quad (4.27)$$

Onde:

$$\frac{\gamma^+ \cdot D}{C_m} \leq \frac{\tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m)}{\tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m)} = f(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m) \quad \forall \mu_i (i = 1, 2, 3) \text{ pertinente} \quad (4.28)$$

E por consequência a majoração obtida para este tipo de mecanismo é dada por:

$$\frac{\gamma^+ \cdot D}{C_m} \leq \min_{\mu_i (i=1,2,3)} f(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \varphi_m) \quad (4.29)$$

A estabilidade do túnel é controlada pelo fator adimensional $\frac{\gamma^+ \cdot D}{C_m}$. A figura 4.6 mostra o limite superior deste fator variando o ângulo de atrito φ_m de 5° a 50° , cabe ainda destacar que a otimização utilizada pelas características do problema é do tipo “força bruta”, ou seja, para cada variação de um dos parâmetros do problema é calculado o limite superior para esta configuração e depois de calculado todos os limites superior para todas as configurações possíveis é escolhido o de menor valor, com isso a otimização fica dependente do passo de variação dos parâmetros, o que pode justificar algumas variações de declividade nos gráficos ao invés da curva suave esperada.

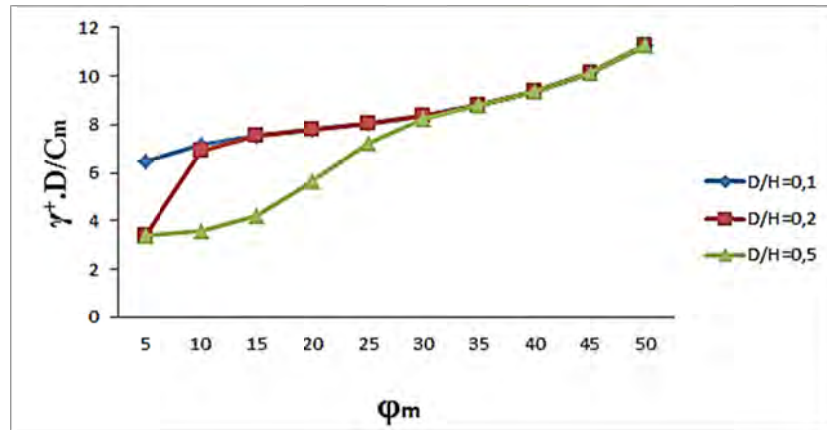


Figura 4.6: estudo paramétrico da função de estabilidade $\frac{\gamma^+.D}{C_m}$ em função do ângulo de atrito

Para pequenos valores de φ_m , o cone ótimo intersecta a superfície do terreno, plano $w = H$. Para valores maiores o cone permanece contido no maciço, não intersecta a superfície do terreno o que explica que os resultados não dependem de D/H.

4.2 Homogeneização dos Meios Periódicos em Análise Limite

Nesta parte do capítulo são apresentados os conceitos básicos da teoria de Homogeneização de meios periódicos em análise limite ressaltando os conceitos fundamentais para o entendimento do critério de resistência apresentado nos próximos capítulos.

4.2.1 Princípios Gerais da Homogeneização dos Meios Periódicos em Análise Limite

Esta metodologia se baseia em duas hipóteses:

- A periodicidade das características geométricas e mecânicas da estrutura;
- A forte heterogeneidade da estrutura.

A validade destas duas hipóteses permite substituir o meio heterogêneo, matriz rochosa fraturada, por um meio homogêneo equivalente, onde as propriedades mecânicas reproduzem o comportamento da estrutura heterogênea em escala global.

Desta maneira, é possível visualizar duas escalas características, uma microscópica, que permite descrever as heterogeneidades, neste caso as juntas, e outra macroscópica, de ordem de grandeza da estrutura.

O método possui três etapas:

- Primeiramente descreve-se a microestrutura, a hipótese da periodicidade das heterogeneidades que permite descrever de maneira determinista a estrutura do meio heterogêneo inicial;
- Em uma segunda etapa, deve-se definir o volume elementar representativo do meio heterogêneo e as grandezas físicas globais em função das grandezas locais;
- Por fim, determina-se as propriedades mecânicas globais da estrutura.

4.2.1.1 Célula de Base

Considere uma estrutura Ω_ε constituída de um meio rochoso fraturado periódico apresentando forte heterogeneidade. Por periodicidade entende-se a periodicidade espacial das características geométricas e de resistência. Esta estrutura constitui-se de uma rocha sã homogênea intersectada por uma família de juntas planas regularmente espaçadas e com capacidade de resistência igual em todas as juntas. O número real ε designa habitualmente o fator de escala, caracterizando a escala do volume elementar pela escala da estrutura. No caso da estrutura apresentada na figura 4.7, ε pode ser representado pelo espaçamento entre duas juntas sucessivas enquanto a grandeza característica da estrutura é a profundidade H . A célula de base \mathcal{A} é o domínio do espaço transformado pela homotetia de razão $1/\varepsilon$ centrada na origem, de modo que $|\mathcal{A}|=1$.

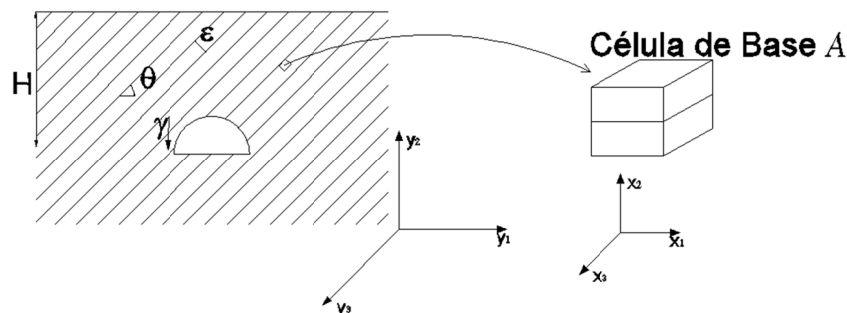


Figura 4.7: maciço rochoso fraturado e célula de base correspondente

4.2.1.2 Posição do Problema

Estudando-se a estabilidade de Ω_ε , supondo a forte heterogeneidade ($\varepsilon \ll 1$), submetido a um carregamento \underline{Q} , que se reduz, no exemplo, ao peso próprio γ . Designa-se por $G^\varepsilon(\underline{y})$ o domínio convexo de resistência em um ponto $\underline{y} \in \Omega_\varepsilon$, definido de modo que:

$$\underline{\underline{\sigma}} \in G(\underline{y}) \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{T} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{e}_i \in G_i & \text{se } \underline{y} \in \text{junta } i \\ \underline{\underline{\sigma}} \in G^m & \text{se não} \end{cases} \quad (4.30)$$

Onde G^m é um domínio de tensões admissíveis para a matriz rochosa supostamente homogênea e G_i é um domínio do \mathbb{R}^3 para cada junta i de normal \underline{e}_i , $i=1$ das forças de superfícies \underline{T} admissíveis para a junta.

Desta maneira o domínio dos carregamentos potencialmente suportáveis da estrutura define-se como:

$$K^\varepsilon = \left\{ \underline{Q}(\underline{y}) \mid \exists \underline{\underline{\sigma}} \text{ E. A. com } \underline{Q}, \underline{\underline{\sigma}}(\underline{y}) \in G^\varepsilon(\underline{y}) \quad \forall \underline{y} \in \Omega_\varepsilon \right\} \quad (4.31)$$

Quando ε tende a 0, as dimensões da célula de base são muito pequenas em relação às da estrutura. Suquet (1983) e de Buhan (1986) mostram que K^ε converge a um domínio assintótico K^0 :

$$K^0 = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} K^\varepsilon \quad (4.32)$$

Em razão da forte heterogeneidade da estrutura é difícil de avaliar diretamente K^0 (ou K^ε , $\varepsilon \ll 1$). Esta dificuldade justifica o emprego de um método de homogeneização que substitui Ω_ε por uma estrutura homogênea associada, permitindo contornar este problema. Para fazer esta homogeneização se utiliza a teoria da homogeneização de meios periódicos aplicada a análise limite (Suquet, 1983; de Buhan, 1986).

4.2.1.3 Estrutura Homogênea Associada

A partir da estrutura periódica inicial Ω_ε submetida a um carregamento \underline{Q} , define-se uma estrutura associada homogênea Ω com as seguintes características:

- Mesma geometria da estrutura inicial, um túnel de diâmetro D e profundidade H ;

- Mesmo carregamento \underline{Q}, γ ;
- É constituída de um meio homogêneo onde as capacidades de resistência são caracterizadas por um domínio de resistência macroscópico G^{hom} , idêntico em todo o ponto \underline{y} de Ω .

A figura 4.8 apresenta a estrutura homogênea associada.

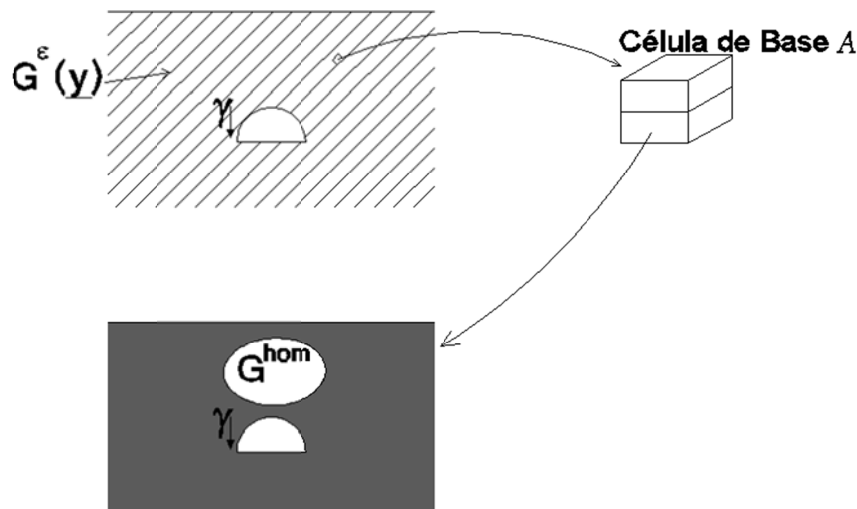


Figura 4.8: problema homogêneo associado

4.2.1.4 Problema Homogêneo Associado

A homogeneização consiste em substituir o problema inicial de determinar K^0 , na prática determinar K^ϵ com ϵ suficientemente pequeno, por um problema homogêneo associado relativo à determinação do domínio K^{hom} , dos carregamentos potencialmente suportáveis pela estrutura homogênea Ω , definido como:

$$K^{hom} = \left\{ \underline{Q} \mid \exists \underline{\sigma} \text{ E. A. com } \underline{Q}; \underline{\sigma} \in G^{hom} \quad \forall \underline{y} \in \Omega \right\} \quad (4.33)$$

Para determinação de K^{hom} primeiro necessita-se determinar o domínio de resistência macroscópico G^{hom} que caracteriza as capacidades de resistência do material homogêneo associado. Esta construção se realiza no nível da célula de base A , resolvendo-se um problema auxiliar de análise limite, e dependerá a priori das capacidades de resistência dos constituintes do maciço, rocha sã e as juntas.

4.2.1.5 Validade do Método

A questão da validade reside na ligação entre a solução K^{hom} do problema sobre a estrutura homogênea associada e a solução de K^ε do problema inicial. Um resultado estabelecido por Suquet (1983), depois generalizado por de Buhan (1986), permite afirmar que os problemas são equivalentes ($K^{hom} = K^0$) no contorno.

4.2.2 Critério de Resistência Macroscópico

O domínio de resistência macroscópico G^{hom} advém da resolução de um problema auxiliar de análise limite colocado sobre a célula de base \mathcal{A} .

4.2.2.1 Definição do Modo de Carregamento sobre a Célula de Base

Define-se o modo de carregamento sobre a célula de base a partir do seguinte conjunto do espaço S dos campos de tensões estaticamente admissíveis e do espaço C dos campos de velocidades cinematicamente admissíveis.

4.2.2.1.1 Espaço S

Um campo de tensões definido em todo ponto \underline{x} da célula de base pertence a S se e somente se $\underline{\underline{\sigma}}$ verifica:

$$\begin{cases} \operatorname{div} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) = 0 \quad \forall \underline{x} \in \mathcal{A} \\ [\underline{\underline{\sigma}}] \cdot \underline{n} = \underline{0} \text{ na passagem de uma superfície de descontinuidade } \underline{\underline{\sigma}} \text{ normal } \underline{n} \\ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} \text{ antiperiódico} \end{cases} \quad (4.34)$$

Esta última condição exprime que os vetores de tensão são opostos em dois pontos quaisquer situados em duas faces opostas de \mathcal{A} , figura 4.9.

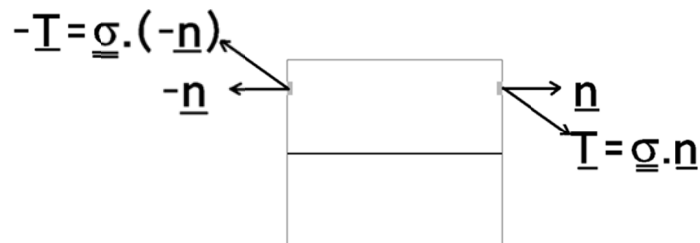


Figura 4.9: antiperiodicidade do campo de tensões

$\underline{\underline{\sigma}}$ é dito estaticamente admissível com $\underline{\underline{\Sigma}}$ se pertence a S e $\underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \int_A \underline{\underline{\sigma}} dA$.

4.2.2.1.2 Espaço C

Da mesma maneira um campo de velocidades \underline{u} pertence a C se e somente se:

$\left\{ \begin{array}{l} \underline{u} \text{ é contínuo por partes em } A \\ \text{o campo } \underline{u}^* = \underline{u} - \underline{F} \cdot \underline{x} \text{ é periódico, } \underline{u} \text{ possui o mesmo valor em qualquer dois pontos opostos de } A. \end{array} \right.$

$$\underline{F} = \langle \text{grad } \underline{u} \rangle = \int_{\partial A} \underline{u} \otimes \underline{n} dS = \int_A \langle \text{grad } \underline{u} \rangle dA + \int_{\Sigma} [\underline{u}] \otimes \underline{n}_{\Sigma} d\Sigma \quad (4.35)$$

Onde Σ designa a superfície de descontinuidade de normal \underline{n}_{Σ} do campo de velocidades \underline{u} , e $[\underline{u}]$ é o valor desta descontinuidade na passagem de Σ .

\underline{u} é dito cinematicamente admissível com \underline{D} se pertence a C e se \underline{D} é a parte simétrica de \underline{F}

$$\underline{D} = \langle \underline{d} \rangle = \frac{1}{2} (\underline{F} + {}^t \underline{F}) = \int_{\partial A} \underline{u} \otimes \underline{n} dS \quad (4.36)$$

Onde \underline{d} é a taxa de deformação associada a \underline{u} e $\underline{u} \otimes \underline{n} = \frac{1}{2} (\underline{u} \otimes \underline{n} + \underline{n} \otimes \underline{u})$.

4.2.2.1.3 Modo de Carregamento

Suquet (1982) estabeleceu que os espaços S e C definissem um modo de carregamento sobre a célula de base \mathcal{A} que depende linearmente de seis parâmetros escalares.

Mais precisamente, as componentes segundo o sistema ortonormal $(0, \underline{x}_1, \underline{x}_2, \underline{x}_3)$ do tensor de tensões macroscópico $\underline{\Sigma} = \langle \underline{\sigma} \rangle$, média volumétrica das tensões em \mathcal{A} pertencentes a S, sendo as componentes do tensor $\underline{\Sigma}$ os parâmetros de carregamento. Da mesma forma, a componente do tensor taxa de deformação macroscópica $\underline{D} = \langle \underline{d} \rangle$ representa os parâmetros cinemáticos associados pela dualidade.

Diz-se que a célula de base é submetida a um carregamento macroscópico $\underline{\Sigma}$, ou é submetida a uma taxa de deformação macroscópica \underline{D} .

4.2.2.2 Definição Estática

Estando as condições de carregamento da célula de base descritas, o domínio de resistência é definido como todos os carregamentos $\underline{\Sigma}$ tal que seja possível associar um campo de tensões $\underline{\sigma}$

pertencente a S , onde a media volumétrica sobre a célula de base é igual a $\underline{\underline{\Sigma}}$ e que respeitem as condições de resistência em todos os pontos da célula. Ou seja:

$$G^{hom} = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} \mid \exists \underline{\underline{\sigma}} \in S; \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \underline{\underline{\Sigma}}; \underline{\underline{\sigma}}(\underline{\underline{x}}) \in G(\underline{\underline{x}}) \quad \forall \underline{\underline{x}} \in A \right\} \quad (4.37)$$

Nota-se que a convexidade do domínio $G(\underline{\underline{x}})$ em todos os pontos da célula de base, assegura a convexidade do domínio G^{hom} . Neste caso a relação (4.30) se escreve:

$$\underline{\underline{\Sigma}} \in G^{hom} \Leftrightarrow \exists \underline{\underline{\sigma}} \in S \begin{cases} \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle = \underline{\underline{\Sigma}} \\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{\underline{x}}) \in G^m \quad \forall \underline{\underline{x}} \in A \\ \underline{\underline{T}} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{e}}_i \in G_i \quad \text{se } \underline{\underline{x}} \in \text{junta de normal } \underline{\underline{e}}_i \end{cases} \quad (4.38)$$

Onde G^m e G_i designam respectivamente os domínios de resistência da rocha sã e da junta i .

4.2.2.3 Definição Cinemática (Dual)

O espaço C está definido, em supondo a equivalência estática e cinemática do domínio G^{hom} ,

Pode-se escrever:

$$G^{hom} = \bigcap \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} \mid \underline{\underline{\Sigma}}: \underline{\underline{D}} \leq \pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) \right\} \quad (4.39)$$

Onde π^{hom} é a função de apoio do domínio G^{hom} :

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = \max \left\{ \underline{\underline{\Sigma}}: \underline{\underline{D}}; \underline{\underline{\Sigma}} \in G^{hom} \right\} \quad (4.40)$$

Que pode ser escrito segundo de Buhan (1986):

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = \min_{\underline{\underline{v}} \in C} \left\{ \langle \underline{\underline{\pi}}(\underline{\underline{D}}) \rangle; \underline{\underline{D}} = \langle \underline{\underline{d}} \rangle \right\} \quad (4.41)$$

Onde π é a função de apoio do domínio $G(\underline{\underline{x}})$:

$$\pi(\underline{\underline{D}}) = \max \left\{ \underline{\underline{\sigma}}: \underline{\underline{d}}(\underline{\underline{x}}); \underline{\underline{\sigma}} \in G(\underline{\underline{x}}) \right\} \quad (4.42)$$

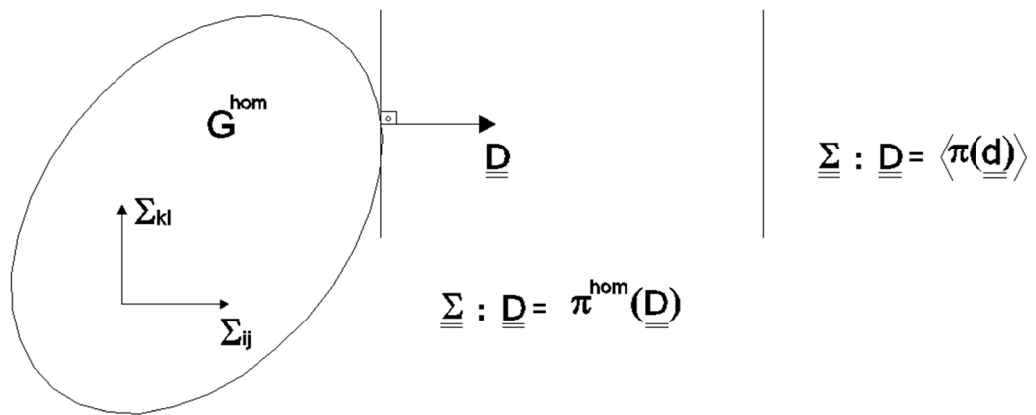


Figura 4.10: aproximação cinemática do domínio de resistência macroscópico G^{hom}

5 CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA PARA O MACIÇO ROCHOSO HOMOGENEIZADO EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

O objetivo deste capítulo é apresentar um critério de resistência macroscópico para maciços rochosos fraturados por uma família de fraturas periódica, cujas fraturas são paralelas entre si. Considerando que a densidade de fraturas é suficientemente elevada para justificar um processo de homogeneização. A formulação do critério é a proposta por Fréard (2000) para o caso de estado plano de deformações. Este Capítulo pode ser dividido em três partes: na primeira se apresenta o critério de resistência homogeneizado, na segunda se apresenta dois mecanismos de blocos para análise de estabilidade de túneis em rochas fraturadas e por fim se compara os resultados com a bibliografia.

5.1 DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA MACROSCÓPICO

Inicialmente define-se a célula de base do meio fraturado assim como os critérios de resistência dos constituintes. Após define-se o critério de resistência macroscópico com auxílio de um cálculo auxiliar de análise limite sobre a célula de base. Por fim as funções de apoio são igualmente apresentadas.

5.1.1 Célula de Base e Critério de Resistência dos Constituintes

5.1.1.1 Célula de Base

Considerando um maciço interceptado por uma família de juntas paralelas periódicas de maneira que a célula de base seja um cubo de volume unitário: $|A|=1$, figura 5.1. A célula de base é constituída da rocha sã contendo uma descontinuidade, que é geometricamente definida por um plano de equação $x_2=0$ e normal \underline{e}_2 .

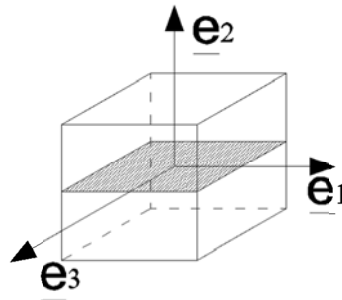


Figura 5.1: representação da célula de base do meio rochoso fraturado

5.1.1.2 Critério de Resistência dos Constituintes

A definição do domínio de resistência macroscópica depende unicamente das capacidades de resistência da matriz rochosa e das juntas, não necessitando outras informações a respeito do comportamento mecânico das mesmas.

5.1.1.2.1 Critério de Resistência para Matriz Rochosa

Como apresentado na parte 2.1.1.2.1 o critério utilizado para matriz rochosa supostamente isotrópica e homogênea é o critério de Coulomb de coesão C_m e ângulo de atrito φ_m . Designa-se por $f_m(\underline{\underline{\sigma}}) \leq 0$ o critério e por \mathcal{G}_m o domínio de resistência correspondente:

$$f_m(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_1 \cdot (1 + \text{sen } \varphi_m) - \sigma_2 \cdot (1 - \text{sen } \varphi_m) - 2 \cdot C_m \cdot \cos \varphi_m \leq 0 \quad (5.1)$$

Onde σ_1 e σ_2 são respectivamente as tensões principal maior e menor

As funções de apoio foram definidas na parte 4.1.1.2.1 nas equações (4.9) e (4.10)

A expressão do critério de resistência para o caso de deformação plana paralela ao plano Ox_1x_2 dada em (2.4) pode ser escrita como:

$$f_m(\underline{\underline{\sigma}}) = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{22} - \sigma_{11}}{2}\right)^2 + \sigma_{12}^2} + \left(\frac{\sigma_{22} + \sigma_{11}}{2}\right) \cdot \text{sen } \varphi_m - C_m \cdot \cos \varphi_m \leq 0 \quad (5.2)$$

Onde σ_{11} , σ_{12} e σ_{22} são as componentes do tensor de tensões $\underline{\underline{\sigma}}$ no plano Ox_1x_2 .

O domínio \mathcal{G}_m corresponde a um cone no espaço \mathbb{R}^3 e é representado na figura 5.2

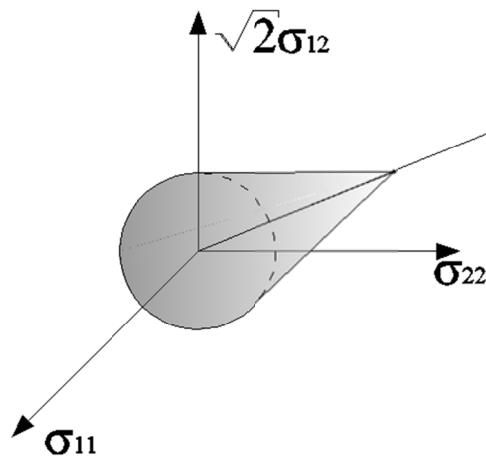


Figura 5.2: domínio de resistência G_m no espaço $(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sqrt{2} \cdot \sigma_{12})$

5.1.1.2.2 Critério de Resistência para Juntas

Modeladas como uma interface onde a normal é \underline{e}_2 , o critério de resistência de junta sobre o vetor de tensões $\underline{T} = \underline{\sigma} \cdot \underline{e}_2$ é adotado o critério de Coulomb de coesão nula e ângulo de atrito φ_i escrito como:

$$f_i(\underline{T}) = |\tau| + \sigma \cdot \text{tg } \varphi_i \leq 0 \quad (5.3)$$

Onde τ e σ são as componentes tangencial e normal do vetor \underline{T} .

O domínio de resistência $G_i \subset \mathbb{R}^2$ correspondente é apresentado na figura 5.2.

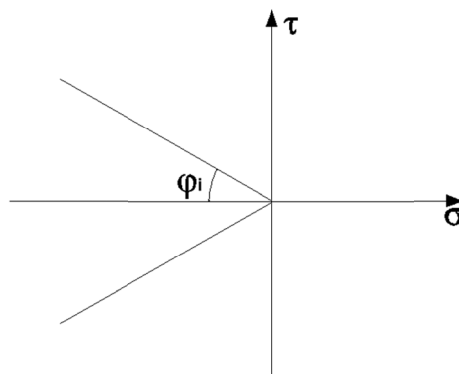


Figura 5.3: domínio de resistência G_i no plano (τ, σ)

As funções de apoio do critério se escrevem:

$$\pi_i(\underline{u}, \underline{n}) = \max\{\underline{T} \cdot \underline{u}; \underline{T} \in \mathcal{G}_i\} = \begin{cases} 0 & \text{se } \underline{u} \cdot \underline{n} \geq |\underline{u}| \cdot \sin \varphi_i \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (5.4)$$

5.1.2 Critério de Resistência Macroscópico

Conhecendo os critério de resistência dos constituintes é possível resolver o problema auxiliar de análise limite sobre a célula de base \mathcal{A} a fim de construir o critério de resistência do meio homogeneizado.

5.1.2.1 Formulação do Critério de Resistência Macroscópico

Lembrando-se da definição do domínio de resistência macroscópico G^{hom} apresentado no capítulo 4, seção 4.2.2.2 e 4.2.2.3 tem-se:

$$\underline{\underline{\Sigma}} \in G^{hom} \Leftrightarrow \exists \underline{\underline{\sigma}} \in S \begin{cases} \underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle \\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in \mathcal{G}^m, \forall \underline{x} \in A \\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{e}_2 \in \mathcal{G}_i, \forall \underline{x} \in junta \end{cases} \quad (5.5)$$

Onde S é o espaço dos campos de tensão de divergente nulo e que verificam as condições de periodicidade da célula de base.

