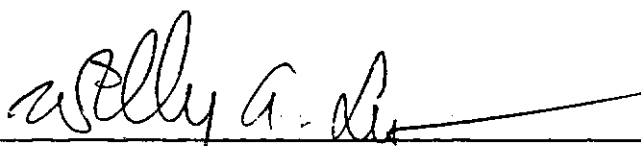


INICIAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FRATURAS INDUZIDAS POR INJEÇÕES EM SOLOS ARGILOSOS COM CANALÍCULOS - APLICAÇÃO AO TRATAMENTO DO SOLO RESIDUAL DE FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA DA UHE BALBINA.

SIDNEY SANTOS BARRADAS

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

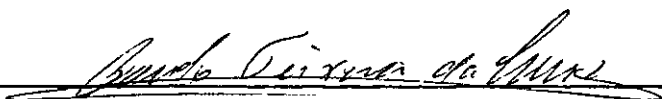
Aprovada por:



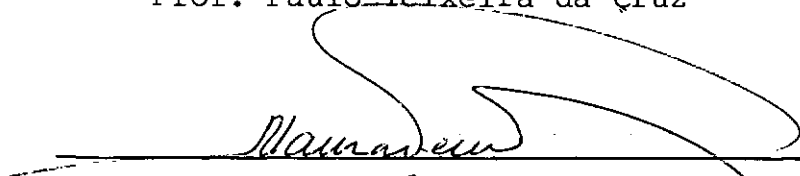
Prof. Willy Alvarenga Lacerda
(Presidente)



Prof. Jean Pierre Paul Rémy



Prof. Paulo Teixeira da Cruz



Prof. Mauro Lúcio Guedes Werneck

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1985

BARRADAS, SIDNEY SANTOS

Iniciação e Propagação de Fraturas Induzidas por Injeções em Solos Argilosos com Canalículos - Aplicação ao Tratamento do Solo Residual de Fundação da Barragem de Terra da UHE BALBINA (Rio de Janeiro) 1985.

xi, 298 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil , 1982).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Injeções em Solos Argilosos com Canalículos

I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

AGRADECIMENTOS

À ELETRONORTE - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A., pelo suporte financeiro e permissão para a divulgação dos resultados obtidos no tratamento de fundação de Balbina.

Ao Prof. Willy de Alvarenga Lacerda, pelo interesse e orientação dada ao presente trabalho.

Ao Prof. Jean Pierre Paul Rémy, idealizador da temãtica deste trabalho, pelas críticas e sugestões fornecidas que foram de fundamental importância ao bom desenvolvimento do mesmo.

Ao Prof. Claudio Fernando Mahler, pela sugestão do nome do autor para realização do trabalho.

Ao Eng^o Ludovico Ivanissevich Machado, pela orientação nas investidas do autor no campo da Hidráulica.

À ENGE-RIO Engenharia e Consultoria S.A., pela colocação de sua estrutura à disposição do autor, proporcionando , assim, todas as facilidades necessárias ao desenvolvimento do trabalho e, em particular aos funcionários do Departamento de Geologia e Geotecnia: Eng^o Aurelio da Silva Lopes, Eng^o Marco Antonio de Almeida, Eng^o Alexandre Rodrigues Cabral e Geólogo Guaraci Sathler, pelas sugestões dadas; Marcos França Xavier, Sidnéa Simões Bastos, Hamilton de Almeida Athayde e Alberto Estácio da Silva, pela confecção dos desenhos; e Denise Pereira Videira, pelos serviços de datilografia.

A meus pais, Sebastião e
Marcília Barradas, pelo cons
tante apoio e carinho, a mim,
dedicados.

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como Parte dos Requisitos Necessários para Obtenção do Grau de Mestre em Ciências (M.Sc)

INICIAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FRATURAS INDUZIDAS POR INJEÇÕES EM SOLOS ARGILOSOS COM CANALÍCULOS - APLICAÇÃO AO TRATAMENTO DO SOLO RESIDUAL DE FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA DA UHE BALBINA.

Sidney Santos Barradas

Março de 1985

Orientador: Willy Alvarenga Lacerda

Programa: Engenharia Civil

Devido às características peculiares do solo residual de fundação da Barragem de Terra da UHE BALBINA, que apresenta zonas de permeabilidades elevadas ($K \geq 10^{-3}$ cm/s) intimamente associadas à presença de canalículos, tornou-se imperativa a necessidade de tratamento, optando-se pela execução de uma cortina de impermeabilização por injeções de calda de solo-cimento que, gerando fraturamento hidráulico do solo, faz com que a calda penetre e obture os canalículos que as fraturas interceptarem, reduzindo, assim, a permeabilidade média equivalente a valores compatíveis com as necessidades de projeto ($K \leq 10^{-4}$ cm/s).

O presente trabalho apresenta uma síntese das teorias ligadas ao Mecanismo de Fraturamento Hidráulico, tanto na fase de iniciação como na de propagação de fraturas, buscando, com isso, a compreensão do fenômeno, a partir do conhecimento dos parâmetros envolvidos. Com a aplicação dos resultados obtidos experimentalmente em Balbina, se estimou o dimensionamento das fraturas com a finalidade de se obter o raio de ação da calda por volume injetado, definindo, assim, um espaçamento máximo ideal entre furos de injeção.

A determinação dos parâmetros reológicos da calda a partir de Ensaio de Perda de Carga em tubulação e um estudo sobre penetrabilidade de calda nos canalículos são também abordados.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

INITIATION AND PROPAGATION OF INDUCED FRACTURES THROUGH GROUTING IN CLAYEY SOILS WITH SMALL CHANNELS - APPLICATION FOR THE TREATMENT OF THE RESIDUAL SOIL OF THE BALBINA EARTH DAM FOUNDATION.

Sidney Santos Barradas

March, 1985

Chairman: Willy Alvarenga Lacerda

Department: Civil Engineering

Due to the peculiarities of the residual soil at the Earth Dam Foundation at Balbina Power Plant, in which zones of high values of permeability ($K \geq 10^{-3}$ cm/s) were found to be intimately connected with the existence of Small Channels, it was decided to treat the foundation with a soil-cement grout curtain which, by means of induced hydraulic fracturing, would permit the grout to penetrate and obstruct the intercepted canalicules, reducing the average permeability to values prescribed in the project ($K \leq 10^{-4}$ cm/s).

This work presents a synthesis of the theories concerning the Mechanism of Hydraulic Fracturing, both for the initiation and the propagation phases of fracture development, aiming at the understanding of the whole phenomena, known the involved parameters and their influence on the process. Experimental data obtained at Balbina applied to the theoretical solutions permitted to estimate the dimension of fractures and thus the area of influence of the grout per injected volume, so defining the ideal spacing between holes.

A determination of the rheological parameters of the grout obtained from Pressure Loss tests in pipes and a study on the penetrability of the grout into canalicules were also put forward.

Í N D I C E

	PÁGINA
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	1
I.1 - GENERALIDADES.....	1
I.2 - CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO TERRENO DE FUNDAÇÃO.....	1
I.3 - CANALÍCULOS.....	6
I.4 - HISTÓRICO DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA DE BALBINA.....	8
I.5 - INJEÇÃO EXPERIMENTAL DO SOLO RESIDUAL DE FUNDAÇÃO - PROCEDIMENTOS.....	25
I.5.1 - Trecho Experimental de Injeção.....	25
I.5.2 - Circuito do Processo de Injeção.....	25
I.5.3 - Caldas de Solo-Cimento Empregadas.....	29
I.6 - NECESSIDADE DE ABORDAGEM TEÓRICA - ALGU MAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O PRESENTE TRABA LHO.....	32
CAPÍTULO II - ESTUDO REOLÓGICO DA CALDA DE SOLO-CIMENTO..	35
II.1 - CONCEITOS GERAIS - DEFINIÇÕES.....	35
II.1.1 - Regimes de Escoamento dos Fluidos Vis- cosos e Incompressíveis.....	35
II.1.2 - Observações de Hagen e Experiência de Reynolds.....	35
II.1.3 - Características Reológicas dos Fluidos	38
II.1.4 - Modelos Reológicos.....	39
II.1.5 - Viscosidade Equivalente (η_e).....	41
II.1.6 - Fluidos Não-Newtonianos Reais.....	43
II.1.7 - Escoamento Laminar em Tubos Cilíndri- cos.....	43
II.1.8 - Escoamento Turbulento em Tubos Cilín- dricos.....	48
II.2 - APLICAÇÃO PRÁTICA.....	50