A definição (5.5) pode ser escrita de maneira equivalente por:

$$G^{hom} = G^m \cap G_i' \quad (5.6)$$

Onde G_i' é definido por:

$$G_i' = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} \mid \exists \underline{\underline{\sigma}} \in S, \underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle, \forall \underline{x} \in junta, \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{e}_2 \in \mathcal{G}_i \right\} \quad (5.7)$$

E introduzindo o domínio G_i tal que o tensor de tensões macroscópico $\underline{\underline{\Sigma}}$ aja sobre a junta de normal \underline{e}_2 e pertença ao domínio G_i :

$$G_i = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} \mid \underline{\underline{\Sigma}} \cdot \underline{e}_2 \in \mathcal{G}_i \right\} \quad (5.8)$$

Mostra-se que G_i' e G_i são iguais logo G^{hom} fica:

$$G^{hom} = G^m \cap G_i \quad (5.9)$$

Nota-se que G_i corresponde simplesmente ao domínio de resistência macroscópico considerando que a capacidade de carga da rocha são é considerada infinita em relação à capacidade da junta.

5.1.2.2 Características do Domínio G_i

Levando em conta o critério adotado para as juntas, a definição de G_i se exprime da seguinte maneira:

$$\underline{\underline{\Sigma}} \in G_i \Leftrightarrow g(\underline{\underline{\Sigma}}) = |\Sigma_{12}| + \Sigma_{22} \cdot \text{tg } \varphi_i \leq 0 \quad (5.10)$$

Onde $\Sigma_{ij} (i, j = 1, 2)$ são as componentes de $\underline{\underline{\Sigma}}$.

G_i é o domínio de \mathbb{R}^3 delimitado por dois planos de equação: $\Sigma_{22} \cdot \tan \varphi_i = \pm \Sigma_{12}$. G_i pode igualmente ser caracterizado por sua função de apoio :

$$\pi_i(\underline{\underline{D}}) = \max \{ \underline{\underline{\Sigma}} : \underline{\underline{D}}; \underline{\underline{\Sigma}} \in G_i \} \forall \underline{\underline{D}} \in \mathbb{R}^3 = \begin{cases} 0 & \text{se } \underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_i \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (5.11)$$

Onde $\underline{\underline{D}}$ representa o tensor de taxa de deformação e \mathcal{C}_i é o cone das normais exteriores a G_i . Este cone designa igualmente o domínio de pertinência para o critério definido por G_i . Sendo definido por:

$$\mathcal{C}_i = \{ \underline{\underline{D}} \mid D_{11} = 0, D_{22} \geq 2 \cdot \tan \varphi_i \cdot |D_{12}| \} \quad (5.12)$$

O traço de \mathcal{C}_i é apresentado na figura 5.3

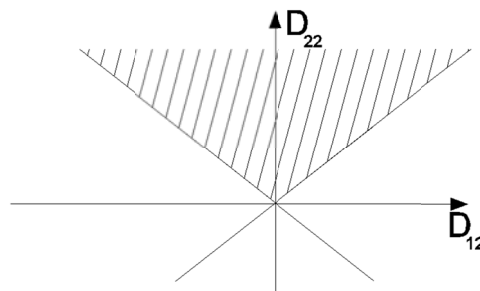


Figura 5.4: traço do domínio de pertinência \mathcal{C}_i no plano (D_{12}, D_{22})

5.1.2.3 Domínio $g_i(\underline{\underline{N}})$

Define-se o domínio $g_i(\underline{\underline{N}})$ como a envoltória dos vetores $\underline{\underline{T}} = \underline{\underline{\Sigma}} \cdot \underline{\underline{N}}$ agindo sobre a face de normal $\underline{\underline{N}}$ tal que $\underline{\underline{\Sigma}} \in G_i$:

$$g_i(\underline{N}) = \{ \underline{T} = \underline{\Sigma} \cdot \underline{N}, \underline{\Sigma} \in G_i \} \quad (5.13)$$

$g_i(\underline{N})$ constitui a representação do domínio G_i no plano de Mohr (σ, τ) . Onde $\sigma = \underline{T} \cdot \underline{N}$ é a componente normal e $\tau = \underline{T} \cdot \underline{t}$ a componente tangencial. Adotou-se por convenção $(\underline{t}, \underline{N}) = \pi/2$. O ângulo formado por \underline{e}_2 e a normal \underline{N} é notado por α e $\alpha \in [-\pi/2, \pi/2]$, em detrimento de se exprimir as fórmulas em função de \underline{e}_2 ou $-\underline{e}_2$. A figura 5.5 apresenta o quadro da orientação das faces.

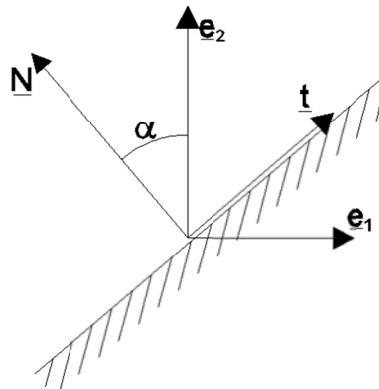


Figura 5.5: definição da orientação dos vetores

A construção de $g_i(\underline{N})$ é feita recordando-se da definição dual de seu domínio:

$$g_i(\underline{N}) = \{ \underline{T}, \forall \underline{u} \underline{T} \cdot \underline{u} \leq \pi_i(\underline{N}, \underline{u}) \} \quad (5.14)$$

Onde \underline{u} é um salto de velocidade qualquer na passagem da face de normal \underline{N} e $\pi_i(\underline{N}, \underline{u})$ a função de apoio $g_i(\underline{N})$. Observando que $\mathcal{C}_i(\underline{N})$ é o cone das normais exteriores a $g_i(\underline{N})$ tem-se que:

$$\pi_i(\underline{N}, \underline{u}) = \begin{cases} 0 & \text{se } \underline{u} \in \mathcal{C}_i(\underline{N}) \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (5.15)$$

A definição explícita de $\mathcal{C}_i(\underline{N})$ é apresentada em Fréard (2000), mostra-se que:

- Se $\underline{N} \cdot \underline{e}_2 = 1 (\alpha = 0)$, o domínio de $g_i(\underline{N})$ obtido é o cone de Coulomb $(\mathcal{C}_i = 0, \varphi_i)$ que é o mesmo do domínio G_i das juntas que é definido por:

$$g_i(\underline{N}) = \{ \underline{T}, |\tau| \leq -\sigma \cdot \text{tg } \varphi_i \} \quad (5.16)$$

- Se $|\underline{N} \cdot \underline{e}_2| < \text{sen } \varphi_i$ ($|\cos \alpha| < \text{sen } \varphi_i$), o domínio de $g_i(\underline{N})$ corresponde ao espaço \mathbb{R}^2 :

$$g_i(\underline{N}) = \mathbb{R}^2 \quad (5.17)$$

- Se $|\underline{N} \cdot \underline{e}_2| \geq \text{sen } \varphi_i$ ($|\cos \alpha| \geq \text{sen } \varphi_i$), o domínio de $g_i(\underline{N})$ é definido por:

$$g_i(\underline{N}) = \{\underline{T}, \sigma \leq \tau \cdot \text{tg } \alpha\} \quad (5.18)$$

De modo que $g_i(\underline{N})$ é um semiplano no plano (σ, τ) , como apresentado na figura 5.5.

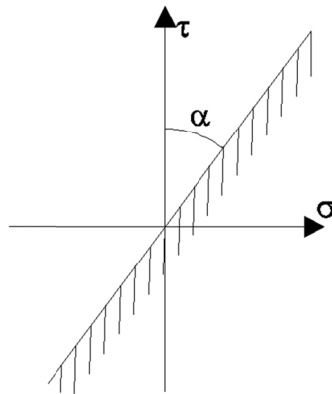


Figura 5.6: representação do domínio $g_i(\underline{N})$

A dependência do critério em (σ, τ) do cisalhamento é consequência de sua natureza anisotrópica.

5.1.2.4 Definição do Domínio G^m

A convexa G^m é idêntica a \mathcal{G}^m de modo que:

$$\underline{\underline{\Sigma}} \in G^m \Leftrightarrow \underline{\underline{\Sigma}} \in \mathcal{G}^m \quad (5.19)$$

Lembrando que sua função de apoio se escreve como:

$$\pi_m(D) = \begin{cases} H_m \cdot \text{tr } \underline{\underline{D}} & \text{se } \underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (5.20)$$

Onde $H_m = C_m \cdot \text{cotg } \varphi_m$. \mathcal{C}_m é o domínio de pertinência, cone de normais a G^m , de forma que:

$$\underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m \Leftrightarrow \left\{ \underline{\underline{D}} \mid \text{tr } \underline{\underline{D}} \geq (|D_I| + |D_{II}|) \cdot \text{sen } \varphi_m \right\} \quad (5.21)$$

Com D_I e D_{II} os valores principais de $\underline{\underline{D}}$.

5.1.3 Construção do Domínio Convexo G^{hom}

5.1.3.1 Representação no Espaço $(\Sigma_{11}, \Sigma_{22}, \sqrt{2} \cdot \Sigma_{12})$

A convexa macroscópica G^{hom} é construída no espaço $(\Sigma_{11}, \Sigma_{22}, \sqrt{2} \cdot \Sigma_{12})$ como a intersecção das convexas G^m e G^i , e é o cone G^m truncado pelos planos delimitantes de G^i , figura 5.7. Do ponto de vista da resistência, o meio homogeneizado é ortótropo em torno das direções das juntas.

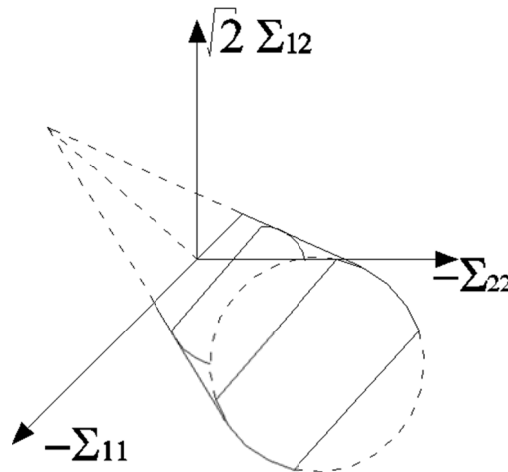


Figura 5.7: representação no espaço de tensões bidimensionais do domínio de resistência G^{hom}

5.1.3.2 Representação de G^{hom} no Espaço das Tensões Desviadoras

A fim de estudar o domínio de G^{hom} nos planos desviadores, introduz-se o sistema de coordenadas (p, s, t) , deduzido de $(\Sigma_{11}, \Sigma_{22}, \sqrt{2} \cdot \Sigma_{12})$ por uma rotação de quarenta e cinco graus em torno do eixo $\sqrt{2} \cdot \Sigma_{12}$:

$$p = \frac{\Sigma_{11} + \Sigma_{22}}{\sqrt{2}}, \quad s = \frac{\Sigma_{22} - \Sigma_{11}}{\sqrt{2}}, \quad t = \sqrt{2} \Sigma_{12} \quad (5.22)$$

Lembrando que a representação de G^{hom} nos planos desviadores obtém-se em tomar $p = cte$

Neste domínio G_m é um cone de seção circular de vértice $(\sqrt{2} \cdot H_m, 0, 0)$, eixo definido pela equação $s = t = 0$ e abertura $2 \cdot \alpha_m$ definida pela relação $\text{sen } \varphi_m = \text{tg } \alpha_m$

Quanto à G_i é a região delimitada pelos dois planos:

$$t = \pm(p + s) \operatorname{tg} \varphi_i \quad (5.23)$$

Deste modo a convexa G^{hom} é definida por:

$$\underline{\Sigma} \in G^{hom} \Leftrightarrow \begin{cases} \sqrt{p^2 + s^2} + (p - \sqrt{2} \cdot H_m) \cdot \operatorname{sen} \varphi_m \leq 0 \\ |t| + (p + s) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i \leq 0 \end{cases} \quad (5.24)$$

Com isso G^{hom} fica simétrico ao plano $t=0$ e sua representação é dada pela figura 5.8

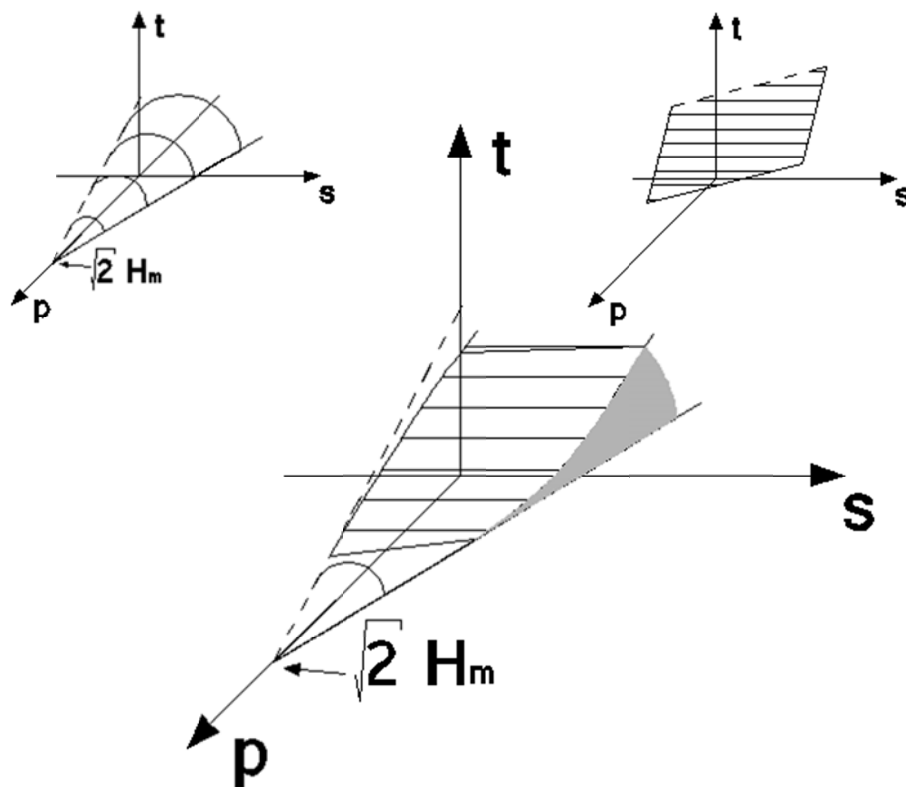


Figura 5.8: Representação de G^{hom} no Espaço das Tensões Desviadoras a) domínio de resistência da rocha intacta b) representação das condições de ruptura das juntas c) domínio de resistência G^{hom}

Um modo simples de visualizar este domínio no espaço (p,s,t) consiste em representar sua seção num plano desviador $p = cte$. Em virtude da simetria em relação a $t=0$, limita-se a representação ao semiplano $t \geq 0$. Definindo como: $s_r = (\sqrt{2} \cdot H_m - p) \cdot \operatorname{sen} \varphi_m$ o raio do cone circular (C_m, φ_m) na seção, $p_{max} = \sqrt{2} \cdot H_m \cdot \operatorname{sen} \varphi_m / (1 + \operatorname{sen} \varphi_m)$ e $p_0 = -\sqrt{2} \cdot H_m \cdot \operatorname{sen} \varphi_m / (1 - \operatorname{sen} \varphi_m)$, a figura 5.9 ilustra a evolução da seção a medida que p diminui.

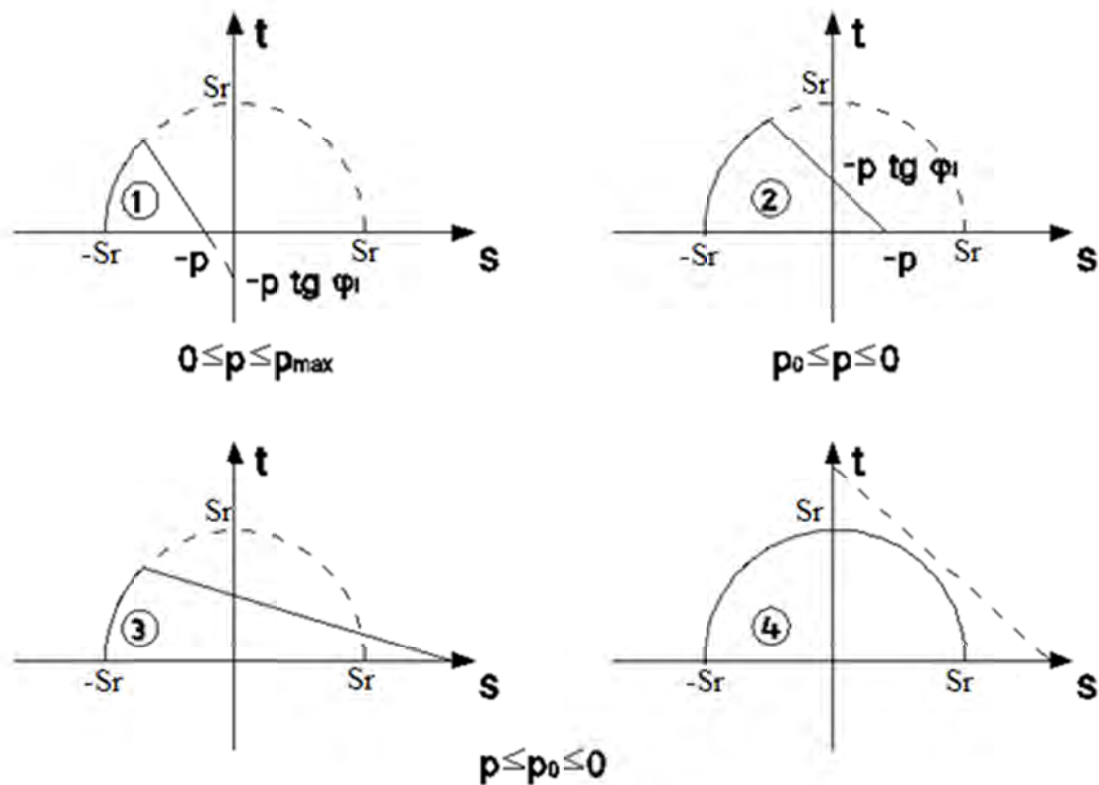


Figura 5.9: representação geométrica de G^{hom} num plano desviador $p = cte$

Deve-se ressaltar que o caso 4 ocorre apenas em algumas combinações de (φ_i, φ_m) . Examinando por exemplo o caso 3. A seção de fronteira de G^{hom} no plano desviador é formada por duas funções correspondentes a dois modos de ruptura possível para a rocha fraturada:

- A parte circular da fronteira corresponde aos estados de tensão para os quais a rocha sã é o único constituinte da rocha fraturada que atendem seu limite de resistência e as juntas estiverem solicitadas abaixo do seu limite de ruptura;
- A parte linear representa os estados de tensão para os quais a capacidade de resistência das juntas está totalmente mobilizada e conduzem a um modo de ruptura de blocos rígidos da rocha sã ao longo das juntas.

5.1.3.3 Cálculo da Função de Apoio $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$

Agora se pode apresentar o cálculo da função de apoio $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ do critério G^{hom} sob a ótica do método cinemático da análise limite sobre o meio homogeneizado. A definição dessa função é:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = \max \left\{ \underline{\underline{\Sigma}}; \underline{\underline{D}}, \underline{\underline{\Sigma}} \in G^{hom} \right\} \quad (5.25)$$

E como mostrado por de Buhan (1986):

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = \min_{\underline{\underline{\delta}} \in \mathbb{R}^3} \left\{ \pi_i(\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}}) + \pi_m(\underline{\underline{\delta}}) \right\} \quad (5.26)$$

Onde $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ é finito somente se $\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i$ e $\underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m$, com isso limita-se o cálculo $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ para os tensores $\underline{\underline{\delta}}$ que verificam estas condições. Levando em consideração as expressões de π_i e π_m , temos que:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = H_m \inf_{\substack{\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i \\ \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m}} tr(\underline{\underline{\delta}}) \quad (5.27)$$

E ao mudar o sistema de coordenadas para o sistema (P,S,T) definido por:

$$P = \frac{D_{11} + D_{22}}{2}, S = \frac{D_{22} - D_{11}}{2}, T = D_{12} \quad (5.28)$$

Antes de se efetuar o cálculo de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$, é interessante avaliar o domínio de pertinência de \mathcal{C}^{hom} , ou seja, os tensores $\underline{\underline{D}}$ que conduzem a $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) \leq +\infty$ que pode ser escrito como:

$$\underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}^{hom} \Leftrightarrow \exists \underline{\underline{\delta}} \mid \underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i \text{ e } \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m \quad (5.29)$$

Onde se constata a identidade:

$$\mathcal{C}^{hom} = \mathcal{C}_m + \mathcal{C}_i \quad (5.30)$$

O que quer dizer que \mathcal{C}^{hom} é o envelope convexo do domínio formado pela união das convexas \mathcal{C}_m e \mathcal{C}_i . E devem-se distinguir dois casos segundo o valor de $\sin \varphi_m$ e $\tan \varphi_i$, como mostrado nas figuras 5.0 e 5.11.

Para calcular $\pi^{hom}(\underline{D})$ deve-se retomar a expressão (5.28), o cálculo de $\pi^{hom}(\underline{D})$ para \underline{D} pertencente a C^{hom} reside em encontrar o menor valor que o $tr(\underline{\delta})$ assume para $\underline{\delta} \in C_m \cap \underline{D} - \underline{\delta} \in C_i$. E obtém-se finalmente:

$$\pi^{hom}(\underline{D}) = f_i(\underline{D}) \quad \text{se } \underline{D} \in \text{zona } i, \quad i=1,2,3 \quad (5.31)$$

As zonas são representadas na figura 5.11.

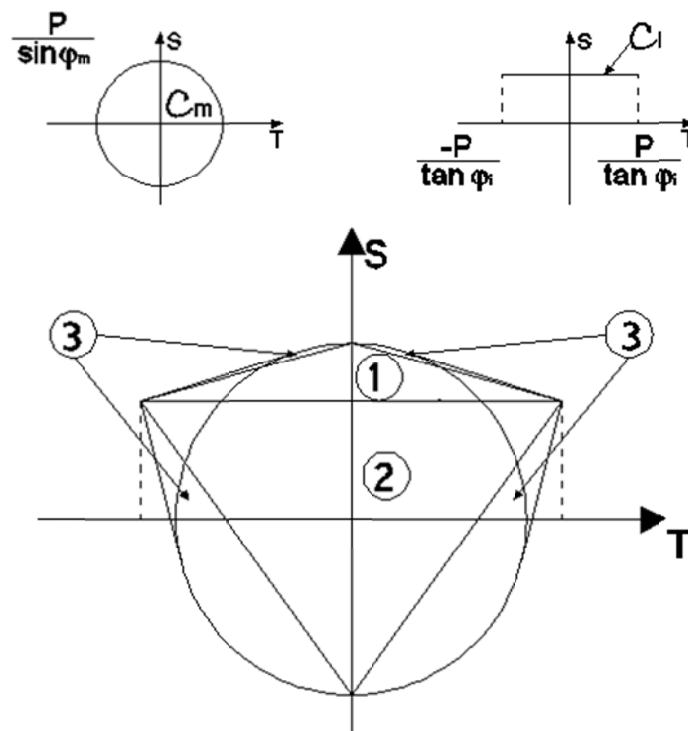


Figura 5.10: C^{hom} envelope convexo de C_m e C_i ($\sin \varphi_m \geq \tan \varphi_i$)

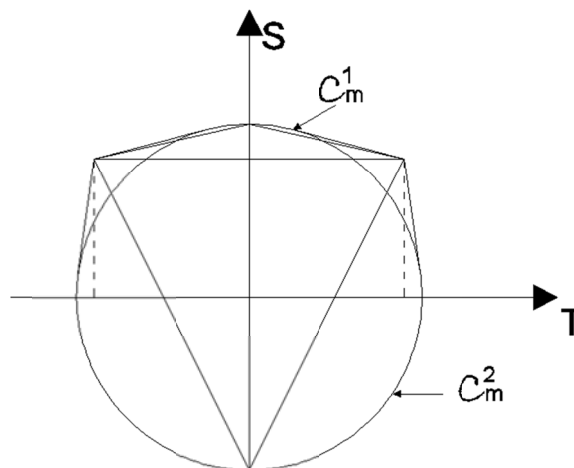


Figura 5.11: C^{hom} envelope convexo de C_m e C_i ($\sin \varphi_m \leq \tan \varphi_i$)

Com a zona 1 definida por $S \geq P$ e $(P - \text{sen } \varphi_m \cdot S) \geq \text{tg } \varphi_i \cdot (1 - \text{sen } \varphi_m) \cdot |T|$ a expressão de $\pi^{hom}(\underline{D})$ assume a forma:

$$\pi^{hom}(\underline{D}) = f_1(\underline{D}) = 2 \cdot H_m \cdot (S - P) \cdot \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 - \text{sen } \varphi_m} \quad (5.32)$$

A zona 2 é limitada por $S \leq P$ e $(P + \text{sen } \varphi_m \cdot S) \geq \text{tg } \varphi_i \cdot (1 + \text{sen } \varphi_m) \cdot |T|$, assim a função de apoio se escreve como:

$$\pi^{hom}(\underline{D}) = f_2(\underline{D}) = -2 \cdot H_m \cdot (S - P) \cdot \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 + \text{sen } \varphi_m} \quad (5.33)$$

E a zona 3 sendo o complementar no domínio \mathcal{C}^{hom} das zonas 1 e 2, $\pi^{hom}(\underline{D})$ possui a seguinte expressão:

$$\pi^{hom}(\underline{D}) = f_3(\underline{D}) = \frac{2 \cdot H_m}{\Gamma} \cdot \left\{ \left[\Delta - \frac{\Theta}{\text{tg}^2 \varphi_i} \right] + \sqrt{\left[\Delta - \frac{\Theta}{\text{tg}^2 \varphi_i} \right]^2 + \Gamma \cdot \left[\Delta^2 + \frac{\Theta^2}{\text{tg}^2 \varphi_i} \right]} \right\} \quad (5.34)$$

$$\text{com } \Delta = S - P, \Theta = P - \text{tg } \varphi_i \cdot |T| \text{ e } \Gamma = \frac{1}{\text{tg}^2 \varphi_m} - \frac{1}{\text{tg}^2 \varphi_i}$$

Nota-se:

- Verifica-se a continuidade da função de apoio $\pi^{hom}(\underline{D})$ na passagem entre as diferentes zonas do domínio \mathcal{C}^{hom} ;
- Nas porções circulares \mathcal{C}_m^1 e \mathcal{C}_m^2 , figura 5.10, a fronteira de \mathcal{C}^{hom} , denotada $\partial \mathcal{C}^{hom}$, correspondem aos tensores \underline{D} pertinentes ao critério de Coulomb da rocha intacta, de forma que a função de apoio se reduz a função de apoio da matriz rochosa, como mostrado no anexo D:

$$\pi^{hom}(\underline{D}) = \pi_m(\underline{D}) \quad (5.35)$$

- Por fim quando $\varphi_m = \varphi_i$ a expressão de $f_3(\underline{D})$ assume a forma:

$$f_3(\underline{\underline{D}}) = -H_m \frac{\left[\Delta^2 + \frac{\Theta^2}{\text{tg}^2 \varphi_i} \right]}{\left[\Delta - \frac{\Theta}{\text{tg}^2 \varphi_i} \right]} \quad (5.36)$$

$$\text{com } \Delta = S - P, \Theta = P - \tan \varphi_i \cdot |T| \text{ e } \Gamma = \frac{1}{\text{tg}^2 \varphi_m} - \frac{1}{\text{tg}^2 \varphi_i}$$

5.1.3.4 Caracterização de G^{hom} no Plano de Mohr

Examinar-se-á a representação do domínio de resistência macroscópico, considerando uma face de normal \underline{N} , em um ponto qualquer do meio homogeneizado. A definição do domínio $g^{hom}(\underline{N})$ do \mathbb{R}^2 , como a envoltória dos vetores tensão atuantes na face e compatíveis com o critério de resistência do meio homogeneizado:

$$g^{hom}(\underline{N}) = \left\{ \underline{T} = \underline{\Sigma} \cdot \underline{N} \mid \underline{\Sigma} \in G^{hom} \right\} \quad (5.37)$$

A definição dual deste domínio é:

$$g^{hom}(\underline{N}) = \left\{ \underline{T}, \forall \underline{u}, \underline{T} \cdot \underline{u} - \pi^{hom}(\underline{N}, \underline{u}) \leq 0 \right\} \quad (5.38)$$

Onde \underline{u} é uma descontinuidade de velocidade na passagem da face e:

$$\pi^{hom}(\underline{N}, \underline{u}) = \pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) \text{ com } \underline{\underline{D}} = \underline{u} \overset{s}{\otimes} \underline{n} \quad (5.39)$$

Utilizando-se da representação clássica no plano de Mohr e introduzindo $\sigma = \underline{T} \cdot \underline{N}$ como a componente normal e $\tau = \underline{T} \cdot \underline{t}$ como a componente tangencial do vetor \underline{T} , como anteriormente apresentado na figura 5.5. A anisotropia do critério de resistência macroscópico implica uma dependência da direção do cisalhamento, deve-se especificar a direção do vetor tangente \underline{t} a face. Adota-se por convenção $(\underline{t}, \underline{N}) = \pi/2$. O ângulo formado por \underline{e}_2 e a normal \underline{N} é notado por α e $\alpha \in [-\pi/2, \pi/2]$.