II.2.1 - Determinação das Características Reológicas da Calda de Solo-Cimento, a Partir de Ensaio de Perda de Carga em Tubulação.....	50
CAPÍTULO III - MECANISMO DO FRATURAMENTO HIDRÁULICO - INICIAÇÃO.....	59
III.1 - INTRODUÇÃO.....	59
III.2 - TEORIAS SOBRE INICIAÇÃO DO FENÔMENO....	60
III.2.1 - Condição Não Drenada.....	60
III.2.1a - Furo e Trecho de Ensaio de Comprimentos Infinitos Comparados com o Diâmetro.....	60
(A) Solução de Hubbert-Willis.....	60
(B) Solução de Kennard.....	69
(C) Solução de Haimson-Fairhurst..	71
III.2.1b - Furo de Comprimento Infinito e Trecho de Ensaio Finito (Comparados com o Diâmetro).....	75
(A) Solução de Haimson-Fairhurst - Kehle.....	75
III.2.2 - Condição Drenada.....	81
III.2.2a - Furo e Trecho de Ensaio de Comprimentos Infinitos Comparados com o Diâmetro.....	81
(A) Solução de Morgernstern-Vaughan..	81
(B) Solução de Jaeger.....	82
(C) Solução de Kennard.....	83
(D) Solução de Bjerrum et al.....	84
(E) Solução de Haimson-Fairhurst...	87
III.2.2b - Furo de Comprimento Infinito e Trecho de Ensaio Finito (Comparados com o Diâmetro).....	92
(A) Solução de Haimson-Fairhurst - Kehle.....	93
CAPÍTULO IV - MECANISMO DO FRATURAMENTO HIDRÁULICO - PROPAGAÇÃO DA FRATURA INDUZIDA.....	98
IV.1 - INTRODUÇÃO.....	98
IV.2 - HIPÓTESE DO FLUIDO NÃO FILTRANTE.....	99

IV.2.1 - Fratura Horizontal.....	99
IV.2.1a - Distribuição Uniforme da Pressão na Fratura.....	99
(A) Solução de Sneddon.....	99
(B) Solução de Barenblatt.....	101
IV.2.1b - Distribuição Não Uniforme da Pressão na Fratura.....	107
(A) Solução de Perkins-Kern.....	107
(B) Solução de Zheltov-Zheltov.....	109
(C) Solução de Geertsma-de Klerk.....	114
IV.2.2 - Fratura Vertical.....	118
IV.2.2a - Distribuição Uniforme da Pressão na Fratura.....	118
(A) Solução de Sneddon.....	118
(B) Solução de Barenblatt.....	120
IV.2.2b - Distribuição Não Uniforme da Pressão na Fratura.....	124
(A) Solução de Perkins-Kern.....	124
(B) Solução de Zheltov-Kristianovitch.....	125
(C) Solução de Geertsma-de Klerk.....	129
IV.3 - HIPÓTESE DO FLUIDO FILTRANTE.....	133
IV.3.1 - Fratura Horizontal.....	140
(A) Solução de Le Tirant-Dupuy ou Método IFP.....	140
(B) Solução de Geertsma-de Klerk.....	143
IV.3.2 - Fratura Vertical.....	145
(A) Solução de Le Tirant-Dupuy ou Método IFP.....	145
(B) Solução de Geertsma-de Klerk.....	150
 CAPÍTULO V - DIMENSIONAMENTO DAS FRATURAS INDUZIDAS NO TERRENO DE FUNDAÇÃO DA UHE BALBINA.....	 155
V.1 - INTRODUÇÃO.....	155
V.2 - ESTIMATIVA DO MÓDULO DE YOUNG NÃO DRENADO (E_u).....	157
V.3 - ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)	162
V.3.1 - Através dos Ensaios de Perda D'Água sob Pressão.....	165

V.3.2 - Através dos Ábacos de Brooker & Ireland.	196
V.4 - DETERMINAÇÃO DA TAXA DE CISALHAMENTO ($\dot{\gamma}$) E DA VISCOSIDADE EQUIVALENTE (η_e) DA CALDA DE INJEÇÃO NA FRATURA.....	199
V.5 - ESTIMATIVA DO DIMENSIONAMENTO DAS FRATURAS INDUZIDAS.....	203
V.5.1 - Fratura Horizontal.....	205
V.5.2 - Fratura Vertical.....	207
V.6 - ESTIMATIVA DO RAIO DE AÇÃO DA CALDA.....	237
V.7 - ALGUMAS CONSIDERAÇÕES - AFERIÇÃO DO MODELO	241
V.7.1 - Inspeção em Trincheiras.....	241
V.7.2 - Ensaio de Raio de Ação.....	241
V.7.3 - Fenômeno da Presso-Filtragem.....	253
 CAPÍTULO VI - ESTIMATIVA TEÓRICA DA PENETRABILIDADE DOS CANALÍCULOS INTERCEPTADOS - INJETABILIDADE DOS CANALÍCULOS.....	257
VI.1 - INTRODUÇÃO.....	257
VI.2 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FLUIDOS NEWTONIANOS E BINGHAMIANOS.....	257
VI.3 - ESTUDO DA PENETRABILIDADE DOS CANALÍCULOS INTERCEPTADOS.....	265
VI.3.1 - Interceptação do Canalículo e Penetração da Calda Acima do Nível D'Água do Terreno.....	266
VI.3.2 - Interceptação do Canalículo e Penetração da Calda Abaixo do Nível D'Água do Terreno.....	270
VI.3.3 - Interceptação do Canalículo Abaixo Nível D'Água do Terreno e Penetração da Calda até Acima do Nível D'Água.....	274
VI.4 - ESTIMATIVA DAS DISTÂNCIAS DE PENETRAÇÃO DA CALDA DE INJEÇÃO NOS CANALÍCULOS INTECEPTADOS.....	276