Adotou-se igualmente a notação:

$$g^{hom}(\alpha) = g^{hom}(\underline{N}) = \left\{ (\sigma, \tau) \mid \underline{\Sigma} \in G^{hom} \right\} \quad (5.40)$$

Pode-se provar que $g^{hom}(\alpha)$ e $g^{hom}(-\alpha)$ são simétricos ao eixo σ . Assim limita-se o estudo a $\alpha \in [0, \pi/2]$.

Logo:

$$g^{hom}(\alpha) = \bigcap_{\underline{u} \in \mathcal{C}^{hom}} \{u_n \cdot \sigma + u_t \cdot \tau \leq \pi^{hom}(N, \underline{u})\} \quad (5.41)$$

Onde $u_n = \underline{u} \cdot \underline{N}$ e $u_t = \underline{u} \cdot \underline{t}$. A pertinência de \underline{u} implica a relação $u_n = \text{tr}(\underline{D}) \geq 0$. Ao colocar-se $x = u_t/u_n$ o domínio $g^{hom}(\alpha)$ é a envoltória convexa das linhas retas de equação:

$$\tau \cdot x + \sigma \leq \pi^{hom}(\alpha, x) = \pi^{hom}\left(N, \frac{\underline{u}}{u_n}\right) \quad (5.42)$$

Em que \underline{u} percorre o cone $\mathcal{C}^{hom}(N)$. Esta determinação da envoltoria conduz ao seguinte resultado:

- Se $0 \leq \alpha \leq \pi/2 - \varphi_i$:

$g^{hom}(\alpha)$ é delimitado por três segmentos de retas, figura 5.12. A reta Δ^+ delimita superiormente $g^{hom}(\alpha)$ é definida pelos parâmetros r^+ e α^+ , respectivamente a ordenada na origem e a inclinação da reta em relação ao eixo dos σ , e que se equivalem a uma coesão e um ângulo de atrito. Não é preciso dizer, tendo em conta a forma de $g^{hom}(\alpha)$, que tal terminologia é abusiva.

Igualmente se define a reta Δ^- , limitação inferior de $g^{hom}(\alpha)$, definida pelos parâmetros r^- e α^- . Estes parâmetros dependem do valor de α e do sinal de $\text{sen } \varphi_m - \text{tg } \varphi_i$. Os parâmetros r^+ e r^- variam de 0 a C_m , enquanto que α^+ e α^- variando no intervalo $[\varphi_i, \varphi_m]$.

- Se $\pi/2 - \varphi_i \leq \alpha \leq \pi/2$:

O domínio $g^{hom}(\alpha)$ é definido pela região delimitada pelas duas retas Δ^+ e Δ^- apresentadas anteriormente, figura 5.13.

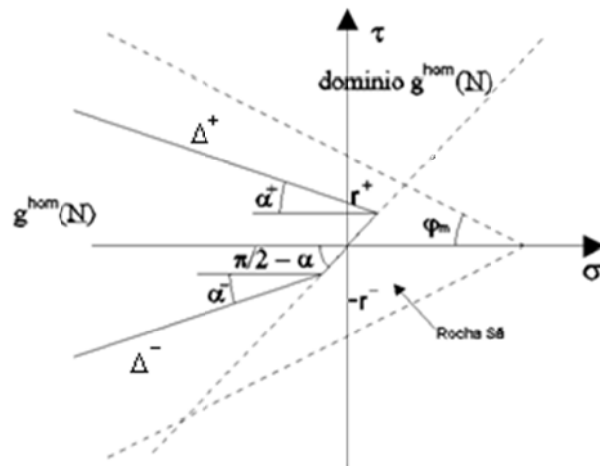


Figura 5.12: representação do domínio $g^{hom}(\underline{N})$ se $0 \leq \alpha \leq \pi/2 - \varphi_i$

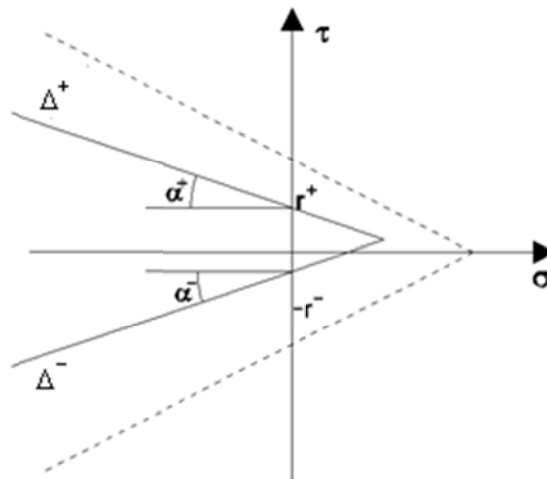


Figura 5.13: representação do domínio $g^{hom}(\underline{N})$ se $\pi/2 - \varphi_i \leq \alpha \leq \pi/2$

Esta representação geométrica ilustra mais uma vez a natureza anisotrópica do meio homogeneizado, já que o domínio correspondente $g^{hom}(\underline{N})$ depende claramente da orientação α da face.

A notação usual da curva intrínseca além dos conceitos de coesão e ângulo de atrito anisotrópico foram introduzidos por Jaeger (1960) e McLamore & Gray (1967) para descrever a resistência das rochas fraturadas.

5.1.3.5 Formulação do Critério de Resistência Macroscópico para Junta com Coesão Diferente de Zero

5.1.3.5.1 Critério de Resistência Macroscópico

Para o caso em que as juntas apresentam coesão C_i não nula é necessário assegurar que as capacidades de resistência das juntas sejam inferiores a da rocha intacta, é necessário que as características das mesmas verifiquem as condições:

$$\varphi_i \leq \varphi_m \text{ e } \frac{C_i}{\text{tg } \varphi_i} \leq \frac{C_m}{\text{tg } \varphi_m} = H_m \quad (5.43)$$

Estas condições traduzem simplesmente que, no plano de Mohr (σ, π) , o domínio de resistência das juntas está incluso no da rocha intacta. E no que se refere ao domínio G^{hom} , sua definição geral como a intersecção entre os domínios G_m e G_i permanece a mesma, sendo G_i definido por $G_i = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} | \underline{\underline{\Sigma}} \cdot \underline{\underline{e}}_2 \in G_i \right\}$ com a única diferença que G_i corresponde ao domínio de Coulomb (C_i, φ_i) :

$$\underline{\underline{\Sigma}} \cdot \underline{\underline{e}}_2 \in G_i \Leftrightarrow |\Sigma_{12}| \leq C_i - \Sigma_{22} \cdot \text{tg } \varphi_i \quad (5.44)$$

A representação gráfica de G^{hom} no espaço $(\Sigma_{11}, \Sigma_{22}, \sqrt{2} \cdot \Sigma_{12})$ é a mesma apresentada na figura 5.7 apenas trasladando os dois planos de truncamento na direção Σ_{22} de um valor $C_i \cdot \text{tg } \varphi_i$.

5.1.3.5.2 Cálculo da Função de apoio $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$

A representação da formulação da função de apoio $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$, $\underline{\underline{D}} \in \mathbb{R}^3$ é apresentada em (5.27), levando-se em conta que uma coesão C_i não altera o cone C_i das normais exteriores a G_i , de modo que o domínio de pertinência C^{hom} é idêntico ao obtido para $C_i = 0$. Ao introduzirmos as expressões de π_i e π_m em (5.26) temos:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = \min_{\substack{\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in C_i \\ \underline{\underline{\delta}} \in C_m}} \left\{ H_i \cdot \text{tr}(\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}}) + H_m \cdot \text{tr}(\underline{\underline{\delta}}) \right\} \quad (5.45)$$

Que é o mesmo que:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = H_i \cdot \text{tr}(\underline{\underline{D}}) + (H_m - H_i) \cdot \min_{\substack{\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i \\ \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m}} \{ \text{tr}(\underline{\underline{\delta}}) \} \quad (5.46)$$

Esta função é obtida a partir do valor inferior do $\text{tr}(\underline{\underline{\delta}})$ que foi apresentado na seção 5.1.3.3 da modo que $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ assume a forma:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}, C_i) = H_i \cdot \text{tr}(\underline{\underline{D}}) + \left(1 - \frac{H_i}{H_m}\right) \cdot \pi^{hom}(\underline{\underline{D}}, C_i = 0) \quad (5.47)$$

5.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM TÚNEL EM MACIÇO ROCHOSO FRATURADO

O problema estudado nesta seção constitui a análise de um túnel em condições de estado plano de deformação. Para analisar o problema é necessário conhecer três elementos: a geometria do túnel, a capacidade de resistência dos constituintes e o carregamento imposto.

5.2.1 Geometria do Túnel

A geometria do túnel analisado é constituída de uma seção delimitada por um semicírculo de diâmetro D a uma profundidade H . A orientação das juntas no meio heterogêneo inicial é definida por um ângulo θ com a horizontal.

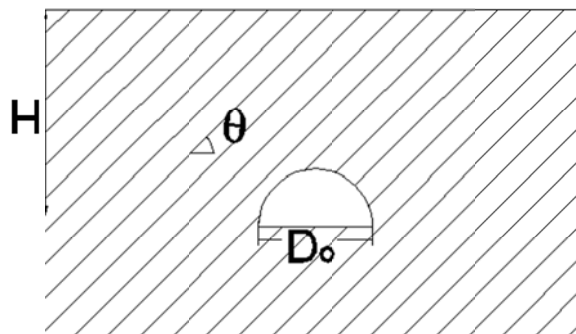


Figura 5.14: geometria do túnel e orientação das juntas na escala microscópica

5.2.2 Capacidade de Resistência dos Constituintes

A capacidade de resistência dos materiais é dada pela resistência do meio homogeneizado, descrito pelo domínio G^{hom} definido anteriormente e caracterizado pela coesão e ângulo de atrito da rocha sã e das juntas respectivamente: $(C_m, \varphi_m), (C_i, \varphi_i)$.

5.2.3 Modo de Carregamento

A estrutura é submetida a um único parâmetro de carregamento, seu peso próprio notado por γ . Desta forma o domínio dos carregamentos potencialmente suportáveis toma a forma:

$$K^{hom} = [0, \gamma^+] \quad (5.48)$$

Uma maneira clássica de análise dimensional mostra que γ^+ pode ser adimensionalizado de modo que toma a forma:

$$\gamma^+ = \frac{C_m}{D_o} \cdot F^+(\varphi_m, \varphi_i, \theta) \quad (5.49)$$

Onde F^+ age como um fator sem dimensão que controla a estabilidade do túnel. E que será aproximado pelo exterior pelo método cinemático da análise limite.

5.2.4 Mecanismos de Ruptura para Análise de Estabilidade de Túneis

5.2.4.1 Mecanismo de Ruptura Formado por um Bloco em Movimento

Inicialmente para fazer-se a análise da estabilidade de túneis será utilizado um mecanismo de ruptura formado de um bloco em movimento apresentando uma velocidade \underline{u} , como apresentado na figura 5.15.

$$\underline{U}(\underline{x}) = \begin{cases} \underline{u} & \text{se } \underline{x} \in 1 \\ \underline{0} & \text{se não} \end{cases} \quad (5.50)$$

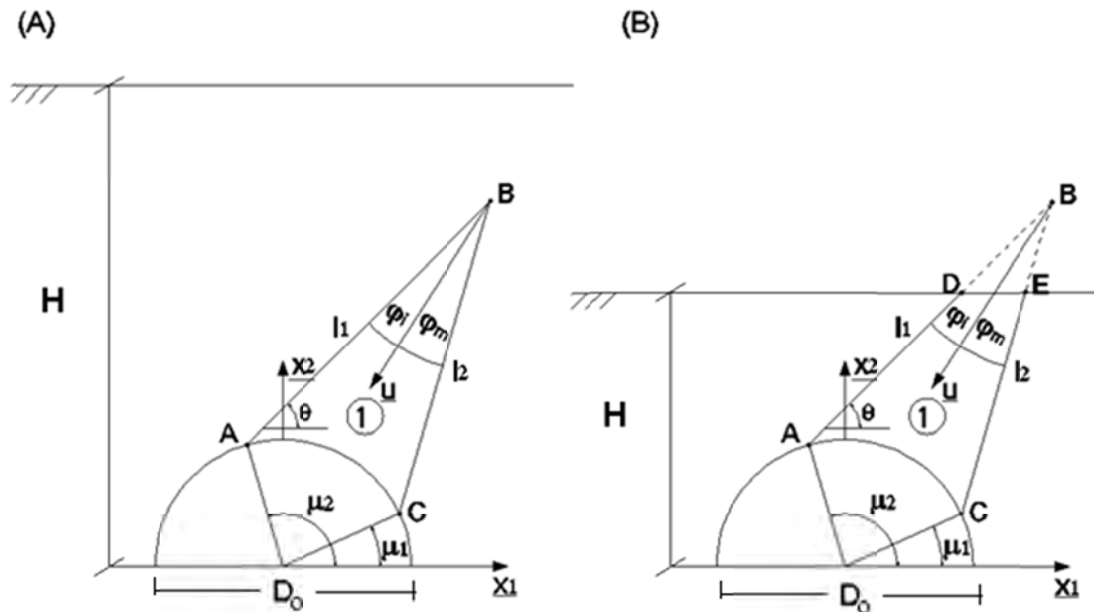


Figura 5.15: mecanismo de ruptura de um bloco

O lado AB do bloco 1 é paralelo a direção das juntas, assim formando um ângulo θ com a horizontal. Para assegurar a pertinência do campo de velocidades a direção de \underline{u} forma com AB um ângulo φ_i e com BC um ângulo φ_m .

Assim esta classe de mecanismos de ruptura depende de dois parâmetros escalares que são os ângulos μ_1 e μ_2 .

A aplicação do teorema cinemático da análise limite estipula que uma condição é necessária para a estabilidade do túnel se escreve:

$$P_{ext} \leq P_{rm} \quad (5.51)$$

Onde P_{ext} é a potência das forças externas e P_{rm} é a potência resistente máxima desenvolvida pelo campo de velocidades \underline{U} considerada.

A expressão de P_{ext} toma a forma:

$$P_{ext} = S_1 \cdot \gamma \cdot \underline{u} \quad (5.52)$$

Onde S_1 é a área do bloco 1. E pode ser igualmente escrita como:

$$P_{ext} = \gamma \cdot u \cdot D_o^2 \cdot \tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.53)$$

Onde \tilde{P}_{ext} é uma função sem dimensão.

Quanto à potência resistente máxima P_{rm} , a contribuição do termo $\pi^{hom}(\underline{d})$ é nulo já que a taxa de velocidade de deformação associada a \underline{U} é nula. Desta forma, se reduz ao termo devido a descontinuidades de velocidade:

$$P_{rm} = \int_{\Sigma} \pi^{hom}(\underline{n}, [\underline{U}]) d\Sigma \quad (5.54)$$

Onde $[\underline{U}]$ é a descontinuidade de velocidade ao longo de Σ . De maneira que pode ser escrito como:

$$P_{rm} = l_1 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_1, [\underline{u}]) + l_2 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_2, [\underline{u}]) \quad (5.55)$$

Onde \underline{n}_1 e \underline{n}_2 são, respectivamente, as normais aos lados AB e BC e l_1 e l_2 seus comprimentos.

Ao considerar o caso em que $C_i = 0$, $\pi^{hom}(\underline{n}_1, [\underline{u}])$ assume valor igual à zero e com isso a expressão de P_{rm} simplifica-se para:

$$P_{rm} = l_2 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_2, [\underline{u}]) \quad (5.56)$$

P_{rm} pode ser reescrito da mesma forma que P_{ext} e assumir a forma:

$$P_{rm} = C_m \cdot u \cdot D_o \cdot \tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.57)$$

Partir da inequação do teorema cinemático da análise limite, e considerando $\gamma = \gamma^+$, tem-se:

$$\gamma^+ \cdot u \cdot D_o^2 \cdot \tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \leq C_m \cdot u \cdot D_o \cdot \tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.58)$$

Onde:

$$F^+ \leq \frac{\tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i)}{\tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i)} = f(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad \forall \mu_i (i = 1, 2) \text{ pertinente} \quad (5.59)$$

E por consequência a majoração obtida para este tipo de mecanismo é dada por:

$$F^+ \leq \min_{\mu_i (i=1,2)} f(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.60)$$

Um estudo paramétrico foi realizado para estimar a sensibilidade do fator F^+ em função das propriedades mecânicas e da orientação das juntas θ .

A estimativa de F^+ é representada em função de θ para qualquer valor de ângulo de atrito φ_m e φ_i . Lembrando que a coesão das juntas C_i é igual a zero e $H \gg D_o$.

É apresentada na figura 5.16 a evolução da estimativa do fator $F^+ = (\gamma^+ \cdot D/C_m)^+$ em função de θ para $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° e $\varphi_m = 30^\circ$, na figura 5.17 é feita a mesma análise alterando o valor de $\varphi_m = 40^\circ$. Já na figura 5.18 é apresentada a função F^+ para um $\varphi_i = 30^\circ$ e para dois ângulos de atrito da matriz rochosa $\varphi_m = 40^\circ$ e 50° .

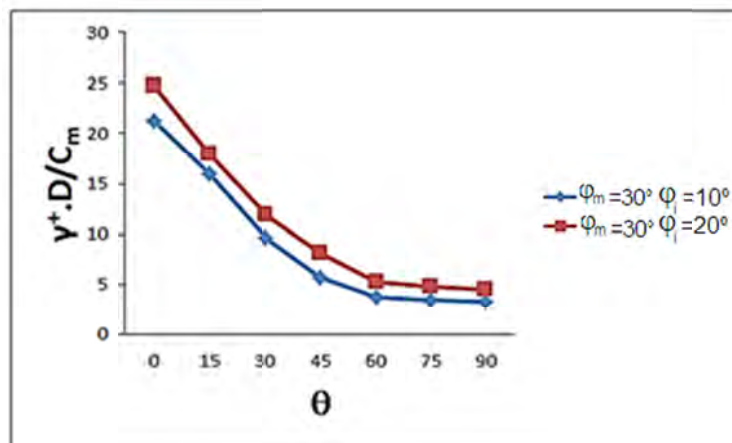


Figura 5.16: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

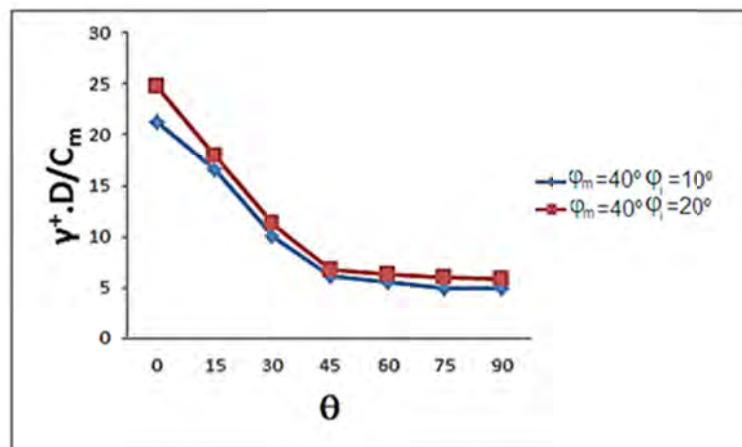


Figura 5.17: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

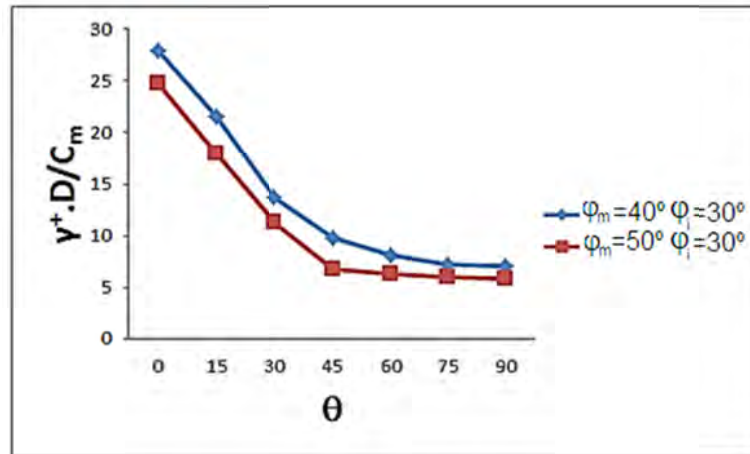


Figura 5.18: evolução de F^+ em função de θ para $\phi_m = 40^\circ$ e 50° e $\phi_i = 30^\circ$

E notável que este tipo de mecanismo com apenas um bloco em movimento apresenta um comportamento pobre para casos em que o ângulo de orientação das descontinuidades é pequeno, uma vez que para ângulos de mergulho pequeno este mecanismo não consegue simular adequadamente a formação de blocos instáveis que deslizem segundo a direção preferencial das juntas, para contornar este problema propôs-se outro mecanismo desta vez formado por dois blocos em movimento.

5.2.4.2 Mecanismo de Ruptura Formado por dois Blocos em Movimento

Agora far-se-á a análise da estabilidade de túneis utilizando um mecanismo de ruptura formado por dois blocos em movimento como apresentado na figura 5.19 apresentando um campo de velocidades \underline{U} descrito como:

$$\underline{U}(\underline{x}) = \begin{cases} \underline{u} & \text{se } \underline{x} \in 1 \\ \underline{v} & \text{se } \underline{x} \in 2 \\ \underline{0} & \text{se não} \end{cases} \quad (5.61)$$

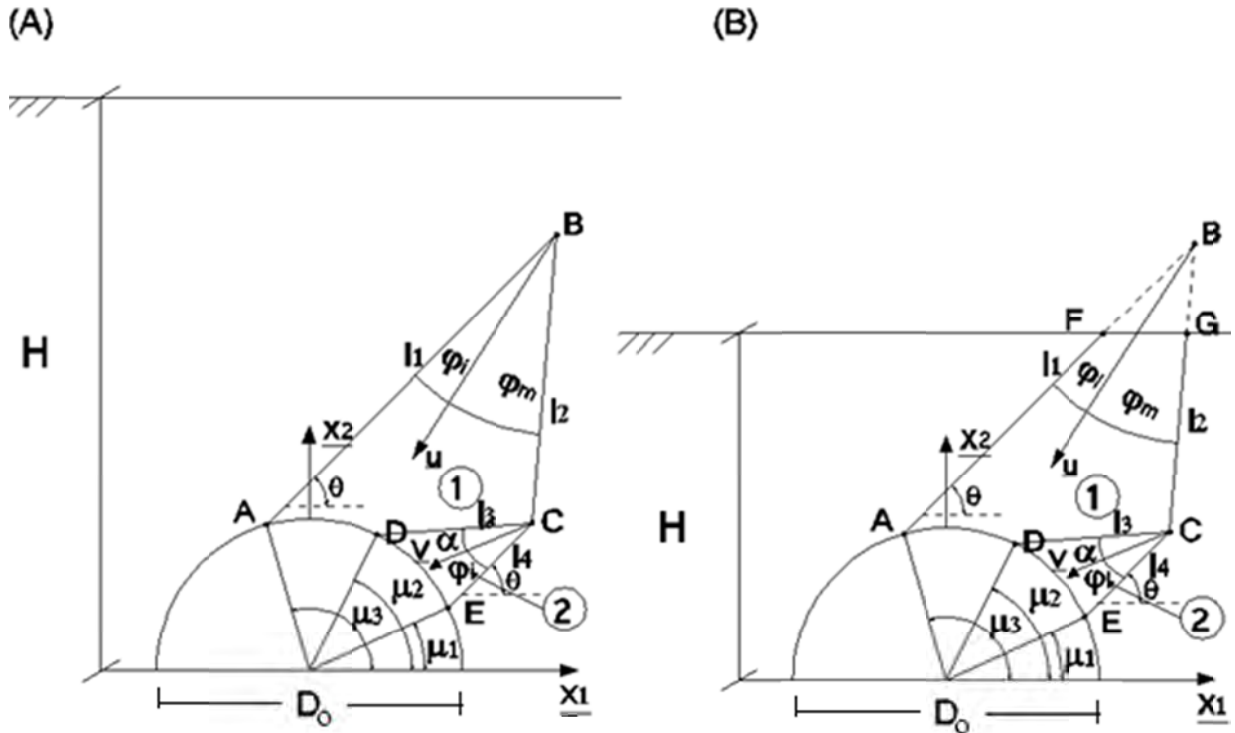


Figura 5.19: mecanismo de ruptura de dois blocos em movimento

O lado AB do bloco 1 é paralelo à direção das juntas, assim formando um ângulo θ com a horizontal. Para assegurar à pertinência do campo de velocidades a direção de \underline{u} forma com AB um ângulo φ_i e com BC um ângulo φ_m , o lado CE do bloco 2 é igualmente paralelo a direção das juntas de modo que para assegurar a pertinência de \underline{v} , sua direção forma um ângulo φ_i com CE.

As condições de pertinência do campo de velocidades \underline{U} mencionadas anteriormente permitem construir o hodógrafo de velocidades, figura 5.20, de onde provem as seguintes relações:

$$v = u \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \varphi_i - \varphi_m)}{\text{sen}(\alpha - \varphi_i - \varphi_m)} \text{ e } |\underline{v} - \underline{u}| = u \cdot \frac{\text{sen } 2\varphi_i}{\text{sen}(\alpha - \varphi_i - \varphi_m)} \quad (5.62)$$

Mostra-se também que para garantir a pertinência de \underline{U} é imposta a condição:

$$\alpha > \varphi_i + \varphi_m \quad (5.63)$$

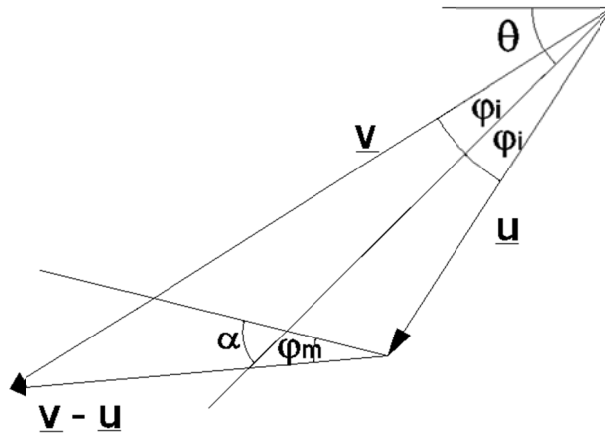


Figura 5.20: hodografo de velocidades

Esta classe de mecanismos de ruptura depende de 4 parâmetros escalares que são os ângulos α , μ_1 , μ_2 e μ_3 .