VI.5 - ALGUMAS CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DAS DIS TÂNCIAS DE PENETRAÇÃO (ΔL) DA CALDA NO CA NALÍCULO.....	279
CAPÍTULO VII. - CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	284
APÊNDICE I - TABELA DE FATORES DE CONVERSÃO DE UNIDADES....	290
REFERÊNCIAS.....	291

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1. GENERALIDADES ^{1 5}

A Usina Hidrelétrica de Balbina, de propriedade das Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A. - ELETRONORTE, com construção em andamento, está situada no Rio Uatumã, afluente da margem esquerda do rio Amazonas, distando, em linha reta, de aproximadamente 146 km da cidade de Manaus, Estado do Amazonas (Figura I.1). A extensão total do barramento é de cerca de 3,2 km, sendo aproximadamente 2,5 km correspondentes à Barragem de Terra, com volume de aterro compactado previsto de 5.000.000 m³. A Tabela I.1 apresenta a ficha técnica da obra, enquanto que a Figura I.2 apresenta a disposição geral das estruturas principais.

I.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO TERRENO DE FUNDAÇÃO ^{1 6 , 2 9 , 3 1 , 5 7 , 5 9}

Do ponto de vista geológico-geotécnico os principais materiais que compõem o terreno de fundação podem ser caracterizados da seguinte forma:

Maciço Rochoso - é predominantemente constituído de rochas metamórficas do período pré-cambriano, de caráter extrusivo a subvulcânico. Apresenta uma complexa distribuição, sendo formado por vários tipos litológicos (andesitos, keratófiros e associados). Para fins práticos de Engenharia, o maciço pode ser visualizado como homogêneo, sendo denominado genericamente de VULCANITO. Este material se apresenta com elevada resistência mecânica, pouco fraturado e com baixas permeabilidades ($K < 10^{-5}$ cm/s), exceto na região próxima ao topo rochoso, onde ocorre uma camada de espessura variável (até cerca de 12 m) de rocha alterada e fraturada, cujas fraturas se apresentam abertas ou preenchidas com material silto-argiloso.

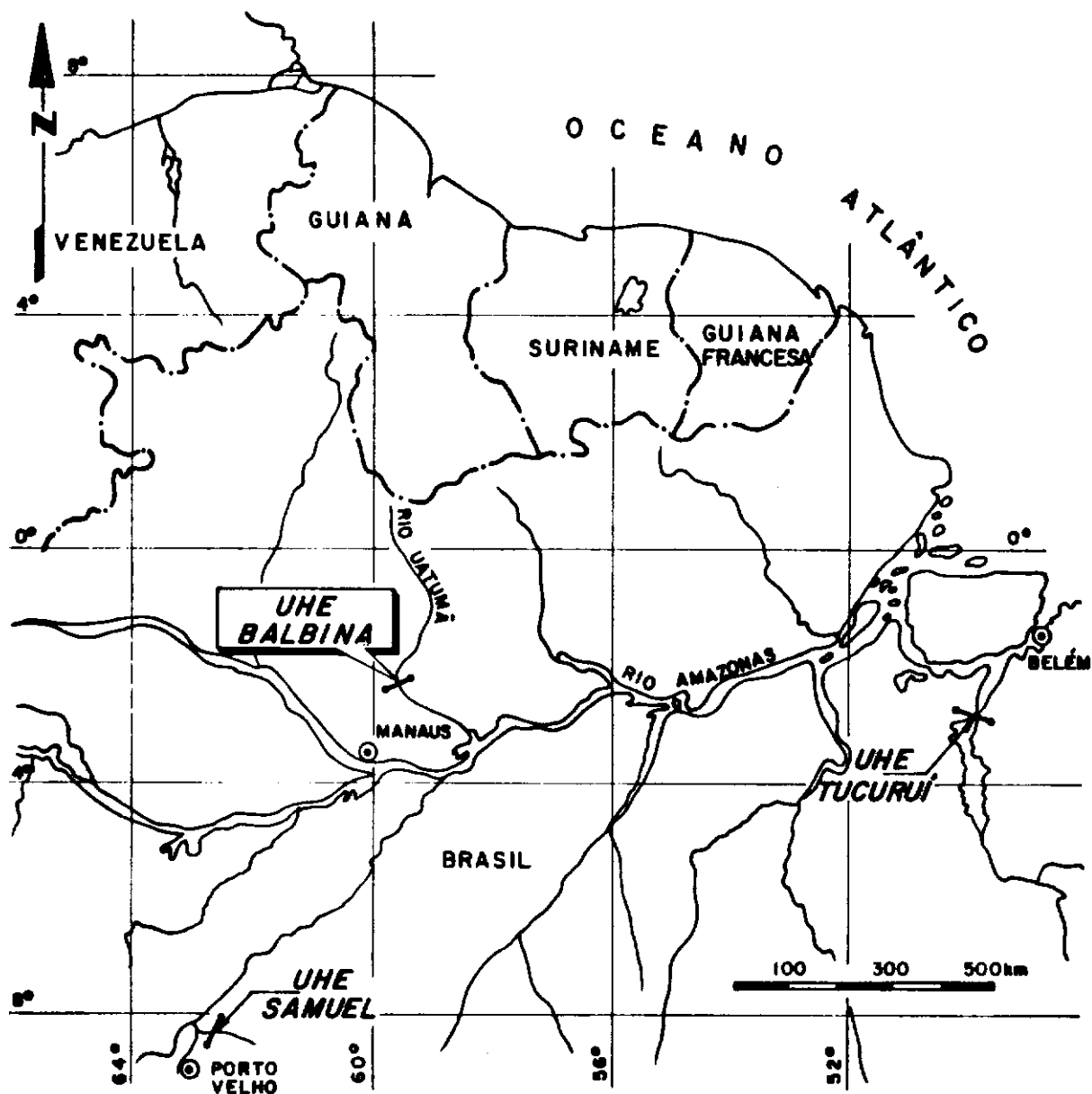


Figura 1.1 - Mapa de Localização da Obra

FICHA TÉCNICA

LOCALIZAÇÃO

Rio Uatumã, Estado do Amazonas
146 km em linha reta de Manaus
318 km a partir da foz do rio Uatumã no
Rio Amazonas
Coordenadas Geográficas:
Latitude 01° 55' S
Longitude 59° 28' W

DADOS HIDROLÓGICOS

- Área de drenagem 18.450 km²
- Vazão máxima registrada 1535,0 m³/s
- Vazão mínima registrada 68,9 m³/s
- Capacidade de descarga da
vertedoura 6600 m³/s
- Cheia de desvio (TR=25 anos) 3850,0 m³/s

RESERVATÓRIO

- N.A. máximo normal 50,00 m
- N.A. máximo maximorum 51,77 m
- N.A. mínimo normal 46,00 m
- Área inundada no N.A.
máxima normal 1654 km²
- Volume total acumulado 12.831 x 10⁶ m³
- Volume útil 5.499 x 10⁶ m³

NÍVEIS D'ÁGUA DE JUSANTE

- N.A. máximo normal 27,41 m
- N.A. máximo excepcional 35,70 m
- N.A. mínimo normal 24,46 m

BARRAGEM DE TERRA (M.D./M.E.)

- Tipo homogênea
- Cota do coroamento 53,35 m
- Altura máxima 33,00 m
- Comprimento da crista:
margem direita (M.D.) 1332 m
margem esquerda (M.E.) 1200 m
- Largura da crista 10,00 m

BARRAGEM DE ENROCAMENTO (LEITO DO RIO)

- Tipo núcleo de argila
- Cota do coroamento 53,35 m
- Altura máxima 31,00 m
- Comprimento da crista 350,00 m
- Largura da crista 10,00 m

MUROS DE TRANSIÇÃO E BARRAGEM GRAVIDADE

Muro de transição direito

- Tipo gravidade
- Cota do coroamento 53,35 m
- Altura máxima 34,35 m
- Comprimento da crista 35,00 m
(2 x 17,50 m)

Muro de transição esquerdo

- Tipo gravidade
- Cota do coroamento 53,35 m
- Altura máxima 34,35 m
- Comprimento da crista 51,00 m
(1 x 19,00 m + 2 x 16,00 m)

Barragem de gravidade

- Tipo gravidade
- Cota do coroamento 53,35 m
- Altura máxima 41,85 m
- Comprimento da crista 14,00 m

VERTEDOURO

- Tipo De superfície controlado
- Comportas:
Número 4
Tipo segmento
Dimensões:
Largura 13,50 m
Altura 13,00 m
- Cota do topo da ogiva 37,00 m
- Comprimento da crista 74,00 m