A aplicação do teorema cinemático da análise limite estipula que uma condição necessária para a estabilidade do túnel se escreve:

$$P_{ext} \leq P_{rm} \quad (5.64)$$

Onde P_{ext} é a potência das forças externas e P_{rm} é a potência resistente máxima desenvolvida pelo campo de velocidades \underline{U} considerada.

A expressão de P_{ext} toma a forma:

$$P_{ext} = S_1 \cdot \gamma \cdot \underline{u} + S_2 \cdot \gamma \cdot \underline{v} \quad (5.65)$$

Onde S_1 é a área do bloco 1 e S_2 é a área do bloco 2. A expressão (5.65) pode ser igualmente escrita como:

$$P_{ext} = \gamma \cdot u \cdot D_o^2 \cdot \tilde{P}_{ext}(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.66)$$

Onde \tilde{P}_{ext} é uma função sem dimensão.

Quanto à potência resistente máxima P_{rm} , a contribuição do termo $\pi^{hom}(\underline{d})$ é nulo já que a taxa de velocidade de deformação associada a \underline{U} é nula. Desta forma se reduz ao termo devido a descontinuidades de velocidade:

$$P_{rm} = \int_{\Sigma} \pi^{hom}(\underline{n}, [\underline{U}]) d\Sigma \quad (5.67)$$

Onde $[\underline{U}]$ é a descontinuidade de velocidade ao longo de Σ . De maneira que pode ser escrito como:

$$P_{rm} = l_1 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_1, [\underline{u}]) + l_2 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_2, [\underline{u}]) + l_3 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_3, [\underline{v} - \underline{u}]) + l_4 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_4, [\underline{v}]) \quad (5.68)$$

Onde \underline{n}_1 , \underline{n}_2 , \underline{n}_3 e \underline{n}_4 são respectivamente as normais aos lados AB, BC, CD e CE e l_1 , l_2 , l_3 e l_4 seus comprimentos.

Ao considerar o caso em que $C_i = 0$, $\pi^{hom}(\underline{n}_1, [\underline{u}])$ assume valor igual à zero com isso a expressão de P_{rm} simplifica-se para:

$$P_{rm} = l_2 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_2, [\underline{u}]) + l_3 \cdot \pi^{hom}(\underline{n}_3, [\underline{v} - \underline{u}]) \quad (5.69)$$

P_{rm} pode ser reescrito da mesma forma que P_{ext} e assumir a forma:

$$P_{rm} = C_m \cdot u \cdot D_o \cdot \tilde{P}_{rm}(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.70)$$

A partir da inequação do teorema cinemático da análise limite e considerando $\gamma = \gamma^+$ tem-se:

$$\gamma^+ \cdot u \cdot D_o^2 \cdot \tilde{P}_{ext}(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \leq C_m \cdot u \cdot D_o \cdot \tilde{P}_{rm}(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.71)$$

Onde:

$$F^+ \leq \frac{\tilde{P}_{rm}(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i)}{\tilde{P}_{ext}(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i)} = f(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad \forall \mu_i (i = 1, 2, 3) \text{ pertinente} \quad (5.72)$$

E por consequência a majoração obtida para este tipo de mecanismo é dada por:

$$F^+ \leq \min_{\mu_i (i=1,2,3), \alpha} f(\alpha, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (5.73)$$

Um estudo paramétrico foi realizado para estimar a sensibilidade do fator F^+ em função das propriedades mecânicas e da orientação das juntas θ , similar ao que foi feito para o mecanismo de um bloco. Os resultados são apresentados segundo a mesma ordem nas figuras 5.21, 5.22 e 5.23.

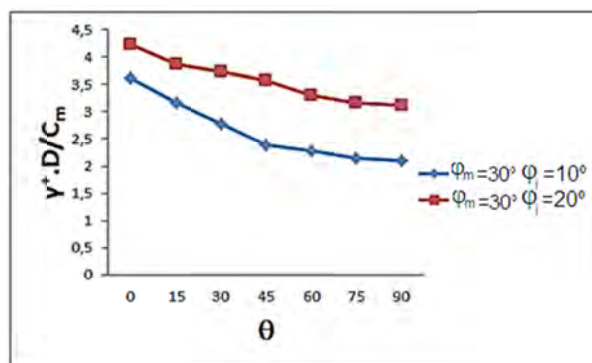


Figura 5.21: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

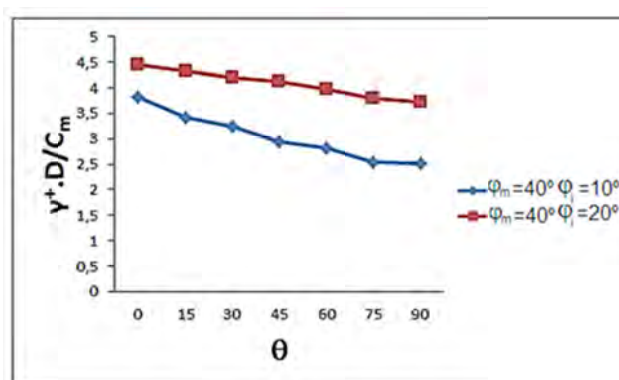


Figura 5.22: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

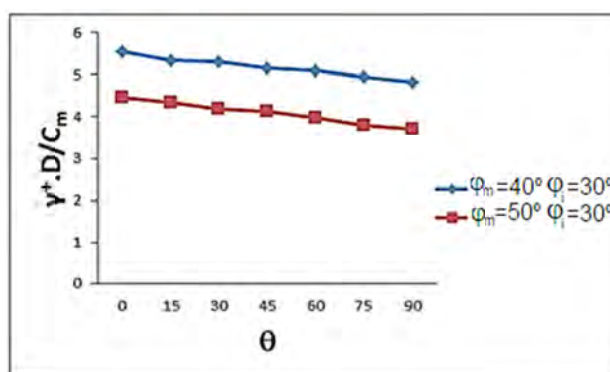


Figura 5.23: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e 50° e $\varphi_i = 30^\circ$

5.2.4.3 Comparação e Análise dos Mecanismos

Para comparar os resultados dos dois mecanismos, inicialmente foi plotado a estimativa da função F^+ para as propriedades mecânicas apresentadas nos estudos paramétricos sobrepondo os gráficos produzidos a partir do mecanismo de um bloco e de dois blocos. São mostrados os resultados nas figuras 5.18 a 5.23.

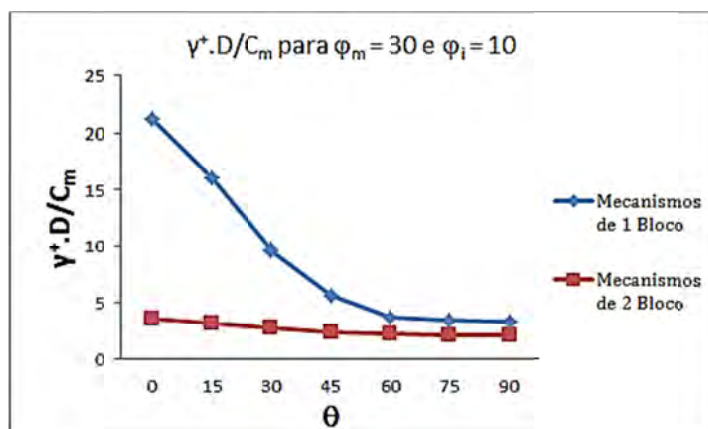


Figura 5.24: comparação da evolução de $\gamma^+ \cdot D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$

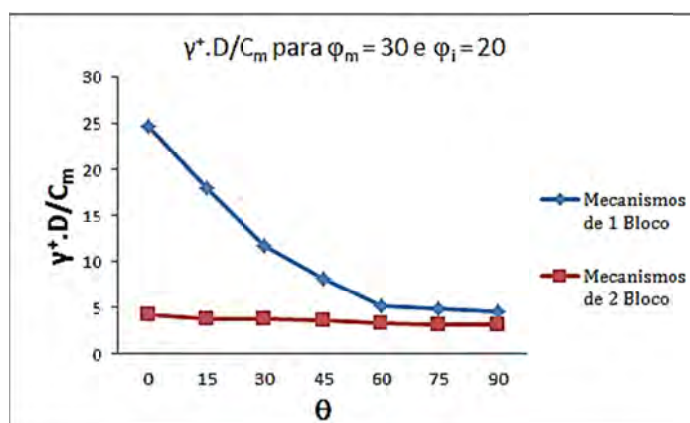


Figura 5.25: comparação da evolução de $\gamma^+ \cdot D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 20^\circ$

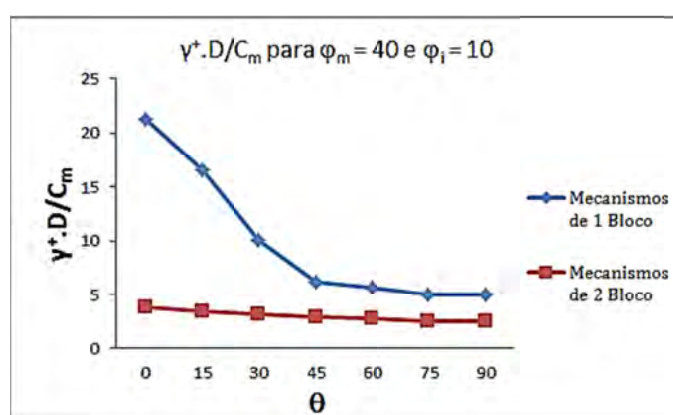


Figura 5.26: comparação da evolução de $\gamma^+ \cdot D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$

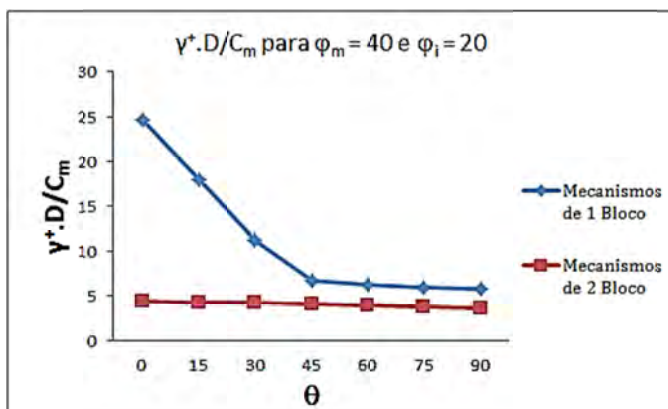


Figura 5.27: comparação da evolução de $\gamma^+.D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 20^\circ$

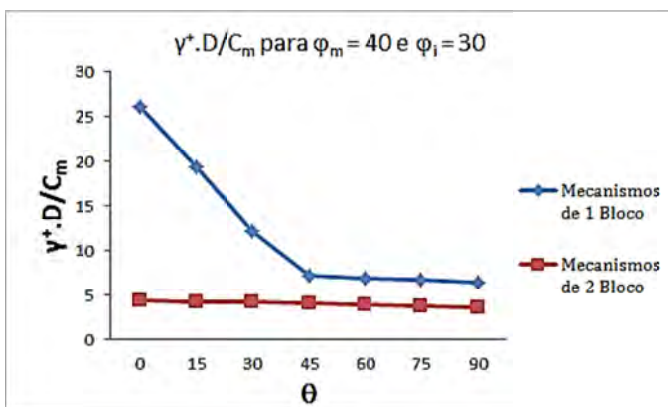


Figura 5.28: comparação da evolução de $\gamma^+.D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 30^\circ$

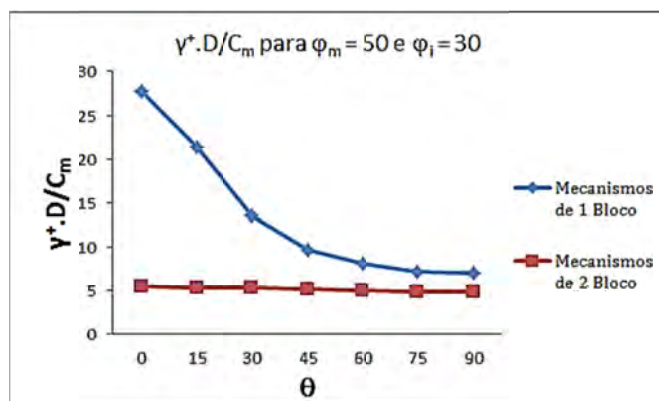


Figura 5.29: comparação da evolução de $\gamma^+.D/C_m$ encontrados pelos dois mecanismos em função de θ para $\varphi_m = 50^\circ$ e $\varphi_i = 30^\circ$

Ao analisarem-se estes resultados nota-se que o segundo mecanismo leva a limites superiores bem menores que o primeiro. A diferença entre os resultados diminui tanto com o aumento de

θ quanto com o aumento dos ângulos de atrito da matriz rochosa e das juntas. Isto deve-se ao fato, como já foi destacado, que o mecanismo de um bloco não é capaz de simular adequadamente a ruptura de maciços fraturados por famílias de juntas com ângulo de mergulho pequeno, por outro lado com o aumento do ângulo de mergulho os mecanismos tornam-se cada vez mais semelhantes.

5.2.4.4 Comparação de Resultados com a Bibliografia

Devido a não se possuir o programa de cálculo UDEC (Hart & al., 1988) não foi possível comparar os resultados obtidos com os resultados de um programa comercial, desta maneira o que se pode fazer é comparar os resultados com os obtidos por Fréard (2000) o qual comparou com seus resultados com os obtidos através do programa UDEC. Na figura 5.30 são apresentados os resultados encontrados por Fréard para $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° e $\varphi_m = 30^\circ$ logo após será rerepresentada a figura 5.21, já na figura 5.31 são apresentados os resultados encontrados por Fréard para $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° e $\varphi_m = 40^\circ$ e da mesma maneira será rerepresentada a figura 5.22.

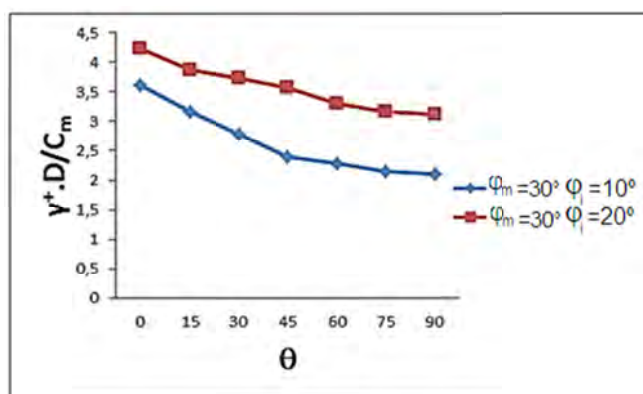


Figura 5.21: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

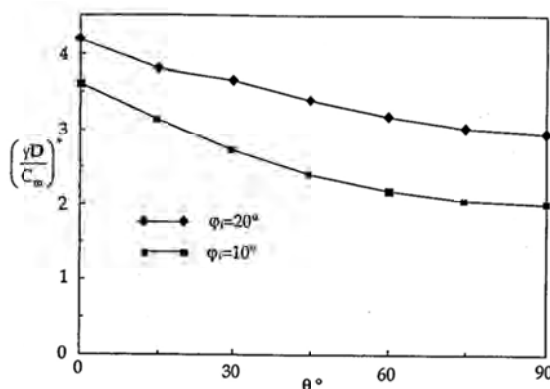


Figura 5.30: evolução de $(\gamma^+ \cdot D / C_m)^+$ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° (original de Fréard 2000)

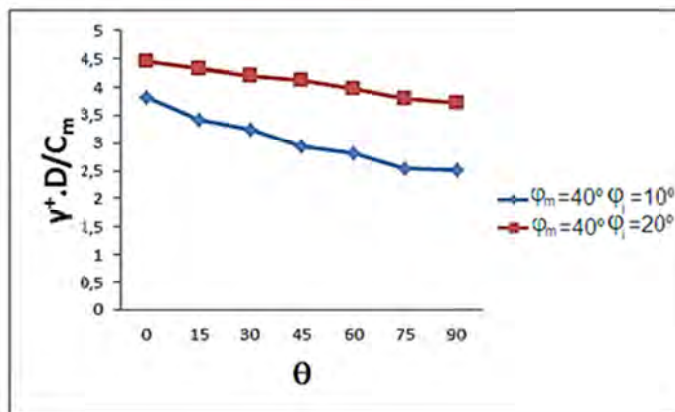


Figura 5.22: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

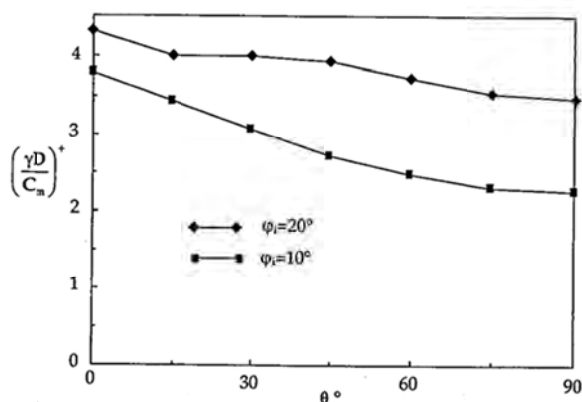


Figura 5.31: evolução de $(\gamma^+ \cdot D/C_m)^+$ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° (original de Fréard 2000)

Agora serão apresentados os resultados obtidos por Fréard (2000), para o estudo numérico fixando $\varphi_m = 30^\circ$, $\varphi_i = 10^\circ$ e $\theta = 45^\circ$, através da análise limite e pelo programa UDEC.

- 2,39 por homogeneização;
- 2,35 pelo UDEC a partir de $n=8$ ($e/D=0,1$).

Os resultados encontrados pelos programas desenvolvidos para esta dissertação foram:

- 5,673 para o mecanismo com um bloco;
- 2,398 para o mecanismo com dois blocos

A figura 5.32 apresenta a comparação dos resultados obtidos por Fréard (2000) para o método por homogeneização e pelo programa UDEC para diversas configurações variando o de números de juntas n .

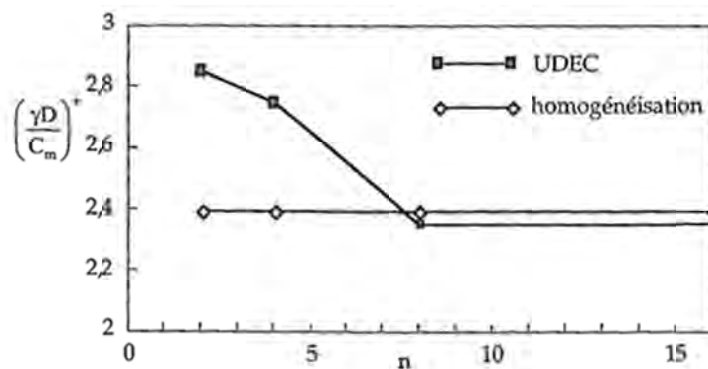


Figura 5.32: comparação dos resultados obtidos por Fréard (2000) para o método por homogeneização e pelo programa UDEC (original de Fréard 2000)

6 CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA PARA O MACIÇO ROCHOSO HOMOGENEIZADO CASO TRIDIMENSIONAL

O objetivo deste capítulo é apresentar um critério de resistência macroscópico para maciços rochosos fraturados por uma família de fraturas periódica, cujas fraturas são paralelas entre si, considerando que a densidade de fraturas é suficientemente elevada para justificar um processo de homogeneização. Desta maneira a formulação proposta por Fréard (2000) será expandida para uma configuração que não seja de estado plano de deformações. Este Capítulo pode ser dividido em duas partes: na primeira se apresenta o critério de resistência homogeneizado; na segunda se apresenta um mecanismo de bloco para análise de estabilidade de túneis em rochas fraturadas muito semelhante ao apresentado no capítulo 5.

6.1 DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA MACROSCÓPICO

Como apresentado no capítulo precedente, inicialmente define-se a célula de base do meio fraturado assim como os critérios de resistência dos constituintes. Após, define-se o critério de resistência macroscópico com auxílio de um cálculo auxiliar de análise limite sobre a célula de base. Por fim as funções de apoio são igualmente apresentadas.

6.1.1 Célula de Base e Critério de Resistência dos Constituintes

6.1.1.1 Célula de Base

A célula de base para o meio tridimensional é a mesma apresentada no capítulo 5, um cubo de volume unitário interceptado por uma junta representada por um plano de equação $x_2=0$ e normal \underline{e}_2 , como mostrado na figura 5.1.

6.1.1.2 Critério de Resistência dos Constituintes

A definição do domínio de resistência macroscópica depende unicamente das capacidades de resistência da matriz rochosa e das juntas, não necessitando outras informações a respeito do comportamento mecânico das mesmas.

6.1.1.2.1 Critério de Resistência para Matriz Rochosa

Como apresentado na parte 2.1.1.2.1 o critério utilizado para matriz rochosa supostamente isotrópica e homogênea é o critério de Coulomb de coesão C_m e ângulo de atrito φ_m . Designa-se por $f_m(\underline{\underline{\sigma}}) \leq 0$ o critério sendo este apresentado pela inequação (2.4) e por \mathcal{G}_m o domínio de resistência correspondente já mostrado na figura 2.7.

As funções de apoio foram definidas na parte 4.1.1.2.1 nas equações (4.9) e (4.10).

6.1.1.2.2 Critério de Resistência para Juntas

Modeladas como uma interface onde a normal é \underline{e}_2 , o critério de resistência de junta sobre o vetor de tensões $\underline{T} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{e}_2$ é considerado através do critério de Coulomb de coesão nula e ângulo de atrito φ_i descrito por:

$$f_i(\underline{T}) = |\tau| + \sigma \cdot \text{tg } \varphi_i \leq 0 \quad (6.1)$$

Onde τ e σ são as componentes tangencial e normal do vetor \underline{T} . A expressão (6.1) pode ser escrita em função das componentes de $\underline{\underline{\sigma}}$ sob a forma:

$$f_i(\underline{T}) = |\sigma_{12} + \sigma_{23}| + \sigma_{22} \cdot \text{tg } \varphi_i \leq 0 \quad (6.2)$$

As funções de apoio do critério são as mesmas utilizadas para o caso de estado plano de deformações e definidas pela equação (5.4).

O domínio de resistência \mathcal{G}_i correspondente é apresentado na figura 6.1

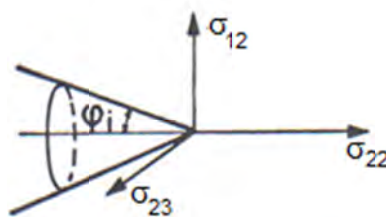


Figura 6.1: domínio de resistência \mathcal{G}_i

6.1.2 Critério de Resistência Macroscópico

Conhecendo os critério de resistência dos constituintes é possível resolver o problema auxiliar de análise limite sobre a célula de base \mathcal{A} a fim de construir o critério de resistência do meio homogeneizado.

6.1.2.1 Formulação do Critério de Resistência Macroscópico

A formulação do critério é a mesma apresentado na seção 5.1.2.1, apenas alterando as definições de \mathcal{G}^m e G_i para um estado de tensões qualquer ao invés de estado plano de deformações.

6.1.2.2 Características do Domínio de G_i

Levando em conta o critério adotado para as juntas, a definição de G_i se exprime da seguinte maneira:

$$\underline{\underline{\Sigma}} \in G_i \Leftrightarrow f(\underline{\underline{\Sigma}}) = \sqrt{\Sigma_{12}^2 + \Sigma_{23}^2} + \Sigma_{22} \cdot \text{tg } \varphi_i \leq 0 \quad (6.3)$$

Onde $\Sigma_{ij} (i, j = 1, 2, 3)$ são as componentes de $\underline{\underline{\Sigma}}$.

G_i pode igualmente ser caracterizado por sua função de apoio :

$$\pi_i(\underline{\underline{D}}) = \max \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} : \underline{\underline{D}}; \underline{\underline{\Sigma}} \in G_i \right\} \forall \underline{\underline{D}} \in \mathbb{R}^6 = \begin{cases} 0 & \text{se } \underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_i \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (6.4)$$

Onde $\underline{\underline{D}}$ representa o tensor de taxa de deformação e \mathcal{C}_i é o cone das normais exteriores a G_i . Este cone designa igualmente o domínio de pertinência para o critério definido por G_i , de modo que vale:

$$\mathcal{C}_i = \left\{ \underline{\underline{D}} \mid D_{11} = D_{33} = 0, D_{22} \geq 2 \cdot \text{tg } \varphi_i \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \right\} \quad (6.5)$$

6.1.2.3 Definição do Domínio G^m

O domínio convexo G^m é idêntico a \mathcal{G}^m de modo que:

$$\underline{\underline{\Sigma}} \in G^m \Leftrightarrow \underline{\underline{\Sigma}} \in \mathcal{G}^m \quad (6.6)$$

Lembrando que sua função de apoio se escreve como:

$$\pi_m(\underline{\underline{D}}) = \begin{cases} H_m \cdot \text{tr } \underline{\underline{D}} & \text{se } \underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (6.7)$$

Onde $H_m = C_m \cdot \cotan \varphi_m$. \mathcal{C}_m é o domínio de pertinência, cone de normais a G^m , de forma que:

$$\underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m \Leftrightarrow \left\{ \underline{\underline{D}} \mid \text{tr} \underline{\underline{D}} \geq (|D_I| + |D_{II}| + |D_{III}|) \cdot \sin \varphi_m \right\} \quad (6.8)$$

Com D_I , D_{II} e D_{III} os valores principais de $\underline{\underline{D}}$.

6.1.3 Cálculo da Função de Apoio $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$

A definição da função de apoio $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ do critério G^{hom} sob a ótica do método cinemático da análise limite sobre o meio homogeneizado é:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = \max \left\{ \underline{\underline{\Sigma}}; \underline{\underline{D}}, \underline{\underline{\Sigma}} \in G^{hom} \right\} \quad (6.9)$$

Que, como mostrado por de Buhan (1986), pode ser escrita como:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = \min_{\underline{\underline{\delta}} \in \mathbb{R}^6} \left\{ \pi_i(\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}}) + \pi_m(\underline{\underline{\delta}}) \right\} \quad (6.10)$$

Onde $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ é finito somente se $\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i$ e $\underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m$, com isso limita-se o cálculo $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ para os tensores $\underline{\underline{\delta}}$ que verificam estas condições. Levando em consideração as expressões de π_i e π_m , temos que:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = H_m \min_{\substack{\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i \\ \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m}} \text{tr}(\underline{\underline{\delta}}) \quad (6.11)$$

Antes de se efetuar o cálculo de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$, é interessante avaliar o domínio de pertinência de \mathcal{C}^{hom} , ou seja, os tensores $\underline{\underline{D}}$ que conduzem a $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) \leq +\infty$ que pode ser escrito como:

$$\underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}^{hom} \Leftrightarrow \exists \underline{\underline{\delta}} \mid \underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i \text{ e } \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m \quad (6.12)$$

Onde se constata a identidade:

$$\mathcal{C}^{hom} = \mathcal{C}_m + \mathcal{C}_i \quad (6.13)$$

O que quer dizer que \mathcal{C}^{hom} é a envoltória convexa do domínio formado pela união das convexas \mathcal{C}_m e \mathcal{C}_i

Todavia, diferentemente do estado plano de deformações, não é possível encontrar um $\underline{\underline{\delta}}$ que solucione a fórmula (6.21), no entanto valendo-se do teorema cinemático da análise limite pode-se escrever que:

$$\pi^{hom}(\underline{\underline{D}}) = H_m \min_{\substack{\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_i \\ \underline{\underline{\delta}} \in \mathcal{C}_m}} tr(\underline{\underline{\delta}}) \leq H_m \min_{\substack{\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}}' \in \mathcal{C}_i \\ \underline{\underline{\delta}}' \in \mathcal{C}_m}} tr(\underline{\underline{\delta}}') \quad (6.14)$$

Onde $\underline{\underline{\delta}}'$ é um tensor particular que pertence a \mathcal{C}_m e $\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}}' \in \mathcal{C}_i$. Pode-se propor tensores $\underline{\underline{\delta}}'$ de forma específica para encontrar um limite superior de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ denotada agora como $\tilde{\pi}^{hom}(\underline{\underline{D}})$.