DESVIO DO RIO (2ª FASE)

- Tipo Adufas no vertedouro
- Número 8
- Dimensões:
Largura 5,00 m
Altura 11,50 m
- Cota da soleira 20,30 m

TOMADA D'ÁGUA

- Tipo gravidade
- Número de tomadas 5
- Largura dos blocos 24,80 m
- Comprimento da estrutura 124,00 m
- Comportas:
Número (3 x 5) 15
Dimensões:
Largura 5,35 m
Altura 12,00 m

CASA DE FORÇA

- Tipo abrigada
- Número de unidades 5
- Turbinas Kaplan
- Largura dos blocos 24,80 m
- Comprimento da estrutura 124,00 m

ÁREA DE MONTAGEM

- Tipo gravidade
- Cota do coroamento 53,35 m
- Altura máxima 34,35 m
- Comprimento da crista 36,00 m
(2 x 18,00 m)

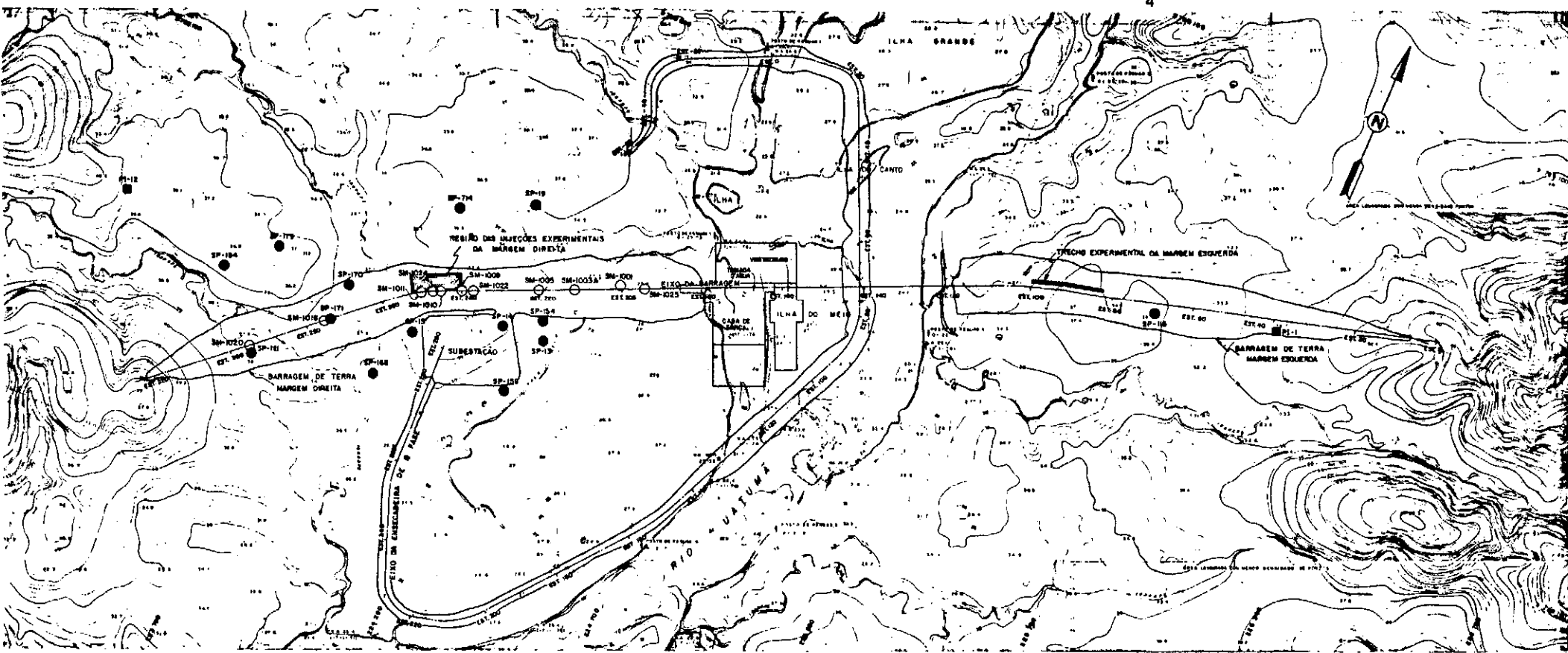
CONJUNTO TURBINA GERADOR

- Turbina:
Tipo Kaplan
Número de unidades 5
Capacidade instalada 250 MW
(5 x 50 MW)
Queda líquida 21,85 m
Velocidade específica 509
Velocidade síncrona 105,9 rpm
Engulimento máximo por
unidade 267 m²/s
Número de pás do rotor 5
Geradores:
Tipo Umbrella
Número de unidades 5
Capacidade nominal 55,5 MVA
Tensão nominal 13,8 kV
Frequência 60 Hz
Fator de potência 0,9