Procurara-se a minimização de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ a partir de três $\underline{\underline{\delta}}'$ particulares sendo eles: $\underline{\underline{\delta}}' = \underline{\underline{D}}$ para todo tensor $\underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m$, $\underline{\underline{\delta}}'$ diagonal e $\underline{\underline{\delta}}' = \underline{\underline{u}} \otimes \underline{\underline{e}}_2$.

6.1.3.1 Cálculo da Função de Apoio Considerando $\underline{\underline{\delta}}' = \underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m$

Para uma primeira aproximação da função de apoio, proporemos que $\underline{\underline{\delta}}' = \underline{\underline{D}}$ sendo $\underline{\underline{D}}$ pertinente para o critério de Coulomb. Logo $\underline{\underline{\delta}}'$ respeita o critério já que:

$$\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta}}' = \underline{\underline{0}} \in \mathcal{C}_i \quad (6.15)$$

$$\underline{\underline{\delta}}' = \underline{\underline{D}} \in \mathcal{C}_m \quad (6.16)$$

Assim a primeira aproximação de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ fica:

$$\tilde{\pi}^{hom}_1(\underline{\underline{D}}) = \begin{cases} H_m \cdot tr(\underline{\underline{D}}) & \text{se } tr \underline{\underline{D}} \geq (|D_I| + |D_{II}| + |D_{III}|) \cdot \text{sen } \varphi_m \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (6.17)$$

6.1.3.2 Cálculo da Função de Apoio Considerando que $\underline{\underline{\delta}}'$ Diagonal.

Inicialmente, propõe-se que $\underline{\underline{\delta}}'$ assuma a seguinte forma:

$$\underline{\underline{\delta'}} = \begin{pmatrix} \delta'_{11} & 0 & \delta'_{13} \\ 0 & \delta'_{22} & 0 \\ \delta'_{13} & 0 & \delta'_{33} \end{pmatrix} \quad (6.18)$$

A fim de avaliar se $\underline{\underline{\delta'}}$ pertence a \mathcal{C}_m deve-se calcular os autovalores de $\underline{\underline{\delta'}}$ que são:

$$\begin{cases} \delta'_I = \delta'_{22} \\ \delta'_{II} = \frac{1}{2} \cdot (\delta'_{11} + \delta'_{33} + \sqrt{(\delta'_{11} - \delta'_{33})^2 + 4 \cdot \delta'_{13}}) \\ \delta'_{III} = \frac{1}{2} \cdot (\delta'_{11} + \delta'_{33} - \sqrt{(\delta'_{11} - \delta'_{33})^2 + 4 \cdot \delta'_{13}}) \end{cases} \quad (6.19)$$

Onde δ'_I , δ'_{II} e δ'_{III} são os autovalores de $\underline{\underline{\delta'}}$. Neste momento deve-se otimizar a soma dos módulos dos autovalores de $\underline{\underline{\delta'}}$ em função de δ'_{13} , para assim encontrar-se o $\underline{\underline{\delta'}}$ específico desta classe que possui o menor traço desta forma retornando uma melhor aproximação de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$. Mostra-se que a soma dos módulos dos autovalores de $\underline{\underline{\delta'}}$ apresenta valor mínimo quando δ'_{13} é nulo assim $\underline{\underline{\delta'}}$ assume a forma:

$$\underline{\underline{\delta'}} = \begin{pmatrix} \delta'_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \delta'_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \delta'_{33} \end{pmatrix} \quad (6.20)$$

Sendo δ'_{11} , δ'_{22} e δ'_{33} são seus autovalores. Assim tem-se que:

$$\underline{\underline{D}} - \underline{\underline{\delta'}} \in \mathcal{C}_i \Rightarrow \begin{cases} \delta'_{11} = D_{11} \\ \delta'_{33} = D_{33} \\ \delta'_{22} \leq D_{22} - \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \end{cases} \quad (6.21)$$

$$\underline{\underline{\delta'}} \in \mathcal{C}_m \Rightarrow \delta'_{11} + \delta'_{22} + \delta'_{33} \geq (|\delta'_{11}| + |\delta'_{22}| + |\delta'_{33}|) \cdot \text{sen } \varphi_m \quad (6.22)$$

Com estas condições surgem duas possibilidades de solução dependendo do sinal de δ'_{22} :

- Se $\delta'_{22} \geq 0$ tem-se:

$$D_{11} + \delta'_{22} + D_{33} \geq (|D_{11}| + \delta'_{22} + |D_{33}|) \cdot \text{sen } \varphi_m \quad (6.23)$$

O que conduz a:

$$\delta'_{22} \geq [(|D_{11}| + |D_{33}|) - (D_{11} + D_{33})] \cdot \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 - \text{sen } \varphi_m} \quad (6.24)$$

$$\max\left\{0, [(|D_{11}| + |D_{33}|) - (D_{11} + D_{33})] \cdot \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 - \text{sen } \varphi_m}\right\} \leq \delta'_{22} \leq D_{22} - \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \quad (6.25)$$

Desta forma a condição de pertinência de $\underline{\underline{\delta'}}$ surge como:

$$\max\left\{0, [(|D_{11}| + |D_{33}|) - (D_{11} + D_{33})] \cdot \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 - \text{sen } \varphi_m}\right\} \leq D_{22} - \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \quad (6.26)$$

Logo aproximação de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ fica igual a:

$$\tilde{\pi}^{hom}_2(\underline{\underline{D}}) = H_m \cdot \max\left\{D_{11} + D_{33}, [(|D_{11}| - D_{11}) - (|D_{33}| - D_{33})] \cdot \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 - \text{sen } \varphi_m}\right\} = f_2(\underline{\underline{D}}) \quad (6.27)$$

$$\begin{aligned} & \tilde{\pi}^{hom}_2(\underline{\underline{D}}) \\ &= \begin{cases} f_2(\underline{\underline{D}}) & \text{se } \max\left\{0, [(|D_{11}| + |D_{33}|) - (D_{11} + D_{33})] \cdot \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 - \text{sen } \varphi_m}\right\} \leq D_{22} - \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (6.28) \end{aligned}$$

- Se $\delta'_{22} \leq 0$ tem-se:

$$D_{11} + \delta'_{22} + D_{33} \geq (|D_{11}| - \delta'_{22} + |D_{33}|) \cdot \text{sen } \varphi_m \quad (6.29)$$

O que conduz a:

$$\delta'_{22} \geq \frac{(|D_{11}| + |D_{33}|) \cdot \text{sen } \varphi_m - (D_{11} + D_{33})}{1 + \text{sen } \varphi_m} \quad (6.30)$$

$$\frac{(|D_{11}| + |D_{33}|) \cdot \text{sen } \varphi_m - (D_{11} + D_{33})}{1 + \text{sen } \varphi_m} \leq \delta'_{22} \leq \min\{0, D_{22} - \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i\} \quad (6.31)$$

Desta forma a condição de pertinência de $\underline{\underline{\delta'}}$ surge como:

$$\frac{(|D_{11}| + |D_{33}|) \cdot \text{sen } \varphi_m - (D_{11} + D_{33})}{1 + \text{sen } \varphi_m} \leq \min\{0, D_{22} - \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i\} \quad (6.32)$$

Logo aproximação de $\pi^{hom}(\underline{\underline{D}})$ fica igual a:

$$\tilde{\pi}^{hom}_3(\underline{\underline{D}}) = H_m \cdot [(|D_{11}| + D_{11}) + (|D_{33}| + D_{33})] \frac{\text{sen } \varphi_m}{1 + \text{sen } \varphi_m} = f_3(\underline{\underline{D}}) \quad (6.33)$$

$$\begin{aligned} & \tilde{\pi}^{hom}_3(\underline{D}) \\ &= \begin{cases} f_3(\underline{D}) & \text{se } \frac{(|D_{11}| + |D_{33}|) \cdot \text{sen } \varphi_m - (D_{11} + D_{33})}{1 + \text{sen } \varphi_m} \leq \min\{0, D_{22} - \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i\} \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \end{aligned} \quad (6.34)$$

6.1.3.3 Cálculo da Função de Apoio Considerando $\underline{\delta}' = \underline{u} \otimes \underline{e}_2$

Deve-se calcular os autovalores de $\underline{\delta}'$ cujo valor é dado pela formula:

$$\begin{cases} \delta'_I = 0 \\ \delta'_{II} = \frac{1}{2} \cdot \left(\delta'_{22} + \sqrt{\delta'_{22}{}^2 + 4 \cdot (\delta'_{12} + \delta'_{23})} \right) \\ \delta'_{III} = \frac{1}{2} \cdot \left(\delta'_{22} - \sqrt{\delta'_{22}{}^2 + 4 \cdot (\delta'_{12} + \delta'_{23})} \right) \end{cases} \quad (6.35)$$

Assim podem-se escrever as condições para que $\underline{\delta}' \in \mathcal{C}_m$ e $\underline{D} - \underline{\delta}' \in \mathcal{C}_i$ que são:

$$\underline{D} - \underline{\delta}' \in \mathcal{C}_i \Rightarrow \begin{cases} \delta'_{11} = D_{11} = 0 \\ \delta'_{33} = D_{33} = 0 \\ \delta'_{22} \leq D_{22} - \sqrt{(D_{12} - \delta'_{12})^2 + (D_{23} - \delta'_{23})^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \end{cases} \quad (6.36)$$

$$\underline{\delta}' \in \mathcal{C}_m \Rightarrow \delta'_{22} \geq (|\delta'_I| + |\delta'_{II}| + |\delta'_{III}|) \cdot \text{sen } \varphi_m \quad (6.37)$$

A segunda condição implica em que:

$$\delta'_{22} \geq 2 \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{\delta'_{12}{}^2 + \delta'_{23}{}^2} \quad (6.38)$$

Assim a condição de pertinência apresenta-se como:

$$\begin{cases} D_{11} = D_{33} = 0 \\ 2 \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{\delta'_{12}{}^2 + \delta'_{23}{}^2} \leq \delta'_{22} \leq D_{22} - \sqrt{(D_{12} - \delta'_{12})^2 + (D_{23} - \delta'_{23})^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \end{cases} \quad (6.39)$$

No entanto deve-se garantir primeiro o cumprimento da segunda condição. Limitou-se a situação:

$$\begin{cases} \delta'_{12} = \lambda \cdot D_{12} \\ \delta'_{23} = \lambda \cdot D_{23} \end{cases} \quad (6.40)$$

De modo que se obtém a seguinte expressão para a condição de pertinência:

$$\begin{cases} D_{11} = D_{33} = 0 \\ 2 \cdot |\lambda| \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \leq \delta'_{22} \leq D_{22} - |1 - \lambda| \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \end{cases} \quad (6.41)$$

Deve-se minimizar o valor de $\text{tr } \underline{\underline{\delta'}} = \delta'_{22} = 2 \cdot |\lambda| \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2}$, o valor de λ que fornece este mínimo é λ_0 verificando:

$$2 \cdot |\lambda_0| \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \leq D_{22} - |1 - \lambda_0| \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \quad (6.42)$$

Ou seja:

$$2 \cdot |\lambda| \cdot \text{tg } \varphi_m + |1 - \lambda| \cdot \text{tg } \varphi_i \leq \frac{D_{22}}{\sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2}} \quad (6.43)$$

O estudo da variação da função $F(\lambda) = 2 \cdot |\lambda| \cdot \text{tg } \varphi_m + |1 - \lambda| \cdot \text{tg } \varphi_i$ mostra que o valor de λ_0 é dado por:

- $\lambda_0 = 0$ se $\underline{\underline{D}} \in C_i$, ou seja $\begin{cases} D_{11} = D_{33} = 0 \\ D_{22} \geq \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \end{cases}$
- $\lambda_0 = 1$ se $\begin{cases} D_{11} = D_{33} = 0 \\ \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \leq D_{22} \leq 2 \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \end{cases}$

Então:

$$\tilde{\pi}^{hom}_4(\underline{\underline{D}}) = \begin{cases} 0 & \text{se } D_{11} = D_{33} = 0 \text{ e } D_{22} \geq \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \quad (6.44)$$

$$\begin{aligned} & \tilde{\pi}^{hom}_5(\underline{\underline{D}}) \\ & = \begin{cases} 2 \cdot H_m \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} & \text{se } D_{11} = D_{33} = 0 \text{ e } \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \cdot \text{tg } \varphi_i \leq D_{22} \leq 2 \cdot \text{tg } \varphi_m \cdot \sqrt{D_{12}^2 + D_{23}^2} \\ +\infty & \text{se não} \end{cases} \end{aligned} \quad (6.45)$$

Calculadas as aproximações pode-se finalmente enunciar a fórmula da função de apoio aproximada que é:

$$\tilde{\pi}^{hom}(\underline{D}) = \min \left\{ \tilde{\pi}^{hom}_1(\underline{D}), \tilde{\pi}^{hom}_2(\underline{D}), \tilde{\pi}^{hom}_3(\underline{D}), \tilde{\pi}^{hom}_4(\underline{D}), \tilde{\pi}^{hom}_5(\underline{D}) \right\} \quad (6.46)$$

6.1.4 Critério de Resistência Macroscópico para o Caso de Junta com Coesão não Nula

A dedução da função de apoio para o caso em que as juntas apresentarem coesão diferente de zero seguem o mesmo raciocínio do caso do estado plano de deformação logo a função de apoio encontrada é:

$$\tilde{\pi}^{hom}(\underline{D}, C_i) = H_i \cdot tr(\underline{D}) + \left(1 - \frac{H_i}{H_m}\right) \cdot \tilde{\pi}^{hom}(\underline{D}, C_i = 0) \quad (6.47)$$

Onde $\tilde{\pi}^{hom}(\underline{D}, C_i = 0)$ é descrito pela fórmula (6.46).

6.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM TÚNEL EM MACIÇO ROCHOSO FRATURADO

6.2.1 Geometria do Túnel

A geometria do túnel analisado é constituída de um cilindro de seção um semicírculo de diâmetro D a uma profundidade H . A orientação das juntas no meio heterogêneo inicial é definida por um ângulo θ com a horizontal e um ângulo α_1 com o eixo do cone e $\alpha_0 = \pi/2 - \theta$ com a projeção do eixo do cone no plano da seção do túnel, o corte do maciço no plano da seção do túnel para o caso de $\alpha_1 = 0$, caso que equivale ao estado plano de deformação, é o mesmo apresentado pela figura 5.14 para o caso de estado plano.

6.2.2 Capacidade de Resistência dos Constituintes

A capacidade de resistência dos materiais é dada pela resistência do meio homogeneizado, descrito pelo domínio G^{hom} definido anteriormente e caracterizado pela coesão e ângulo de atrito da rocha sã e das juntas, respectivamente: $(C_m, \varphi_m), (C_i, \varphi_i)$.

6.2.3 Fator de Estabilidade

A estrutura é submetida a um único parâmetro de carregamento, seu peso próprio notado por γ . Desta forma o domínio dos carregamentos potencialmente suportáveis toma a forma:

$$K^{hom} = [0, \gamma^+] \quad (6.57)$$

Uma maneira clássica de análise dimensional mostra que γ^+ pode ser adimensionalizado de modo que toma a forma:

$$\gamma^+ = \frac{C_m}{D} \cdot F^+(\varphi_m, \varphi_i, \theta) \quad (6.58)$$

Onde F^+ age como um fator sem dimensão que controla a estabilidade do túnel. E que será aproximado pelo exterior pelo método cinemático da análise limite.

6.2.4 Mecanismo de Ruptura para Análise de Estabilidade de Túneis Formado por um Bloco em Movimento

Para fazer-se a análise de estabilidade de um túnel tridimensional se utilizara um mecanismo de ruptura formado de um cone interceptado por um plano em seu vértice em movimento apresentando uma velocidade \underline{u} , como apresentado nas figuras 6.2.

$$\underline{U}(\underline{x}) = \begin{cases} \underline{u} & \text{se } \underline{x} \in \text{ao bloco em movimento} \\ \underline{0} & \text{se não} \end{cases} \quad (6.59)$$

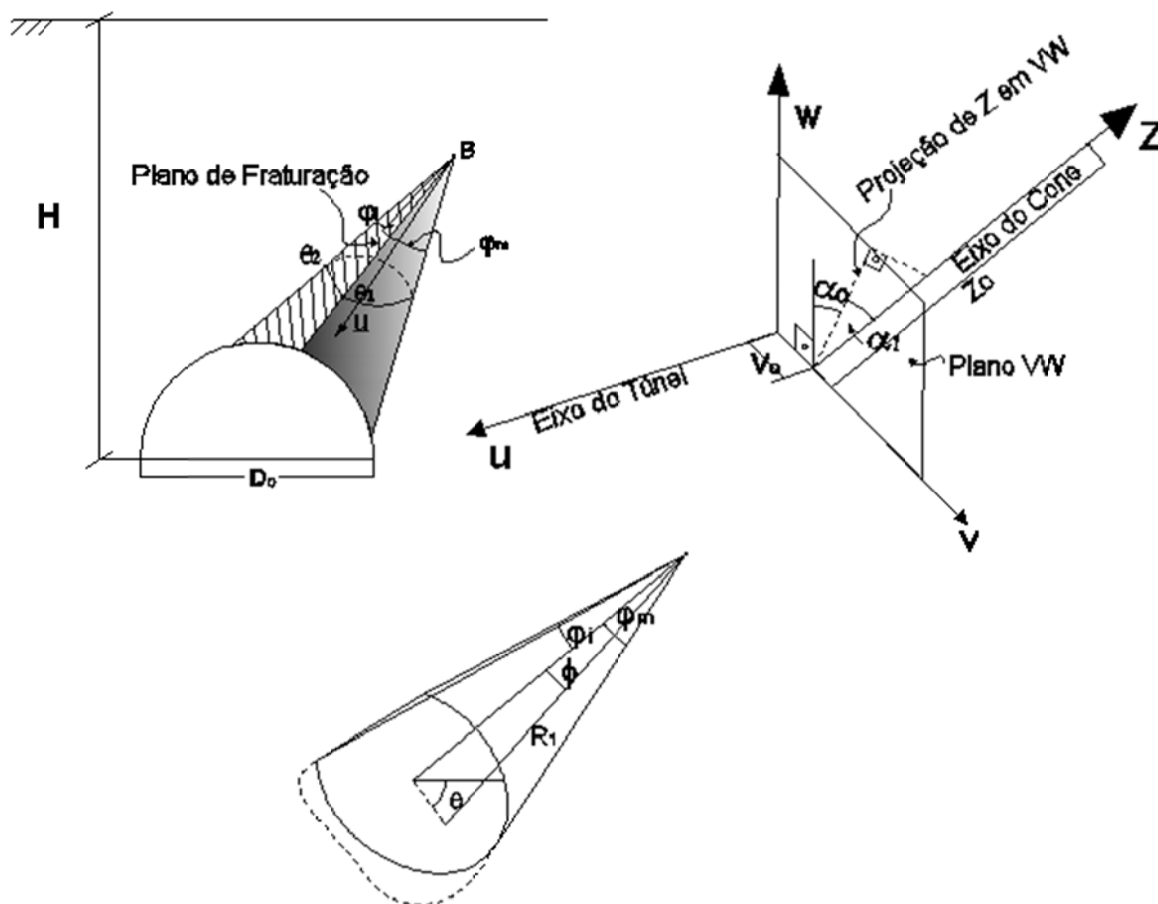


Figura 6.2: mecanismo de ruptura 3D representação tridimensional

O plano que intercepta o cone é paralelo à direção das juntas, assim formando um ângulo θ com a horizontal e um ângulo α_0 com o eixo do túnel. Para assegurar à pertinência do campo de velocidades a direção de \underline{u} forma com o plano um ângulo φ_i e com a superfície do cone um ângulo φ_m .

Para tornar o processo de otimização mais simples e criar alguma semelhança entre o estado plano de deformações e o tridimensional opta-se por restringir o cálculo ao caso em que $\alpha_1 = 0^0$. Assim pode-se fazer uma representação em planta o mecanismo como apresentada na figura 6.3 além de permitir que o mecanismo possa ser discretizado por dois parâmetros escalares que são os ângulos μ_1 e μ_2 .

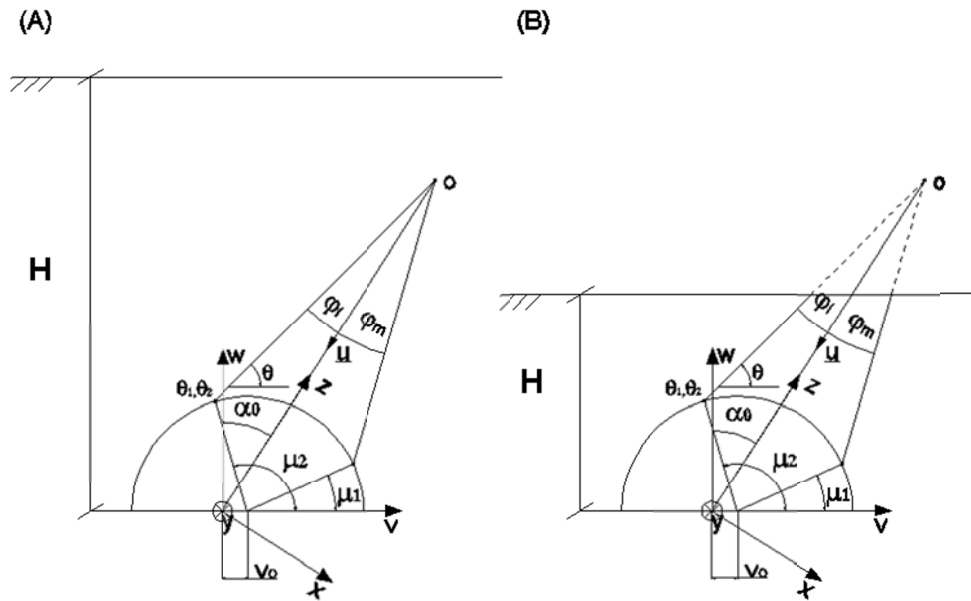


Figura 6.3: mecanismo de ruptura 3D representação bidimensional

A aplicação do teorema cinemático da análise limite estipula que uma condição necessária para a estabilidade do túnel se escreve:

$$P_{ext} \leq P_{rm} \quad (6.60)$$

Onde P_{ext} é a potência das forças externas e P_{rm} é a potência resistente máxima desenvolvida pelo campo de velocidades \underline{U} considerada.

No entanto, antes de aplicar o teorema deve-se determinar o cálculo do volume do bloco e da área lateral do mesmo.

O cálculo do volume é muito semelhante ao apresentado no capítulo 4 para um túnel escavado em um maciço homogêneo e a equação do mesmo é dada por:

$$V = \int_0^{2\pi} \int_0^{\varphi_m} \int_0^{R_1(\phi, \theta)} r^2 \cdot \sin \phi \cdot dr \cdot d\phi \cdot d\theta - \int_{\theta_1}^{\theta_2} \int_{\Phi(\theta)}^{\varphi_m} \int_0^{R_1(\phi, \theta)} r^2 \cdot \sin \phi \cdot dr \cdot d\phi \cdot d\theta \quad (6.61)$$

Onde R_1 apresenta a mesma formulação apresentada na fórmula (4.15) e com a, b e c definidos pelo conjunto de equações (4.17), considerando $\mu_3 = \theta + \varphi_i$, faltando para o cálculo apenas definir os valores de θ_2 e θ_1 e de $\Phi(\theta)$.

Para definir estes valores primeiro deve-se descrever a equação do plano em coordenadas esféricas. A equação do plano assume a forma:

$$\Phi(\theta) = \operatorname{arctg}\left(-\frac{1}{\operatorname{tg}(\pi/2 - \varphi_i) \cdot \cos \theta}\right) \text{ para } \left(\frac{\pi}{2} < \theta < \frac{3\pi}{2}\right) \quad (6.62)$$

Lembrando que a equação do cone neste sistema de coordenadas é:

$$\phi = \varphi_m \quad (6.63)$$

Pode-se igualar a expressão (6.61) e (6.62) para encontrar-se a intersecção como apresentado a seguir:

$$\varphi_m = \operatorname{arctg}\left(-\frac{1}{\operatorname{tg}(\pi/2 - \varphi_i) \cdot \cos \theta}\right) \quad (6.64)$$

O que conduz a:

$$\theta = \arccos\left(-\frac{1}{\operatorname{tg}(\pi/2 - \varphi_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_m}\right) = \pi - \arccos\left(\frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{\operatorname{tg} \varphi_m}\right) \quad (6.65)$$

Sendo que as duas raízes do intervalo $[0, 2\pi]$ são respectivamente θ_2 a maior e θ_1 a menor.

Desta maneira expressão de P_{ext} toma a forma:

$$P_{ext} = V \cdot \gamma \cdot \underline{u} \quad (6.66)$$

Onde V é o volume do bloco em movimento, e pode ser escrita como:

$$P_{ext} = \gamma \cdot u \cdot D_o^3 \cdot \tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (6.67)$$

Onde \tilde{P}_{ext} é uma função sem dimensão.

Quanto à potência resistente máxima P_{rm} , a contribuição do termo $\pi^{hom}\left(\underline{d}\right)$ é nulo já que a taxa de velocidade de deformação associada a \underline{U} é nula. Desta forma se reduz ao termo devido a descontinuidade de velocidade:

$$P_{rm} = \int_{\Sigma} \pi^{hom}(\underline{n}, [\underline{U}]) d\Sigma \quad (6.68)$$

Onde $[\underline{U}]$ é a descontinuidade de velocidade ao longo de Σ . De maneira que pode ser escrito como:

$$P_{rm} = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \pi^{hom}(\underline{n}, [U]) \cdot \text{sen } \varphi_m \cdot R_1 \cdot d\theta + \int_{\Sigma_p} \pi^{hom}(\underline{n}_p, [U]) dS \quad (6.69)$$

Onde \underline{n} é avaliado ponto a ponto de integração, R_1 tem a formulação apresentada pela expressão (4.20), \underline{n}_p é normais ao plano e Σ_p é a área do plano de fraturação circunscrita pela curva de intersecção entre o plano e o cone.

Ao considerar o caso em que $C_i = 0$, $\pi^{hom}(\underline{n}_p, [U])$ assume valor igual à zero com isso a expressão de P_{rm} simplifica-se para:

$$P_{rm} = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \pi^{hom}(\underline{n}, [U]) \cdot \text{sen } \varphi_m \cdot R_1 \cdot d\theta \quad (6.70)$$

P_{rm} pode ser reescrito da mesma forma que P_{ext} e assumir a forma:

$$P_{rm} = C_m \cdot u \cdot D_o^2 \cdot \tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (6.71)$$

E a partir da inigualdade do teorema cinemático da análise limite e considerando $\gamma = \gamma^+$ tem-se:

$$\gamma^+ \cdot u \cdot D_o^3 \cdot \tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \leq C_m \cdot u \cdot D_o^2 \cdot \tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (6.72)$$

Onde:

$$F^+ = \left(\frac{\gamma^+ \cdot D}{C_m} \right)^+ \leq \frac{\tilde{P}_{rm}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i)}{\tilde{P}_{ext}(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i)} = f(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad \forall \mu_i (i = 1, 2) \text{ pertinente} \quad (6.73)$$

E por consequência a majoração obtida para este tipo de mecanismo é dada por:

$$F^+ \leq \min_{\mu_i (i=1,2)} f(\mu_1, \mu_2, \theta, \varphi_m, \varphi_i) \quad (6.74)$$

Um estudo paramétrico foi realizado para estimar a sensibilidade do fator F^+ em função das propriedades mecânicas e da orientação das juntas θ .

A estimativa de F^+ é representada em função de θ para alguns valores de ângulo de atrito φ_m e φ_i . Lembrando que a coesão das juntas C_i é igual a zero e $H \gg D$.

É apresentada na figura 6.4 a evolução da estimativa do fator $F^+ = (\gamma^+ \cdot D/C_m)^+$ em função de θ para $\varphi_i = 10^\circ$ e 20° e $\varphi_m = 30^\circ$, na figura 6.5 é feita a mesma análise alterando o valor de $\varphi_m = 40^\circ$. Já na figura 6.6 é apresentada a função F^+ para um $\varphi_i = 30^\circ$ e para dois ângulos de atrito da matriz rochosa $\varphi_m = 40^\circ$ e 50° .

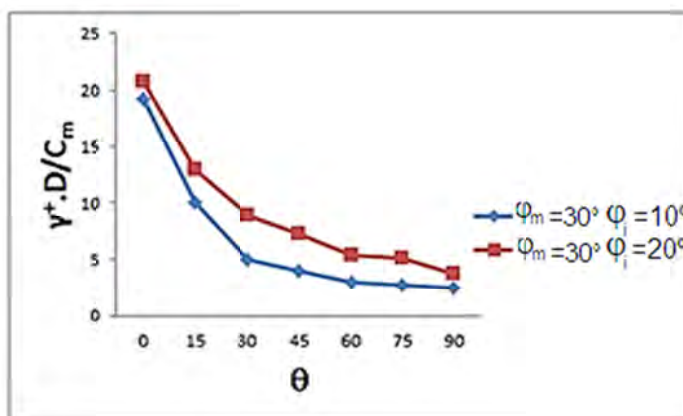


Figura 6.4: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 30^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

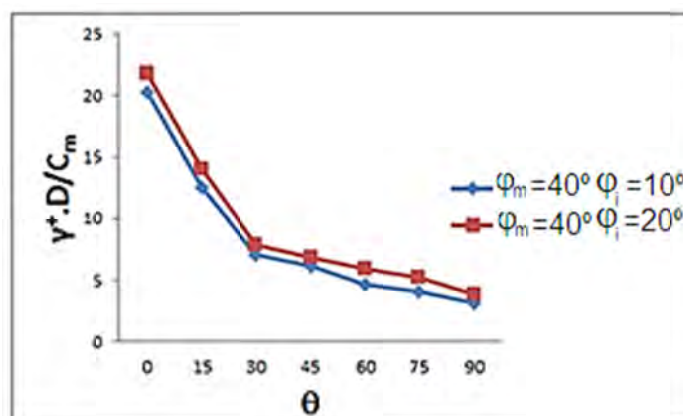


Figura 6.5: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e $\varphi_i = 10^\circ$ e 20°

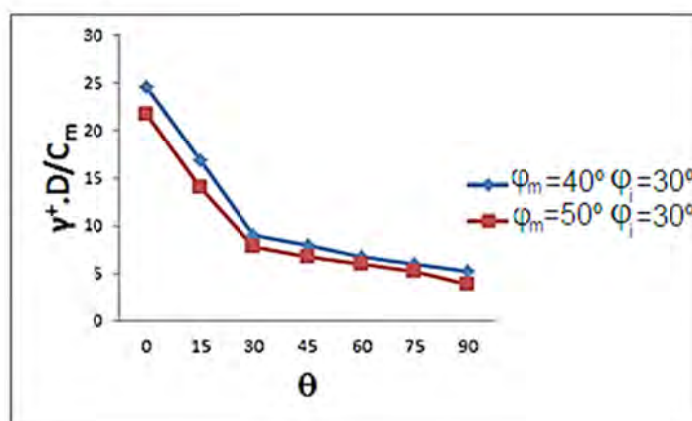


Figura 6.6: evolução de F^+ em função de θ para $\varphi_m = 40^\circ$ e 50° e $\varphi_i = 30^\circ$

Pode-se notar neste estudo paramétrico que este mecanismo apresenta como esperado grande semelhança de comportamento com o mecanismo para estado plano de deformações de um bloco apresentando comportamento pobre para ângulos de mergulho das juntas pequeno resultado este esperado, pois como o mecanismo de um bloco para o caso de estado plano de deformação este mecanismo também não consegue simular satisfatoriamente para ângulos de orientação das juntas menores que 30° a formação de blocos instáveis que deslizem segundo a direção preferencial das juntas.

7 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo será feito o estudo da previsibilidade em projeto do colapso do túnel estação Pinheiros da linha 4 do metrô de São Paulo, utilizando os programas de análise limite baseados nos mecanismos tridimensional e de estado plano de deformação com dois blocos em movimento.

Este capítulo será dividido em duas partes na primeira serão apresentados os dados do túnel estação Pinheiros e na segunda parte será feito o estudo da previsibilidade do colapso.

7.1 GEOMETRIA DO TÚNEL

A geometria da seção do túnel estação pinheiros foi projetada para ser composta por um arco em concreto projetado com fibras e reforçado por uma cambota treliçada que descarregavam suas tensões em sapatas de fundação de 55 cm de largura, de forma que o túnel apresentava largura de 18,8m, altura de 14,2m, seu comprimento era de 46,4m e a profundidade de aproximadamente 35m. As figuras 7.1, 7.2 e 7.3 mostram o formato da seção do túnel.

Com base nestes dados para modelo de análise foi escolhido uma seção transversal composta por uma meia circunferência de 18 m de diâmetro.



Figura 7.1: foto do túnel estação durante sua escavação e começo da escavação do túnel de via (original IPT 2008)

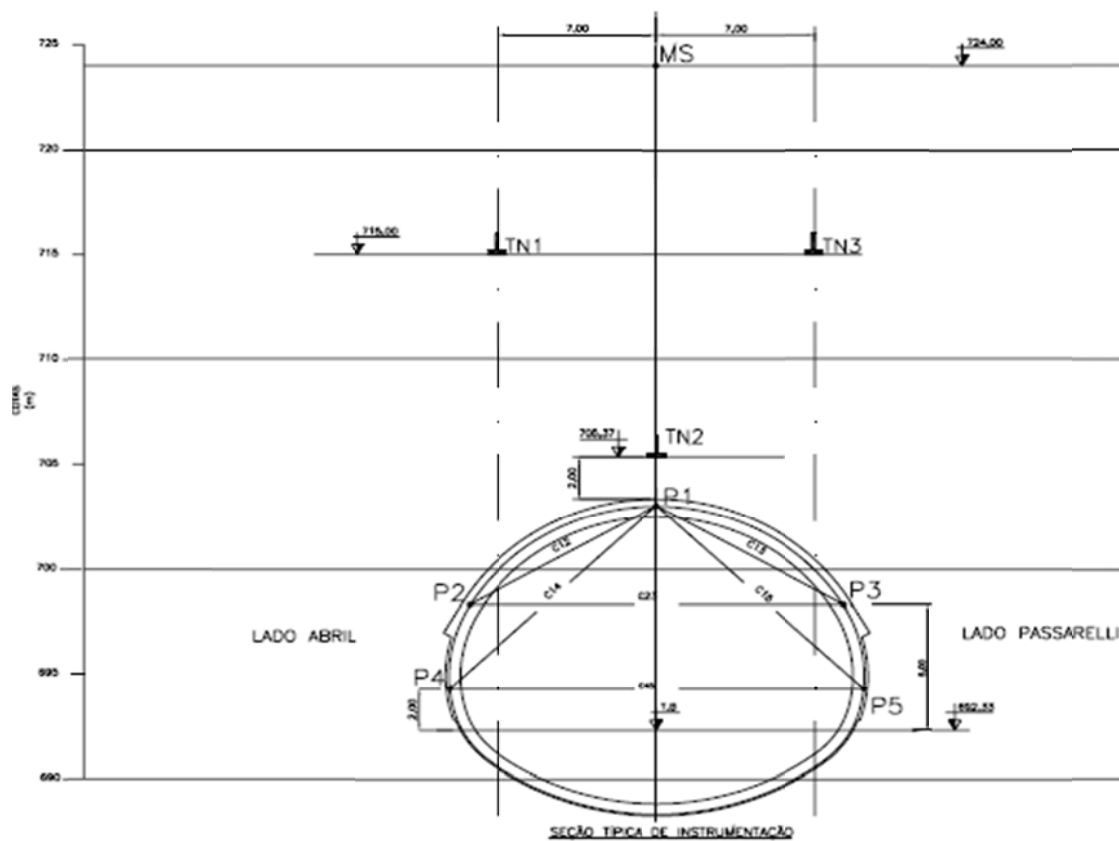


Figura 7.2: seção típica do túnel estação Pinheiros com sua instrumentação (original IPT 2008)

| | | |
|---|--|-----------------|
| I.C.E. Nº L2-002/2007 | DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA DE-4.12.03.01/6G3-001-A, 005-A e 011-A | |
| Assunto: Estação Pinheiros – Túnel NATM – Tratamento Adicional no Primeiro Rebaixo. | DATA 11/01/2007 | FOLHA 2 de 3 |

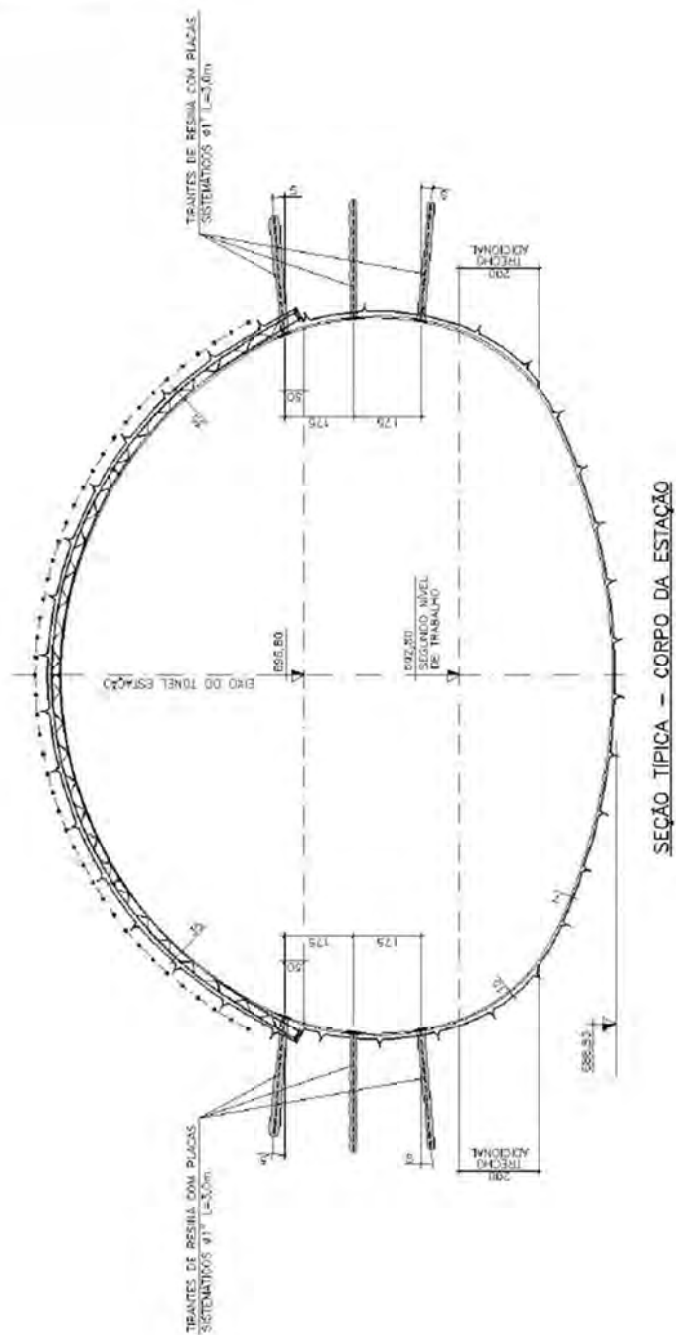


Figura 7.3: seção típica do túnel estação Pinheiros (original IPT 2008)

7.2 PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS

Devido ao longo tempo de planejamento da obra, cerca de 10 anos até a licitação, permitiu um grande volume de sondagens, ensaios e levantamentos *in situ*, sendo realizados 4 metros de sondagens por metro de túnel, ou seja, 1,3 vezes o efetuado pela prática internacional para túneis de estação. Contudo, não foram realizados ensaios de permeabilidade para as camadas de aterro, aluvião sedimentos terciários e nos horizontes alterados do maciço gnáissico. Apesar do número elevado de sondagens, em apenas uma foram realizados ensaios para determinar a permeabilidade do maciço. Nas sondagens próximas ao rio também foram realizados levantamentos para caracterizar estruturalmente o maciço. A partir desta investigação, obtiveram-se os seguintes dados sobre as rochas e juntas que constituem o maciço: são apresentados na tabela 7.1 e 7.2 os dados para as rochas obtidas pelo levantamento geológico, e na tabela 7.3 pode ser visto os dados encontrados pelo levantamento geológico para as juntas.

| Variedade litológica - Gnaiss | Índices Físicos Médios | | | | Velocidade de onda P (m/s) |
|------------------------------------|---|--|-------------------------|--------------------------|----------------------------|
| | γ_{aparente} (kg/m ³) | $\gamma_{\text{aparente seca}}$ (kg/m ³) | Porosidade aparente (%) | umidade de saturação (%) | |
| Granítico cinza-médio | 2632 | 2619 | 1,35 | 0,52 | 4744 |
| Granítico cinza-claro | 2570 | 2528 | 4,21 | 1,67 | 2743 |
| Granítico de transição | 2606 | 2623 | 1,78 | 0,68 | 3353 |
| Biotítico (foliação subvertical) | 2581 | 2512 | 6,81 | 2,75 | 2695 |
| Biotítico (foliação subhorizontal) | 2610 | 2534 | 7,61 | 3,03 | 1845 |

γ - massa específica

Tabela 7.1: índices físicos médios dos litotipos (original IPT 2008)

| Variedade Litológica - gnaisse | Grau de Alteração | Parâmetros Geomecânicos Médios | | | | | |
|----------------------------------|-------------------|---------------------------------|-----------------------|-----------|------|---------------------|----------------------|
| | | Módulo de Deformabilidade (GPa) | Compressão (MPa) | | | Coesão (MPa) | Ângulo de Atrito (°) |
| | | | Uniaxial | Diametral | | | |
| | | | Paral. | Perp. | | | |
| Granítico cinza-médio | A2/A1 | 65,10 | 182,30 ⁽⁴⁾ | | | | |
| | A2/A3 | 27,20 | 79,70 | 10,3 | 15,4 | 8,07 ⁽²⁾ | 60 ⁽²⁾ |
| Granítico de transição | A2 | 20,50 | 103,3 | - | - | 7,90 | 58 |
| | A2/A3 | 13,0 | 60,70 | | | | |
| Granítico cinza-claro | A3/A2 | 1,6 ⁽¹⁾ | 8,60 ⁽¹⁾ | | -- | 4,5 ⁽²⁾ | 56 ⁽²⁾ |
| Biotítico (foliação subvertical) | A3 | 15,20 | 21,50 | 3,8 | - | 1,33 | 43 |
| Biotítico (foliação inclinada) | | | | | | 1,35 ⁽³⁾ | 34 ⁽³⁾ |

Obs.: ⁽¹⁾ – valor influenciado pela presença de nível biotítico oxidado em amostra medianamente alterada (A3); ⁽²⁾ – rocha levemente alterada (A2); ⁽³⁾ – resistência ao cisalhamento paralela à foliação fechada; ⁽⁴⁾ – amostras secas.

Tabela 7.2: parâmetros geomecânicos médios dos litotipos (original IPT 2008)

| Família de juntas | Envolvória | Equação ajustada | Tensão Normal (MPa) | | | |
|-------------------|--------------------|---|---------------------|-------|---------|-------|
| | | | 0,50 | | 1,00 | |
| | | | C (KPa) | Φ (°) | C (KPa) | Φ (°) |
| F1 | Superior | $\tau = \sigma_n \tan [13,6 \log(85 / \sigma_n) + 28^\circ]$ | 180 | 51,0 | 300 | 47,5 |
| | Intermediária | $\tau = \sigma_n \tan [8,4 \log(52,5 / \sigma_n) + 25,5^\circ]$ | 58 | 38,5 | 108 | 36,0 |
| | Inferior | $\tau = \sigma_n \tan [7,2 \log(46 / \sigma_n) + 24,5^\circ]$ | 45 | 35,5 | 84 | 33,0 |
| F2 | Superior | $\tau = \sigma_n \tan [16 \log(41 / \sigma_n) + 22,5^\circ]$ | 168 | 45,0 | 274 | 40,5 |
| | Intermediária | $\tau = \sigma_n \tan [13,6 \log(43,5 / \sigma_n) + 24^\circ]$ | 128 | 44,0 | 217 | 40 |
| | Inferior | $\tau = \sigma_n \tan [3,4 \log(58 / \sigma_n) + 26^\circ]$ | 18 | 31,5 | 36 | 30,5 |
| F3 | Superior | $\tau = \sigma_n \tan [11,5 \log(72 / \sigma_n) + 26,5^\circ]$ | 112 | 46,0 | 194 | 42,5 |
| | Intermediária | $\tau = \sigma_n \tan [9,7 \log(59,5 / \sigma_n) + 26^\circ]$ | 77 | 41,5 | 139 | 39 |
| | Inferior | $\tau = \sigma_n \tan [8,1 \log(44 / \sigma_n) + 24^\circ]$ | 52 | 36,5 | 97 | 33,5 |
| F4 | "In natura" | $\tau = 4,36 + \sigma_n \tan 53^\circ$ | | | | |
| | 1º após ruptura | $\tau = \sigma_n \tan 40^\circ$ | | | | |
| | todos após ruptura | $\tau = \sigma_n \tan 36^\circ$ | | | | |

Tabela 7.3: equações de ajuste da envoltória de resistência e parâmetros de Mohr das famílias de juntas abertas (original IPT 2008)

Quanto à orientação e tipos de juntas, foi encontrado o seguinte padrão:

- N79E/Vertical (~ENE-WSW/Vertical) – juntas longitudinais;
- N17W/Vertical (~NNW-SSE/Vertical) – juntas transversais;

- N16E/Vertical (~NNE-SSW) – juntas oblíquas do tipo lateral direito;
- N56W/85SW (~NW-SE/Vertical) – juntas oblíquas do tipo lateral esquerdo;
- N36E/52SE (~NE-SW/52SE);
- N17W/38NE (~NNW-SSE/38NE);
- Uma família horizontal a subhorizontal.

Este padrão pode ser visualizado pelos estereogramas apresentados nas figuras 7.4, 7.5, 7.6 e 7.7.

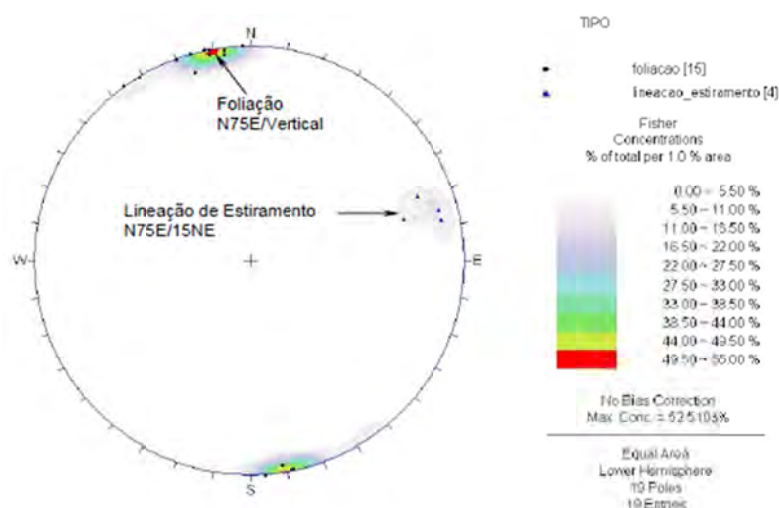


Figura 7.4: Estereograma da foliação e da lineação de estiramento (original IPT 2008)

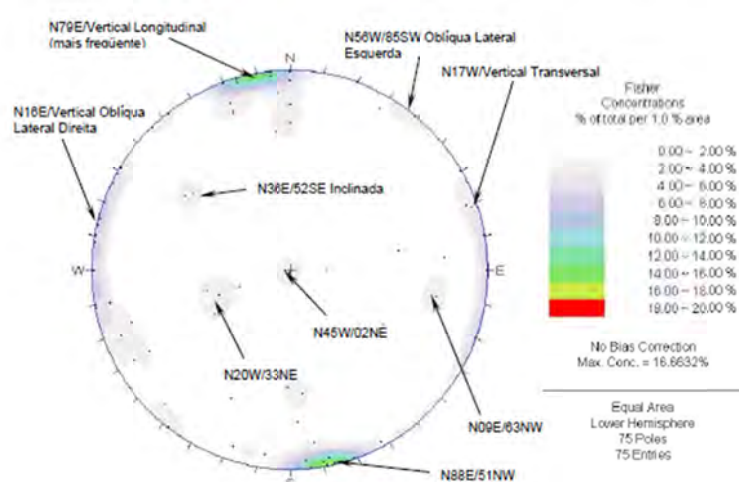


Figura 7.5: Estereograma de juntas regionais (original IPT 2008)

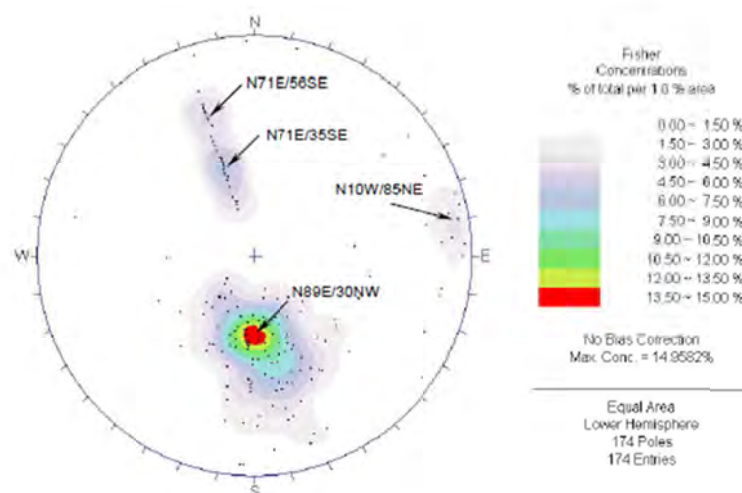


Figura 7.6: Estereograma de juntas do obturador de impressão (original IPT 2008)

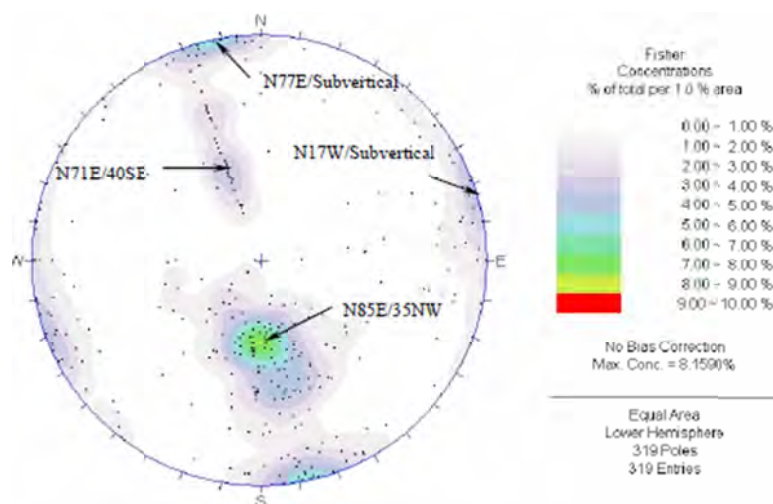


Figura 7.7: Estereograma de descontinuidades obtido com os dados estruturais dos levantamentos regionais e com o obturador de impressão na área da Estação Pinheiros (original IPT 2008)

A tabela 7.4 apresenta o comportamento esperado das famílias de juntas quando da execução do túnel.

| Família | N | Estabilidade de Blocos | Percolação |
|---------------------------------|---|---|--|
| N79E/Subvertical (e = 20 cm) | 1 | Desconfinamento longitudinal dos blocos ao longo do eixo das escavações | Tendem a estar fechadas pelo regime neotectônico de tensões |
| N17W/Subvertical (e = 20 cm) | 2 | Desconfinamento lateral dos blocos em relação ao plano das seções transversais das escavações | Tendem a estar abertas pelo regime neotectônico de tensões |
| N56W/85SW (e = 200 cm) | 4 | | |
| N77E/32SE (e = 300 cm) | 5 | Desconfinamento de topo e base dos blocos no plano das seções transversais das escavações | N77E/32SE Tendem a estar fechadas pelo regime neotectônico de tensões |
| N17W/38NE (e = 300 cm) | 6 | | N17W/38NE Tendem a estar abertas pelo regime neotectônico de tensões |
| Subhorizontais (e = 300 cm) | 7 | Desconfinamento de topo e base dos blocos no plano das seções transversais | Tendem a estar abertas pelo processo de geração de alívio de carga no processo erosivo |

Obs: a) estabilidade de blocos: considerando o traçado dos túneis e estações quase paralelos à direção da foliação; b) percolação: influenciada pela orientação das juntas em relação ao regime de tensões neotectônico vigente, ou seja: - eixo distensivo de direção NE/SW, tende a abrir as juntas N17W/subvertical, N56W/85SW e N17E/38NE; - eixo compressivo de direção NW-SE, tende a fechar as juntas N79E/subvertical e N77E/32SE; c) e: espaçamento médio admitido para o pólo máximo representativo da família, com base nos levantamentos executados. Nas sondagens analisadas, foram detectados trechos mais fraturados, com espaçamentos centimétricos, em zonas de rocha mais alterada ou de entrecruzamento de várias famílias de juntas.