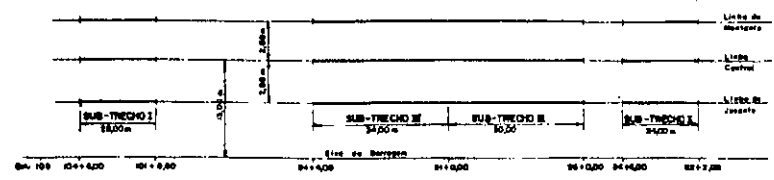
SISTEMA DE TRANSMISSÃO

- Tensão nas linhas 230 kV
- Extensão 190 km

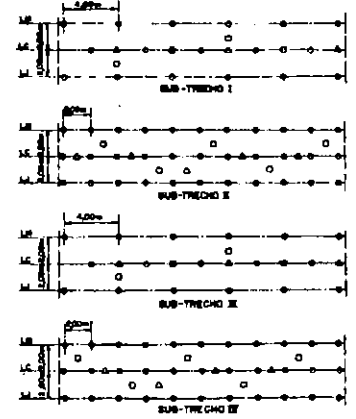
Tabela 1.1 - Descrição Geral da Obra



PLANTA



TRECHO EXPERIMENTAL DA MARGEM ESQUERDA
LOCALIZAÇÃO DOS SUB-TRECHOS



LEGENDA
LM - Linha de Montante
LC - Linha Control
LJ - Linha de Jusante
P - Ponto de Injeção
E - Enxada prévia
A - Enxada de controle

LEGENDA

- Enxada de infiltração (Projeto Básico)
- Enxada de infiltração e injeção (Projeto Executivo)
- Ponto de Injeção - mostra o ponto de injeção de solo residual do volume (Projeto Básico)

NOTAS:

1 - Na planta sendo lido as horas que apresentaram um nível de permeabilidade superior a 10^{-3} cm/s.

Solo Residual de Vulcanito - pode ser caracterizado por dois horizontes distintos: o superior (solo residual maduro), de textura variegada, geralmente um material argilo-siltoso de cores amarela e vermelha; o inferior (solo residual jovem ou solo saprolítico), de maior incidência, é um material silto-argiloso com areia fina, resultante da decomposição da rocha matriz, sendo mais permeável que o horizonte superior, de cores variando do amarelo ao verde acinzentado, preservando a textura e estrutura da rocha original.

O Solo Residual se apresenta com baixa densidade ($\gamma_s = 0,9$ a $1,0$ gf/cm³) com compactidade de média a alta ($10 < N_{SPT} < 30$) e baixa permeabilidade ($K < 10^{-4}$ cm/s), exceto em zonas de ocorrência de cavidades tubulares (canalículos) que acusam permeabilidades bastante elevadas ($K \geq 10^{-3}$ cm/s).

Solo Residual de Rocha Sedimentar - corresponde aos horizontes de alteração de rocha sedimentar e é constituído de areias finas com horizontes silto-argilosos. O solo não apresenta coesão e possui cores variando do amarelo claro ao branco. Apresenta baixa permeabilidade ($K < 10^{-4}$ cm/s) e compactidade de média a alta ($N_{SPT} > 10$).

Solo Coluvionar (coluvião) - sua origem está ligada aos deslocamentos de solos residuais ao longo de encostas íngremes. Apresenta uma macro-estrutura caótica e heterogênea, sendo predominantemente constituído por material areno-siltoso fino.

Solo Aluvionar (aluvião) Antigo - sua origem está ligada às cheias do rio Uatumã que devem ter ocorrido no passado e que atingiram terrenos hoje inatingíveis pelas cheias anuais. Dois horizontes podem ser observados: o superior, constituído por uma areia muito fina e argilosa, de cor amarela; o inferior de areia média a grossa, pura ou pouco siltosa, de cor vermelha, amarela e rosa.

Solo Aluvionar (aluvião) Recente - ocorre em regiões sujeitas às cheias anuais do rio Uatumã, sendo constituído de argila arenosa, argila siltosa e areia limpa. Nas zonas de contato deste solo com o maciço rochoso ou mesmo com o solo residual de vulcanito comu-

mente são encontrados cascalhos formados por seixos de quartzo e areia grossa com matéria orgânica.

A Figura I.3 apresenta a disposição dos principais materiais constituintes do terreno de fundação através da seção longitudinal da barragem^{57, 59}.