Tabela 7.4: compartilhamento estrutural das famílias de juntas (original IPT 2008)

Em decorrência das investigações e da identificação de níveis de rocha alterada e muito fraturada no maciço rochoso, o Relatório Técnico RT-4.12.00.00/4C3-501 – Rev. 0 ressaltou que:

- Podem ocorrer horizontes decimétricos de saprolito e juntas preenchidas com material silto-arenoso, controlados pela foliação;
- Esses planos devem seguir ao longo das paredes e da abóbada, pois os túneis apresentam traçado subparalelo à foliação;
- A justaposição dos litotipos em lentes amendoadas acarreta em descontinuidade desses planos, dificultando a previsão de sua ocorrência à frente das escavações. Caso não sejam interceptadas

diretamente pela seção de escavação, não são detectadas, apesar de poderem estar localizadas a poucos decímetros do contorno da escavação;

- A conjugação desses planos com juntas transversais, subhorizontais e outras famílias, pode gerar zonas desfavoráveis não detectadas na campanha de investigação do projeto.

E continua, “a estação Pinheiros, próximo à Marginal Pinheiros, apresenta, por aproximadamente 40m, pequena cobertura de rocha, podendo ocorrer saprolito e/ou sedimentos terciários na abóbada. Além disso, a região é, claramente, de interseção de estruturas geológicas regionais (NE e NW), propiciando alívio de tensões no maciço, que pode aumentar o aporte de água na escavação e gerar instabilidades”, IPT (2008).

Nas tabelas 7.5 e 7.6 são apresentados os parâmetros para as rochas e juntas utilizados pelo projeto básico.

| Grau de alteração da rocha intacta | c (kPa) | Φ (°) |
|------------------------------------|-----------------|------------|
| A1 | 40.000 – 70.000 | 60 |
| A2 | 10.000 – 45.000 | 55 |
| A3 | 6.000 – 10.000 | 50 |
| A4 | 1.200 – 2.500 | 40 |

Tabela 7.5: parâmetros para as rochas intactas (original IPT 2008)

| Alteração das Paredes | c (kPa) | Φ (°) |
|-----------------------|---------|------------|
| A1 | ~0 | 45 |
| A2 | ~0 | 40 |
| A3 | ~0 | 35 |
| A4 | ~0 | 30 |

Nota: Paredes rugosas, sem preenchimento, alteração das paredes dada pelo grau de alteração da rocha intacta.

Tabela 7.6: parâmetros para as discontinuidades (original IPT 2008)

Com base nos dados apresentados acima os engenheiros responsáveis pelo projeto fizeram um modelo geomecânico apresentado nas figuras 7.8 a 7.14.

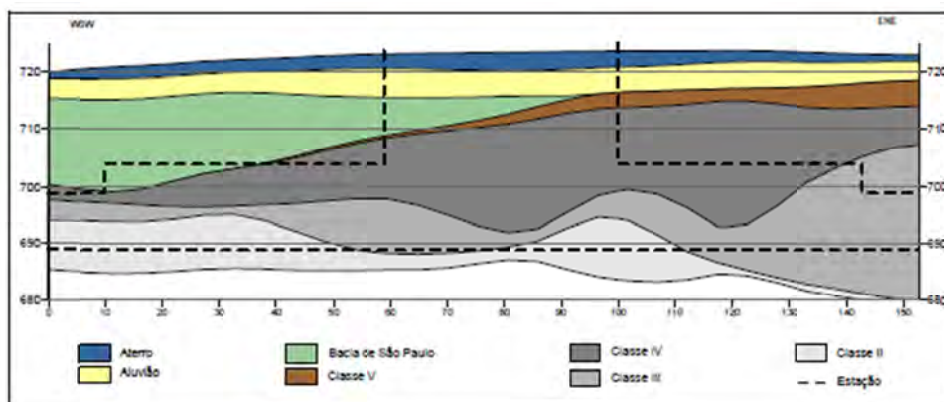


Figura 7.8: Seção geomecânica longitudinal pelo eixo da entrevistas.
(original IPT 2008)

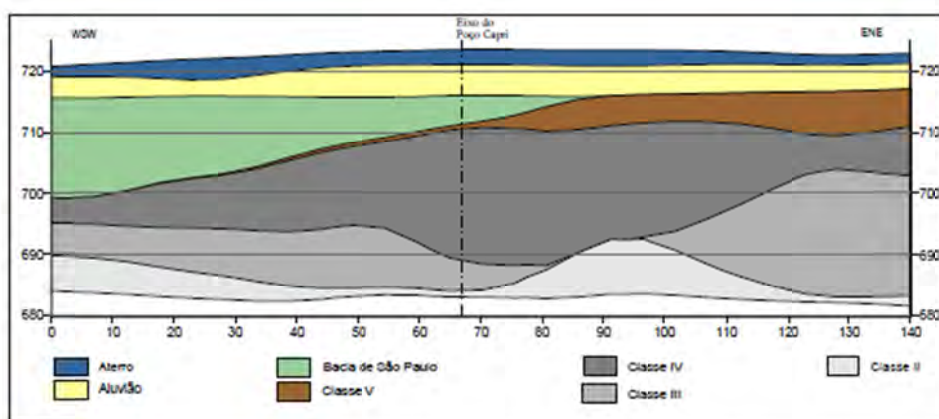


Figura 7.9: Seção geomecânica longitudinal pelo lado norte (Abril) da estação
(original IPT 2008)

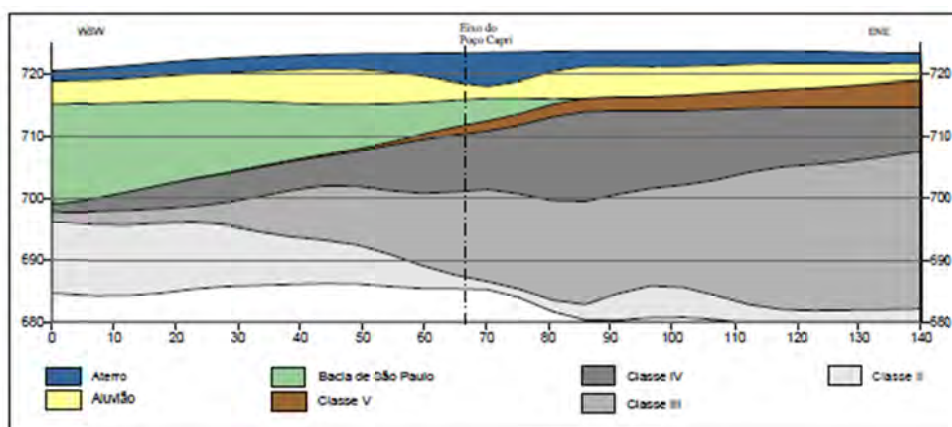


Figura 7.10: Seção geomecânica longitudinal pelo lado sul (Passarelli) da estação
(original IPT 2008)

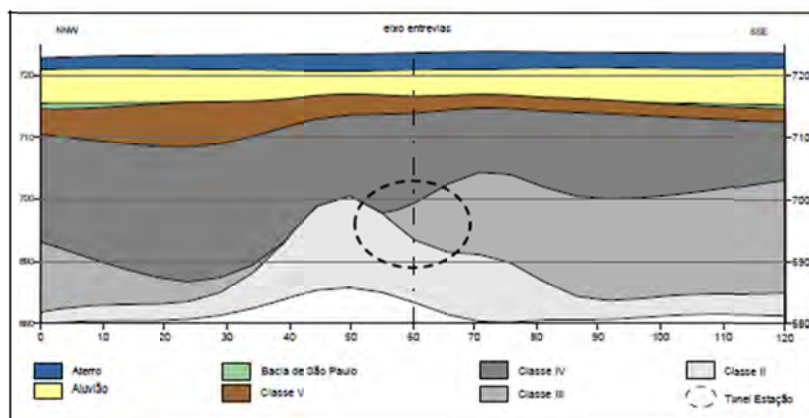


Figura 7.11: Seção geomecânica pela progressiva 7086,65 (original IPT 2008)

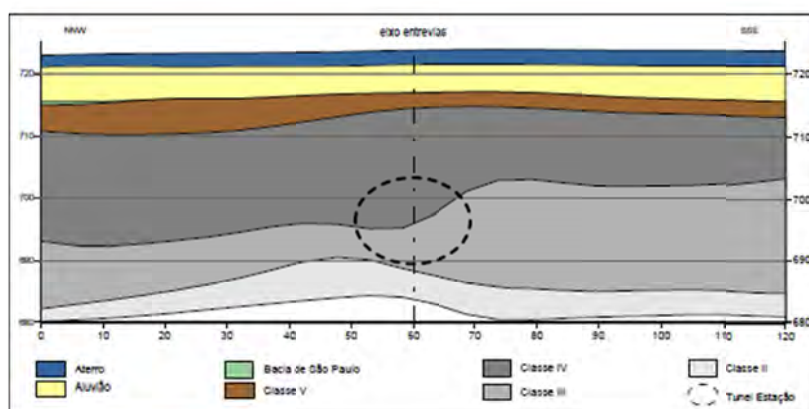


Figura 7.12: Seção geomecânica pela progressiva 7096,85 (original IPT 2008)

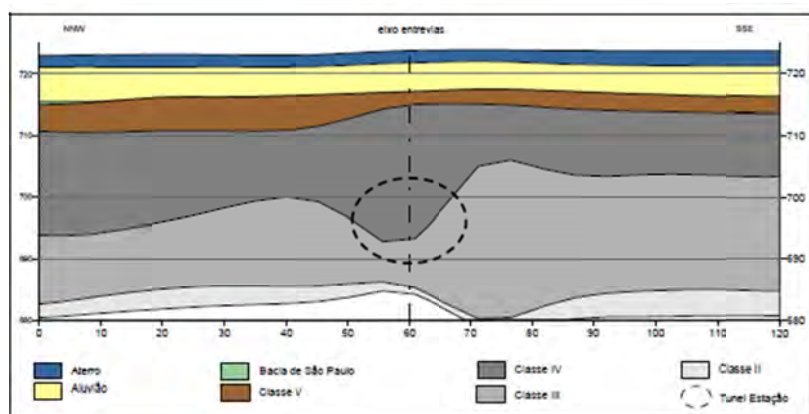


Figura 7.13: Seção geomecânica pela progressiva 7105,97 (original IPT 2008)

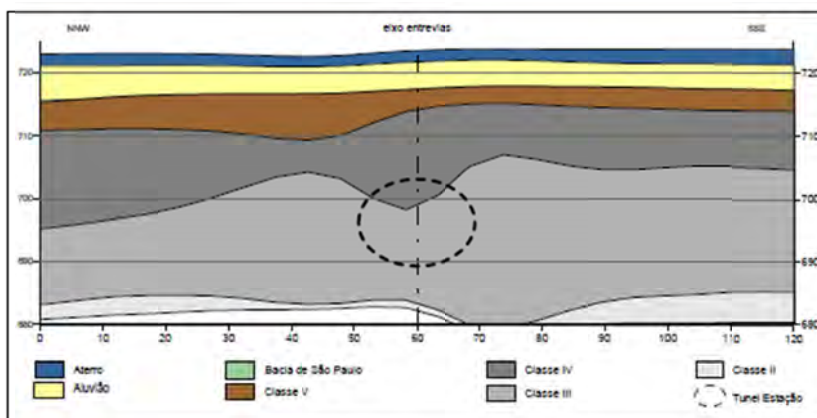


Figura 7.14: Seção geomecânica pela progressiva 7115,05 (original IPT 2008)

Estas seções geradas a partir de interpolação tridimensional das diferentes classes do maciço rochoso representam de modo mais fidedigno o maciço rochoso. No entanto, não contemplam integralmente as variações laterais, uma vez que, na realidade ocorrem de modo brusco em posição praticamente vertical condicionada pela foliação. A figura 7.15 apresenta o traço dos sistemas de descontinuidades identificado nos levantamentos.

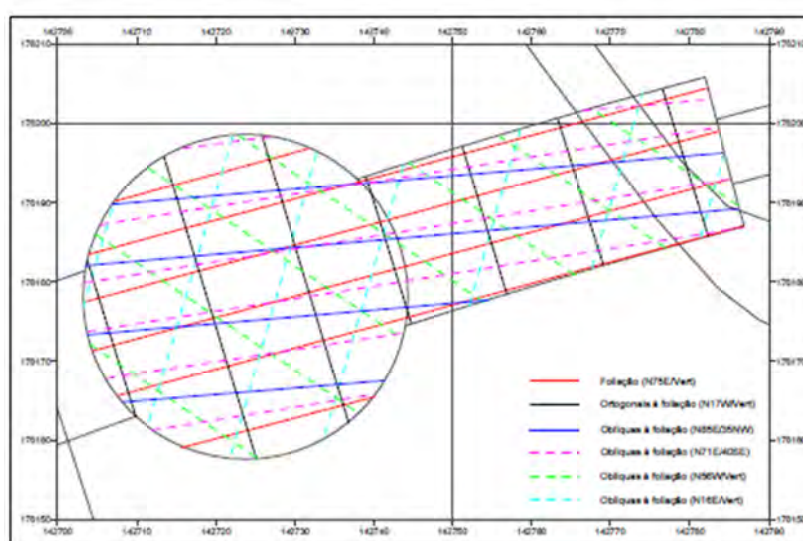


Figura 7.15: Traços dos sistemas de descontinuidades no plano horizontal, identificados nos levantamentos estruturais regionais e com o obturador de impressão na área da Estação Pinheiros, as linhas cheias indicam as descontinuidades mais frequentes. (original IPT 2008)

Em geral, o maciço apresenta três famílias de descontinuidades mais frequentes, onde as fraturas se apresentam generalizadamente com paredes rugosas alteradas e com finos filmes de argila e ou material silto-arenoso de alteração.

A Figura 7.16, em escala aproximada apresenta de modo esquemático a grande heterogeneidade e a forte anisotropia do maciço rochoso, já na figura 7.17 mostra-se a orientação das juntas e cicatrizes de ruptura encontradas após o colapso.

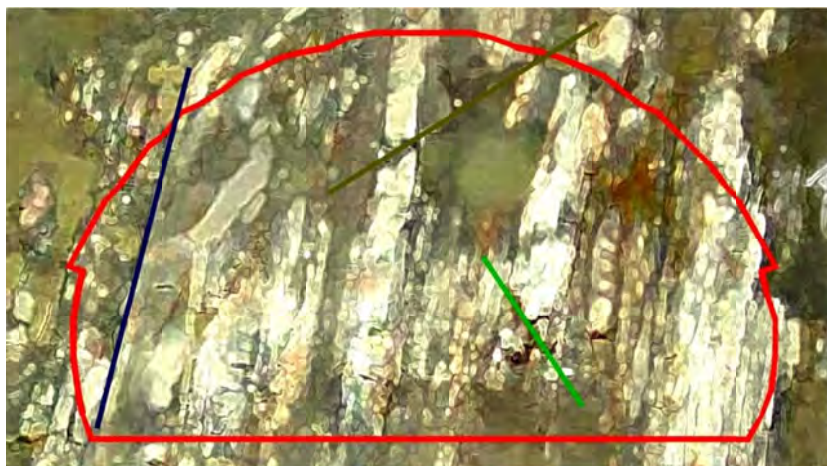


Figura 7.16: Representação esquemática do modelo geológico-geotécnico do maciço rochoso da área Estação Pinheiros. (original IPT 2008)

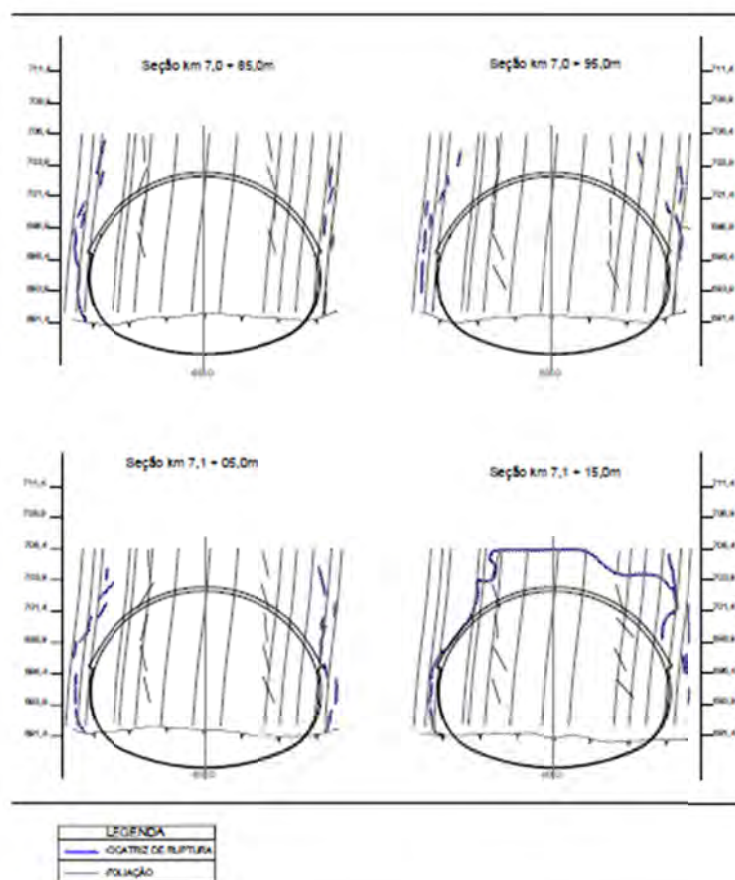


Figura 7.17: Variações no mergulho da foliação em diferentes profundidades. (original IPT 2008)

Ao avaliar estas seções nota-se que a seção do túnel está imersa em maciço rochoso muito alterado classe III e IV por isso, neste estudo de caso, os parâmetros que carregaram o modelo de análise para a matriz rochosa foram:

| Tipo de Rocha | Coesão | Ângulo de atrito (φ°) | Peso Próprio |
|----------------------------------|----------|--------------------------------------|----------------------|
| Biotítico (foliação subvertical) | 1,33 MPa | 43° | 26 KN/m ³ |
| Biotítico (foliação inclinada) | 1,35 MPa | 34° | 26 KN/m ³ |

Tabela 7.7: parâmetros para a rocha intacta utilizados no modelo

Já na determinação dos parâmetros para as discontinuidades, foi feito um estudo paramétrico, uma vez que o valor informado nos estudos foi considerado muito elevado, na tabela 7.8 são informados os resultados obtidos através das equações de ajustes obtidas em IPT (2008) apresentadas na tabela 7.3. Os resultados obtidos para diversos valores de σ_n : φ_i o valor do ângulo de inclinação da reta tangente ao ponto considerado e a coesão C_i o valor de τ obtido pela reta tangente com $\sigma_n = 0$, além de ser calculado um ângulo de atrito interno para um critério de Coulomb sem coesão, considerando que a reta passa pela origem e pelo ponto ($\sigma_n = 1000, \tau(\sigma_n)$), excetuando para as curvas F2 superior e F2 intermediária cujo intervalo de tensões normais que pode ser considerado é inferior aos 1000 arbitrados sendo considerado o maior inteiro válido. Analisando estes resultados nota-se que os valores do ângulo de atrito são fortemente dependentes da tensão normal aplicada, e ao avaliar os resultados obtidos e o fato que os ângulos de atrito das discontinuidades no projeto são da ordem dos ângulos de atrito da rocha intacta, decidiu-se verificar a estabilidade do túnel para o caso do Biotítico de foliação subvertical com o ângulo de atrito das discontinuidades com valor de 10°, 20°, 30° e 40°; já para o Biotítico de foliação inclinada o mesmo estudo foi feito para os ângulos 10°, 20° e 30°. Também se variou o ângulo de mergulho a fim de tentar simular todas as famílias de discontinuidades, a coesão das discontinuidades foi considerada nula, como é de costume. A figura 7.18 apresenta um estudo da tensão de cisalhamento admissível obtida através da curva de ajuste F2 superior e critério de Coulomb sem coesão e ângulos de atrito $\varphi_i = 15^\circ, 20^\circ, 30^\circ$, onde nota-se que para $\varphi_i = 30^\circ$ o critério de Coulomb superestima muito as tensões admissíveis, para $\varphi_i = 20^\circ$ inicialmente são subestimadas as tensões admissíveis e

após certo valor de σ_n superestima bastante as tensões e finalmente tem-se $\varphi_i = 15^\circ$ que subestima as tensões admissíveis por um intervalo bem maior que $\varphi_i = 20^\circ$ e a partir do momento que superestima as tensões é de maneira mais suave, mostrando assim a importância de não se utilizar ângulos de atrito elevados para o critério de Coulomb.

| F1 superior | | | F1 intermediaria | | | F1 inferior | | | F2 superior | | | F2 intermediaria | | |
|---------------------------|--------|-------------|---------------------------|--------|-------------|---------------------------|-------|-------------|---------------------------|-------|-------------|--------------------------|-------|-------------|
| σ_n | C_i | φ_i | σ_n | C_i | φ_i | σ_n | C_i | φ_i | σ_n | C_i | φ_i | σ_n | C_i | φ_i |
| 0,5 | 0,187 | 51 | 0,5 | 0,058 | 39 | 0,5 | 0,044 | 35 | 0,5 | 0,168 | 45 | 0,5 | 0,126 | 44 |
| 1 | 0,301 | 47 | 1 | 0,108 | 36 | 1 | 0,084 | 33 | 1 | 0,274 | 40 | 1 | 0,216 | 40 |
| 10 | 1,79 | 34 | 10 | 0,877 | 28 | 10 | 0,717 | 26 | 10 | 1,7 | 25 | 10 | 1,46 | 26 |
| 50 | 7,04 | 25 | 50 | 3,92 | 22 | 50 | 3,28 | 21 | 50 | 6,97 | 14 | 50 | 6,099 | 17 |
| 100 | 13 | 20 | 100 | 7,53 | 19 | 100 | 6,35 | 19 | 100 | 13,17 | 9 | 100 | 11,54 | 13 |
| 500 | 56,69 | 11 | 500 | 34,92 | 14 | 500 | 29,85 | 14 | 375 | 46,19 | 0 | 500 | 53,01 | 4 |
| 1000 | 108,97 | 7 | 1000 | 68,08 | 11 | 1000 | 58,42 | 12 | | | | 925 | 96,39 | 0 |
| $(C_i, \varphi_i)=(0,14)$ | | | $(C_i, \varphi_i)=(0,14)$ | | | $(C_i, \varphi_i)=(0,14)$ | | | $(C_i, \varphi_i)=(0,7)$ | | | $(C_i, \varphi_i)=(0,6)$ | | |
| F2 inferior | | | F3 superior | | | F3intermediaria | | | F3 inferior | | | | | |
| σ_n | C_i | φ_i | σ_n | C_i | φ_i | σ_n | C_i | φ_i | σ_n | C_i | φ_i | | | |
| 0,5 | 0,018 | 32 | 0,5 | 0,111 | 46 | 0,5 | 0,076 | 42 | 0,5 | 0,052 | 36 | | | |
| 1 | 0,036 | 30 | 1 | 0,194 | 42 | 1 | 0,138 | 39 | 1 | 0,097 | 34 | | | |
| 10 | 0,334 | 27 | 10 | 1,344 | 31 | 10 | 1,06 | 29 | 10 | 0,806 | 26 | | | |
| 50 | 1,6 | 25 | 50 | 5,62 | 23 | 50 | 4,61 | 22 | 50 | 3,65 | 20 | | | |
| 100 | 3,15 | 24 | 100 | 10,59 | 20 | 100 | 8,78 | 19 | 100 | 7,05 | 18 | | | |
| 500 | 15,17 | 21 | 500 | 47,57 | 12 | 500 | 40,21 | 12 | 500 | 33,04 | 12 | | | |
| 1000 | 29,89 | 20 | 1000 | 92,085 | 8 | 1000 | 78,17 | 10 | 1000 | 64,68 | 9 | | | |
| $(C_i, \varphi_i)=(0,21)$ | | | $(C_i, \varphi_i)=(0,13)$ | | | $(C_i, \varphi_i)=(0,14)$ | | | $(C_i, \varphi_i)=(0,13)$ | | | | | |

Tabela 7.8: estudo dos parâmetros das discontinuidades através das equações de ajuste da capacidade de resistência informadas na tabela 7.3

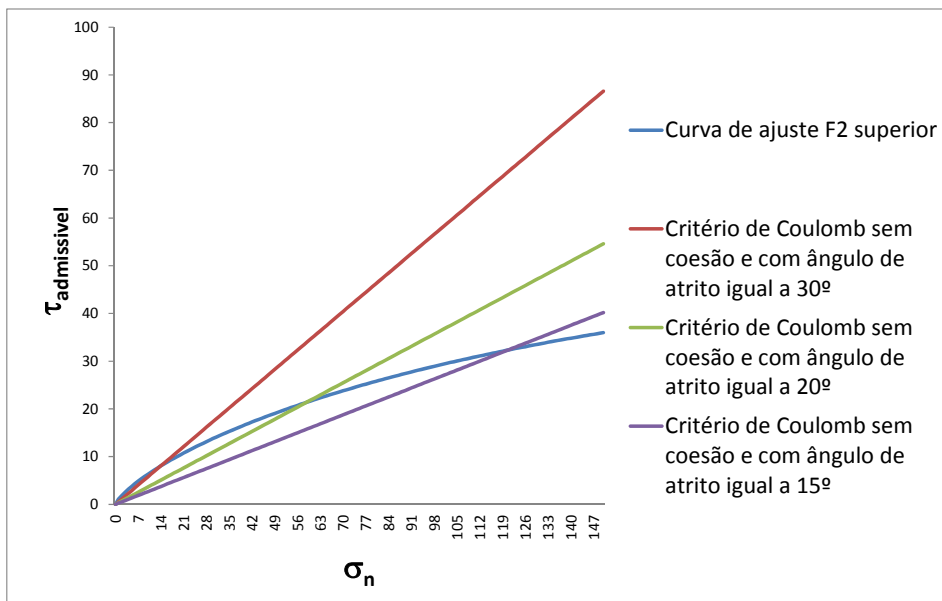


Figura 7.18: estudo de quanto é superestimado a resistência ao cisalhamento das juntas pelo critério de Coulomb para diferentes ângulos de atrito

7.3 RESULTADOS DO ESTUDO DE CASO

São apresentados os resultados para a análise de estabilidade do túnel estação Pinheiros, sendo os mesmos analisado usando os mecanismos tridimensional e de estado plano com dois blocos em movimento. Procurou-se o fator de segurança F_s que é o parâmetro que apresenta a relação entre P_{rm} e P_{ext} , de forma que $F_s = \frac{P_{rm}}{P_{ext}}$. Assim, os resultados são apresentados nas figuras 7.19 e 7.20 para o mecanismo tridimensional e 7.21 e 7.22 para o mecanismo de estado plano com dois blocos em movimento. Para a análise do mecanismo tridimensional α_1 foi considerado igual a 0° .

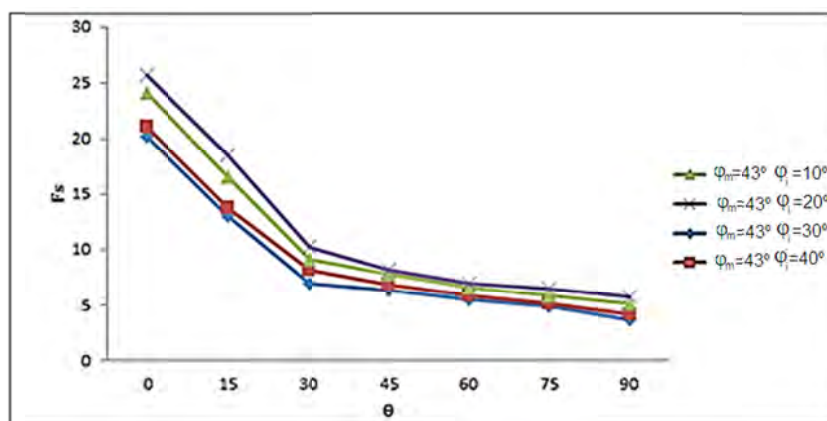


Figura 7.19: evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico (foliação subvertical) e mecanismo tridimensional

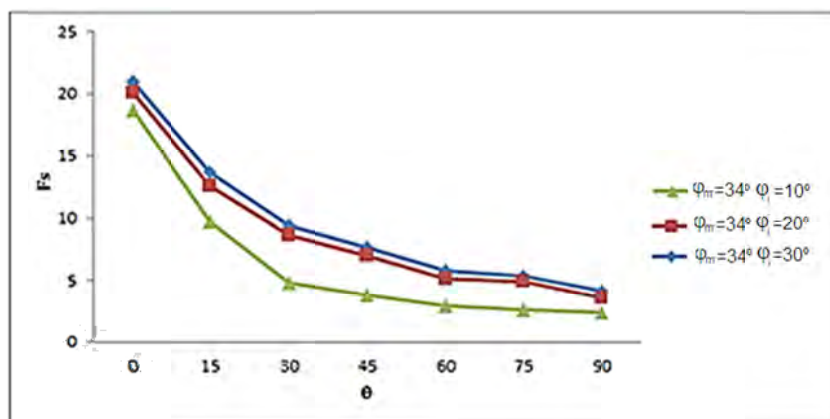


Figura 7.20 evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico (foliação inclinada) e mecanismo tridimensional

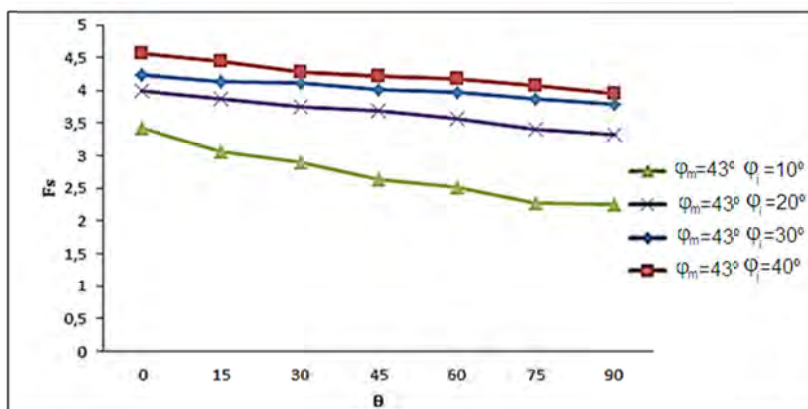


Figura 7.21: evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico (foliação subvertical) e mecanismo bidimensional com dois blocos

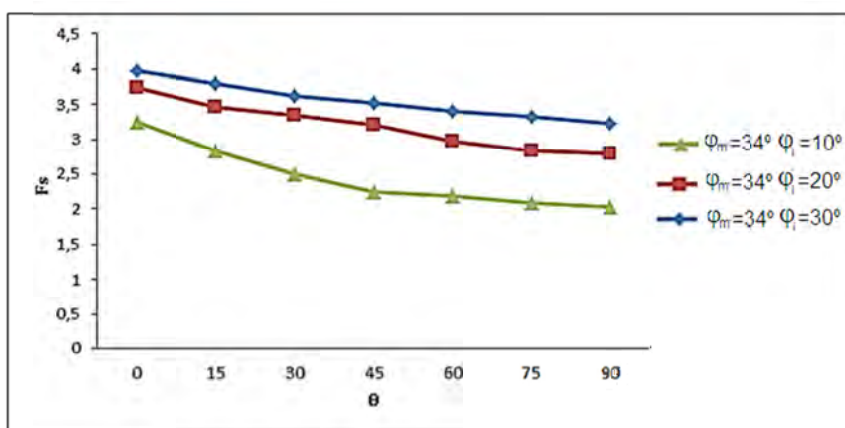


Figura 7.22 evolução do fator de segurança com a variação de θ para o Biotítico (foliação inclinada) e mecanismo bidimensional com dois blocos

Com a finalidade de estudar a previsibilidade do colapso do túnel estação Pinheiros da linha 4 do metrô de São Paulo, fez-se três tipos de análise: a análise do fator de segurança global, análise de fator de segurança considerando coeficientes de segurança preconizados por normas e, por fim, a busca de um coeficiente de segurança que minore homogeneamente as propriedades de resistências dos constituintes (C_m, φ_m) , (C_i, φ_i) .

7.3.1 Análise do Fator de Segurança Fs

Com base nesta análise encontraram-se os seguintes resultados para o fator de segurança para os piores casos $\theta = 90^\circ$ e considerando o mecanismo bidimensional formado por dois blocos, uma vez que se obteve o menor limite superior para o fator de segurança, apresentados na tabela 7.9.

| φ_m | φ_i | Fs |
|-------------|-------------|-------|
| 34 | 10 | 2,035 |
| 34 | 20 | 2,789 |
| 34 | 30 | 3,23 |
| 43 | 10 | 2,548 |
| 43 | 20 | 3,324 |
| 43 | 30 | 3,798 |
| 43 | 40 | 3,961 |

Tabela 7.9: valor fator de segurança para ângulo de mergulho igual a 90°

As maiorias das normas atualmente utilizadas preconizam o uso de coeficientes de segurança parciais e não coeficientes de segurança globais ou fatores de segurança, todavia a NBR 6122 que trata de projeto e execução de fundações, lembrando que não há norma brasileira para escavações subterrâneas, estipula que o fator de segurança global mínimo para capacidade de carga de fundações superficiais, carga limite, seja maior ou igual a 3. Considerara-se este valor para o fator de segurança para analisar a previsibilidade, pois os principais métodos para se calcular a capacidade de carga de fundações superficiais baseiam-se em mecanismos de ruptura da mesma forma que foi utilizado mecanismos de ruptura para estudar a estabilidade do túnel. Desta maneira o coeficiente de segurança encontrado é insuficiente em três casos que são: ($\varphi_m = 34^\circ$; $\varphi_i = 10^\circ$), ($\varphi_m = 34^\circ$; $\varphi_i = 20^\circ$) e ($\varphi_m = 43^\circ$; $\varphi_i = 10^\circ$).

7.3.2 Análise do Fator de segurança Fs Utilizando Coeficientes de Segurança Parciais Propostos em Normas

Outra maneira de verificar se a estrutura é estável ou não é aplicar coeficientes de segurança parciais, tanto aos carregamentos quanto às propriedades de resistência dos constituintes do maciço, e verificar se o fator de segurança é maior que 1. Para esta análise utilizou-se os coeficientes de segurança proposto pelo Eurocode 7 e o proposto pela NBR 6122 para os parâmetros de resistência do solo, lembrando que esta ultima norma trata de fundações e a escolha se deve unicamente por apresentar tanto valores para coeficiente de segurança parciais quanto para coeficientes de segurança globais, fator de segurança.

7.3.2.1 Análise do Fator de segurança Fs Utilizando Coeficientes de Segurança Parciais Propostos pelo Eurocode 7

O Eurocode propõe que os parâmetros de resistência do solo sejam minorados da seguinte maneira: a tangente do ângulo de atrito seja dividida por 1,25 e a coesão não drenada seja minorada em 1,4. Desta forma a coesão da matriz rochosa foi dividida por 1,4 e foram encontrados novos ângulos de atrito interno de modo que:

$$C_m = \frac{C_m}{1,4}; \varphi_m = \arctg\left(\frac{\text{tg } \varphi_m}{1,25}\right); \varphi_i = \arctg\left(\frac{\text{tg } \varphi_i}{1,25}\right) \quad (7.1)$$

Já o coeficiente de majoração das cargas proposto vale: 1,1 para cargas permanentes desfavoráveis e 1,5 para cargas variáveis desfavoráveis. Optou-se por utilizar o valor de 1,5 para todas as cargas, uma vez que nesta análise desconsiderou-se tanto a poropressão quanto a sobrecarga na superfície do terreno. Desta forma, foram encontrados os seguintes valores para o fator de segurança:

| Eurocode 7 | | |
|-------------|-------------|-------|
| φ_m | φ_i | Fs |
| 34 | 10 | 0,758 |
| 34 | 20 | 1,172 |
| 34 | 30 | 1,343 |
| 43 | 10 | 0,881 |
| 43 | 20 | 1,217 |
| 43 | 30 | 1,412 |
| 43 | 40 | 1,69 |

Tabela 7.10: valor fator de segurança para ângulo de mergulho igual a 90° utilizando coeficientes de segurança do Eurocode 7

Para esta análise foram encontrados dois casos em que o colapso era previsível, sendo eles: ($\varphi_m = 34^\circ; \varphi_i = 10^\circ$) e ($\varphi_m = 43^\circ; \varphi_i = 10^\circ$).

7.3.2.2 Análise do Fator de segurança Fs Utilizando Coeficientes de Segurança Parciais Propostos pela NBR 6122

Já a NBR 6122 minora os parâmetros de resistência do solo da seguinte maneira: a tangente do ângulo de atrito seja dividida por 1,4 e a coesão é minorada em 1,6. Desta forma a coesão da matriz rochosa foi dividida por 1,4 e foram encontrados novos ângulos de atrito interno de modo que:

$$C_m = \frac{C_m}{1,6}; \varphi_m = \arctg\left(\frac{\text{tg } \varphi_m}{1,4}\right); \varphi_i = \arctg\left(\frac{\text{tg } \varphi_i}{1,4}\right) \quad (7.2)$$

Em contrapartida o coeficiente que majora as cargas é de 1,4. Assim o fator de segurança obtido é de

| NBR 6122 | | |
|-------------|-------------|-------|
| φ_m | φ_i | Fs |
| 34 | 10 | 0,713 |
| 34 | 20 | 1,071 |
| 34 | 30 | 1,26 |
| 43 | 10 | 0,809 |
| 43 | 20 | 1,104 |
| 43 | 30 | 1,306 |
| 43 | 40 | 1,637 |

Tabela 7.11: valor fator de segurança para ângulo de mergulho igual a 90° utilizando coeficientes de segurança da NBR 6122

Foram encontrados dois casos em que o colapso era previsível sendo eles: ($\varphi_m = 34^\circ$; $\varphi_i = 10^\circ$) e ($\varphi_m = 43^\circ$; $\varphi_i = 10^\circ$) além de um caso limítrofe ($\varphi_m = 34^\circ$; $\varphi_i = 20^\circ$).

7.3.3 Busca por um Coeficiente de Segurança que Minore Homogeneamente as Propriedades de Resistências dos Constituintes

Todavia o valor de Fs não é a única maneira para se analisar a previsibilidade do colapso, uma vez que o estado limite ultimo de ruptura do maciço encontra-se quando o fator de segurança é igual a um. Para analisar-se a previsibilidade da ruptura, pode-se utilizar o conceito de coeficiente de segurança Γ que é um escalar que minora o valor das propriedades dos materiais do seguinte modo:

$$\frac{C_m}{\Gamma}; \frac{\text{tg } \varphi_m}{\Gamma}; \frac{\text{tg } \varphi_i}{\Gamma} \quad (7.3)$$

Assim, pode-se encontrar o valor do coeficiente de segurança que conduz a estrutura ao estado limite ultimo, minorando de maneira homogênea as propriedades de resistência dos constituintes. Diferentes dos métodos anteriormente apresentados, este método consiste em procurar o coeficiente de segurança por tentativa e erro, ou seja, a partir de um valor de Γ encontra-se um valor para Fs variando o valor do coeficiente até que Fs seja igual a 1. Os resultados desta análise são apresentados na tabela 7.11.

| φ_m | φ_i | Γ |
|-------------|-------------|----------|
| 34 | 10 | 1,6 |
| 34 | 20 | 2,0 |
| 34 | 30 | 2,5 |
| 43 | 10 | 1,8 |
| 43 | 20 | 2,2 |
| 43 | 30 | 2,6 |
| 43 | 40 | 2,8 |

Tabela 7.12: valor do coeficiente de segurança para ângulo de mergulho igual a 90°

Devem-se destacar valores para o coeficiente de segurança como referência para a análise da previsibilidade do colapso. Obviamente, valores do coeficiente de segurança iguais ou menores que a unidade representam um colapso certo do túnel; valores entre um e o coeficiente de segurança arbitrário Γ_c , que provem de normas ou usualmente utilizados em projetos desta natureza, são considerados previsíveis, e por fim valores maiores que Γ_c são considerados seguros, ou seja, a ruptura não poderia ser prevista. Contudo, determinar o valor de Γ_c não é uma tarefa tão trivial, uma vez que a maioria das normas trabalha com coeficientes de segurança parciais não homogêneos e majoram os carregamentos, com isso um valor que pode ser considerado adequado para esta análise é 2,0 uma vez que não é muito elevado nem muito reduzido e lembrando-se de que nesta análise não se majora as cargas. Foram encontrados resultados que levam a mesma conclusão do item 7.3.2.2.

8 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS

8.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentou-se uma abordagem para a análise de estabilidade de túneis baseada na teoria de homogeneização em análise limite. Esta abordagem apresenta bons resultados quando a densidade das descontinuidades é elevada e há regularidade das mesmas. Quando estas duas condições são respeitadas o método não apenas apresenta limites superiores do fator de segurança muito próximos do obtido por outras metodologias, como por exemplo, o UDEC, como executa esta análise de maneira relativamente rápida com baixo custo computacional. Além disso, não há a necessidade de se utilizar mecanismos complexos, como no caso da abordagem direta para se levar em conta as fraquezas introduzidas pela presença das juntas. Outro ponto positivo é que a anisotropia da resistência induzida pelas direções privilegiadas das juntas é automaticamente levada em conta pelo processo de homogeneização.

Este trabalho descreveu as capacidades de resistência tridimensionais tanto explicitando a formulação do domínio de resistência G^{hom} , quanto à formulação de suas funções de apoio, além de apresentar a capacidade de resistência, domínio de resistência e funções de apoio para o caso bidimensional formulados por Fréard (2000). Com as capacidades de resistência devidamente definidas, fez-se a análise da estabilidade de um túnel escavado em um maciço fraturado por meio de três mecanismos de ruptura, sendo dois, para estado plano de deformação, um formado por um bloco em movimento e outro formado por dois blocos em movimento, e um para o caso tridimensional. Os cálculos efetuados mostraram que tanto para o mecanismo de um bloco para estado plano de deformação quanto para o mecanismo tridimensional apresentam um limite superior para a função de estabilidade $(\gamma^+ \cdot D/C_m)^+$ muito maior que o encontrado pelo mecanismo de dois blocos quando o ângulo de orientação das descontinuidades é menor que 45° . Para valores maiores do ângulo de orientação das juntas a diferença entre os limites obtidos pelo mecanismo de um bloco e de dois blocos para estado plano de deformações é de cerca de cinquenta por cento. A diferença entre o limite encontrado para o caso tridimensional, considerando que as juntas são perpendiculares ao

plano da seção do túnel e o mecanismo formado por dois blocos em movimento para estado plano de deformação é de cerca de dez por cento.

Fez-se o estudo da previsibilidade do colapso do *túnel Estação Pinheiros do Metrô de São Paulo* e em todos os casos analisados segundo as três diferentes metodologias de análise, a ruptura era previsível em pelo menos dois casos: ângulo de atrito das descontinuidades igual a 10° , sendo limítrofe ou previsível para o caso em que o ângulo de atrito da matriz é de 34° e o das juntas é de 20° . Como se pode notar, a estabilidade somente é com certeza garantida para valores de ângulo de atrito interno das descontinuidades maiores ou iguais a trinta graus. Estes são valores extremamente elevados, possuindo a ordem de grandeza da matriz rochosa. Ao analisarem-se os valores de ângulo de atrito calculados através das equações de ajuste apresentados na tabela 7.3, nota-se que estes valores são fortemente influenciados pela tensão normal aplicada. Estes são muito elevados para valores baixos de tensão normal e diminuem a medida do aumento da mesma, além de que valores de ângulo de atrito elevados tendem a superestimar muito a resistência das justas como pôde ser verificado na figura 7.18.

E como se pode verificar nos gráficos e resultados apresentados tanto o fator de segurança quanto o coeficiente de segurança são mais influenciados pelo ângulo de atrito das juntas do que pelo ângulo de atrito da matriz rochosa. Desta forma, a utilização de ângulos de atrito das juntas elevados é um procedimento que vai contra a segurança. Torna-se evidente, tomando-se os valores encontrados nas análises, que o colapso do *túnel Estação Pinheiros do Metrô de São Paulo* apresenta indícios de que era previsível. Para confirmar a hipótese de que o colapso era previsível se deveria efetuar uma análise considerando a poropressão devido à presença de água. Cabe ainda ressaltar que por haver mais de uma família de fraturas que se interceptam os mecanismos de ruptura utilizados nesta dissertação superestimam a resistência do maciço rochoso, pois preveem a ruptura da rocha fraturada. Esta ruptura é muito mais difícil de ocorrer do ponto de vista mecânico que a ruptura através de outra família de fraturas, que se interceptam. Além disto, seria interessante fazer uma análise estocástica em vez da determinística, como foi executado, para se encontrar qual é a probabilidade de ocorrer o colapso considerando o intervalo de confiabilidade dos parâmetros de resistência do material. Este tipo de análise, contudo, não pôde ser feita, pois os dados obtidos através do relatório do IPT (2008) eram apenas os valores característicos dos parâmetros de resistência, sendo ainda necessários os valores médios ou os valores dos desvios padrões para este tipo de análise.

Cabe ainda fazer uma última consideração sendo esta que o método de análise de estabilidade através das teorias de homogeneização e análise limite permite encontrar uma boa aproximação para o fator de estabilidade do túnel de maneira simples e rápida a partir de poucos dados, sendo eles: a geometria do túnel, a coesão e ângulo de atrito da matriz rochosa e das juntas e a orientação das principais famílias de descontinuidades. Assim possibilita-se que sejam efetuados estudos da estabilidade do túnel para diversas configurações de geometria e carregamento rapidamente, aumentando a segurança dos túneis de modo que se possa economizar dinheiro e evitar acidentes como o que ocorreu no túnel Estação Pinheiros.

8.2 PERSPECTIVAS PARA FUTURAS PESQUISAS

Agora se apresenta algumas das perspectivas para futuras pesquisas:

- Analisar o problema através da metodologia apresentada nesta dissertação, considerando mais de um bloco tridimensional;
- A consideração de outros critérios que não o de Coulomb, tanto para rocha sã, quanto para as juntas, como por exemplo, um critério do tipo Hoek e Brown (1980);
- Consideração dos efeitos da poropressão nas juntas, insipirados na metodologia apresentada por Buhan et al. (1999);
- Analisar o problema estudado nesta dissertação por uma abordagem utilizando elementos discretos;
- Estudar o comportamento de túneis escavados em maciços rochosos fraturados por uma abordagem baseada na teoria de homogeneização em elasto-plasticidade, utilizando elementos finitos;
- Considerar um maciço fraturado por duas famílias de juntas, tanto perpendiculares entre si, quanto não perpendiculares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AFTES, 1993**, *Texte des recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains*, Tunnels et ouvrages souterrains, supplément au n°117, pp.12-31, mai-juin.
- ABNT, 1986**, *NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações*. Brasil.
- BANDIS S.C., LUMSDEN A.C. & BARTON N.R., 1983**, *Fundamentals of rock joint deformation*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., vol. 20, n°6, pp. 249-268.
- BARTON N.R., 1973**, *Review of a new shear strength criterion for rock joint*, Engineering geology, vol. 6, pp. 287-332.
- BARTON N.R., LIEN R. & LUNDE J., 1974**, *Engineering Classification of Rocks Masses for the Design of Tunnel Support*, Rock Mechanics 6, pp. 189-236.
- BARTON N.R. & CHOUBEY V., 1977**, *the shear streng of rocks joints in theory and practice*, Rock Mechanics, vol. 10, pp. 1-54.
- BEKAERT A. & MAGHOUS S., 1996**, *Three-dimensional yield strength properties of jointed rock mass as a homogenized medium*, Mechanics of cohesive-frictional materials, vol. 1, pp. 1-24.
- Bieniawski Z.T., 1973**, *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans. S. Afr. Instn. Civ. Engrs., vol. 15, n°2, pp. 335-344.
- Bieniawski Z.T., 1974**, *Rock mechanics design in mining and tunneling*, A.A. Balkema/Rotterdam/Boston.
- Bieniawski Z.T., 1979**, *The Geomechanics Classification of jointed rock masses and its application in tunneling*. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., vol. 2 part A, pp. 27-32.
- de BUHAN P., 1986**, *Approche fondamentale Du calcul à La rupture dès ouvrages em sols renforcés*, These d'Etat, Université Paris VI, Paris.
- de BUHAN P., CUVILLIER A., DORMIEUX L. MAGHOUS S., 1999**, *Face stability of shallow circular tunnels driven under the water table: a numerical analysis*, Int j. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 23, pp. 70-95.
- de BUHAN P., 2007**, *Plasticité et Calcul à la Rupture*. 1° Paris: Presses de L'école Nationale de Ponts Et Chaussées.
- CEN, 1999**, *Eurocode 7: Geotechnical Desing*. Bruxelles.
- CHEN W.F., LIU X.L, 1990**, *Limite Analysis in Soil Mechanics*, Elsevier, Amsterdam (Holand).
- CUNDALL P.A., 1971**, *A computer model for simulation progressive, large scale movements in blocky rocks systems*, Int. Symp. On rock Fracture ISRM, Nancy (France), vol. 1, paper n° II.8.

CUNDALL P.A., 1980, *A generalized distinct program for modeling jointed rock*, Final technical report to European Reserch Office , U.S. Army, Contract DAJA37-79-C-0548. NTIS order no AD-A087610/2.

CUNDALL P.A. & HART R., 1985, *Development of generalized 2D and 3D distinct element programs for modeling jointed rock*, Itasca Consulting Group. Misc. Paper SL-85-1, U.S. Army Corps of Engineers.

DEERE, D.U., 1964, *Technical description of rock cores*, Rock Mechanics Engineering Geology, 1 pg. 16-22.

DUNCAN, J.M., BYRNE, P., WONG, K.S. & MARRY, P., 1979, *Strength, stress-strain and bulk modulus parameter for finite element analyses of stress and movements in soil mass*, Report no. UCB/GT/78-02 to National Science Foundation, University of California, Berkeley.

FRÉARD J., 2000, *Analyse de La stabilité des massifs rocheux fractures par une method d'homogénéisation*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

FRIAÂ A. FRÉMOND M., 1978, *Analyse limite. Comparaison des methods statique et cinématique*, CR. Ac. Sc. Paris, t. 286, série A, pp. 107-110.

GOODMAN R.E., 1974, *The mechanical properties of joints*, Proc. 3rd Congr. ISRM, Denver, vol. 1A, pp. 127-140.

GOODMAN R.E. & BRAY J.W., 1976, *Toppling of rocks slopes, in rock engineering for foundations*, Special conference ASCE, Boulder, Colorado, vol. 2, pp. 201-234.

GOODMAN R.E. & SHY G.H., 1985, *Block theory and its application to rock enginineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

GOODMAN R.E., 1989, *Introduction to rock mechanics*, John Wiley & Sons.

GOODMAN R.E. & SHY G.H., 1989, *The key block of unrolled joint traces in developed maps of tunnel walls*, Int. J. for numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 13, pp. 131-158

HART R., CUNDALL P.A. & LEMOS J.V., 1988, *Formulation of athree-dimensional distinct element model – PartII. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks*, Int. Rock Mech. Sci. & GeoMech. Abstr., vol. 25, n°3, pp. 117-125.

HOEK E., 1968, *Brittle fracture of rocks*, Rock Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, London, pp. 93-124.

HOEK E., BROWN E.T., 1980, *Empirical strength criterion for rock masses*, J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs., vol. 106, GT9, pp. 1013-1035.

HOEK E., 1983, *Strength of jointed rock masses*, Geotechnique 33, n°3, pp. 187-223.

- HOEK E., KAISER P.K., BAWDEN, W.F., 1995**, *Support of underground excavations in hard rock*, Balkema, Rotterdam.
- HOEK E., BROWN, E.T., 1998**, *Practical estimates of rock mass strength*, Int. J Rock Mech. Min. Sci. 34, pg. 1165-1186.
- HOEK E., CARRANZA-TORRES, C., CORKUM, B., 2002**, *Hoek-Brown Failure Criterium-2002 Edition*, North American Rock Mechanics Society, Toronto.
- IPT, 2008**, *RELATÓRIO TÉCNICO Nº 99 642-205: INVESTIGAÇÃO E ANÁLISE DO COLAPSO DA ESTAÇÃO PINHEIROS DA LINHA 4 DO METRÔ DE SÃO PAULO*. São Paulo, Brasil.
- JAEGER J.C., 1960**, *Shear failure of anisotropic rocks*, Geol. Mag., vol. 97, pp. 65-72.
- LADE, P. V., 1972**, *The Stress-Strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soils*, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- LADE, P. V., KIM, M. K., 1984**, *Modeling rock strength in three dimensions*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 21 (1), p. 21-33.
- LEMOS J.V., 1987**, *A distinct element model for dynamic analysis of jointed rock with application to dam foundation and fault motion*, Ph. D. Thesis, University of Minnesota, Minneapolis
- LIVESLEY R.K., 1978**, *Limit analysis of structures formed from rigid blocks*, Int. J. for numerical methods in engineering, vol.12, pp.1853-1871.
- LUBLINER, J., 1990**, *Plasticity Theory*, Macmillan, Nova York.
- MacLAMORE R. & GRAY K.E., 1967**, *The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks*, Trans. ASME Ser.B, pp. 62-76.
- MAGHOUS S., de BUHAN P. & BEKAERT A., 1998**, *Failure desing of jointed rock structures by means of a homogenization approach*, Mech. Cohes.-frict. mater, vol. 3, pp. 207-228.
- MURRELL S. A., 1965**, *The effect of triaxial stress system on the strength of rock at atmospheric temperatures*, Geophys. J. Roy. Astr. Soc., vol. 10, pp. 93-124.
- PRIEST S.D., 1993**, *Discontinuity analysis for rock engineering*, Chapman & Hall.
- SALENÇON J., 1983**, *Calcul à la Rupture et Analyse Limite*. 1º Paris: Presses de L'école Nationale de Ponts Et Chaussées.
- SALENÇON J., 1990**, *An introduction to the yield design theory and its application to soils mechanics*, Eur. J. Mech. A/Solids, vol 9(5), pp. 477-500.
- Salamuni E, 1998**, *Tectônica da Bacia Sedimentar de Curitiba (PR)*., Tese de doutorado pela Universidade Estadual Paulista, Rio Claro.

SIAD L. & MEGUEDDEM M., 1998, *Stability analysis of jointed rock slope*, Mech. Resear. Com., 25(6), pp. 661-670.

SUQUET P., 1982, *Plasticité et homogénéisation*, Thèse d'Etat, Université Paris VI, Paris.

SUQUET P., 1983, *Analyse limite et homogénéisation*, CR. Acad. Sc., Paris, vol. 296, pp.1355-1358.

TAHIRI A., 1992, *Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

VARGAS JR, E.A. e NUNES, A.L., 1992, *Noções de Mecânica das Rochas*, Rio de Janeiro: PUC/RJ, 191p.

WARBURTON P.M., 1980, *A stereological interpretation of joint data trace*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geo mech. Abstr., vol. 17, pp. 181-190.

WARBURTON P.M., 1981, *Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geo mech. Abstr., vol. 18, pp. 415-427.