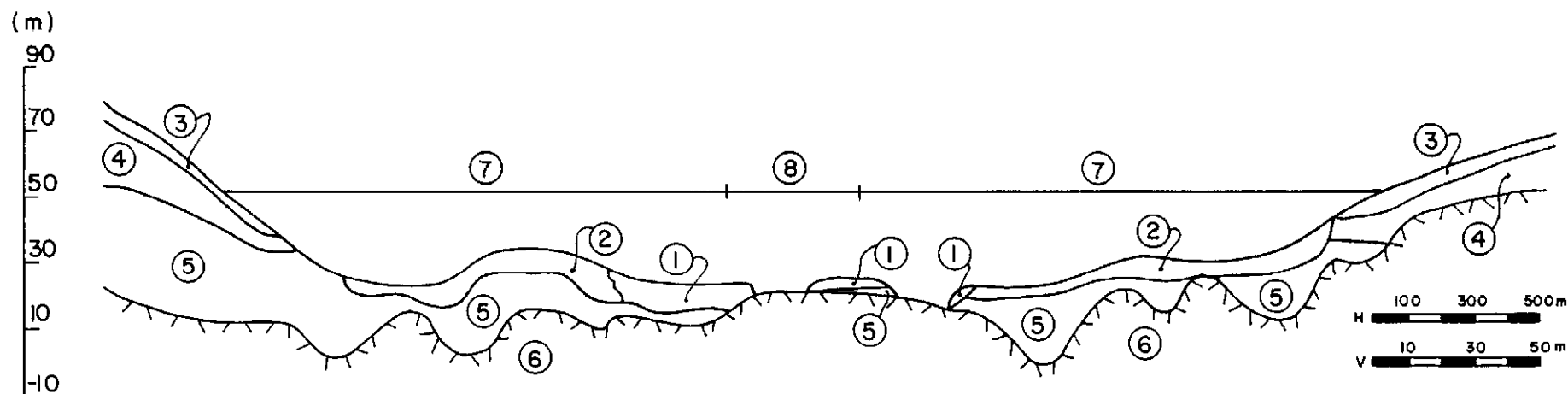
I.3 CANALÍCULOS^{49, 55, 59, 60}

São denominadas genericamente de canalículos as cavidades tubulares que ocorrem em solos residuais da região amazônica. A presença de canalículos em terrenos de fundação de barragem pode comprometer sobremaneira a segurança futura da obra, por permitir passagens preferenciais de água e, portanto, podendo promover vazões localizadas bastante elevadas, tendo por consequência o possível carreamento de finos do solo de fundação e/ou do maciço da Barragem (erosão interna).

A primeira ocorrência de canalículos em terrenos de fundação no Brasil⁵⁹ foi observada em 1957, durante a execução da barragem de Vereda Grande, no rio Itaueira, Estado do Piauí. Porém, apenas em 1978, com a constatação de canalículos no terreno de fundação de Tucuruí, se começou a promover uma intensa campanha de investigações em todas as barragens em construção na região amazônica, para identificação e caracterização do fenômeno, buscando, inclusive, o conhecimento de sua origem.

Hipóteses bastante controvertidas têm sido levantadas sobre a origem do fenômeno, tais como: raízes, erosão interna devido à grande pluviosidade regional, lixiviação ligada à laterização e ação de térmitas.

A hipótese atualmente mais aceita é a origem dos canalículos por ação das térmitas, proposta pelo biólogo Machado, A. B. (1983)⁴⁹, tendo por base inspeções visuais feitas durante a sua visita aos sítios de Tucuruí, Samuel e Balbina (Figura I.1), além dos exames microscópicos realizados em amostras indeformadas de solo com canalículos em que se verificou vestígios de atividade desses insetos nas paredes dos canalículos.



- | | |
|-------------------------------------|------------------------------|
| ① Solo aluvionar recente | ⑤ Solo residual de vulcanito |
| ② Solo aluvionar antigo | ⑥ Maciço rochoso (vulcanito) |
| ③ Solo coluvionar | ⑦ Barragem de terra |
| ④ Solo residual de rocha sedimentar | ⑧ Estruturas de concreto |

Figura 1.3 – Seção Longitudinal da Barragem

Quanto à época geológica da origem dos canalículos, Fontes, L.R. (segundo Machado, A.B.⁴⁹) situou no último período glacial quaternário (12.000 a 18.000 anos atrás) quando o clima reinante na região amazônica era relativamente seco e consequentemente com nível d'água freático mais baixo que o atual, fazendo com que as térmitas tivessem que escavar o solo até atingir o nível freático para o seu abastecimento de água, inexistente em camadas superiores. Isto talvez explique a ocorrência, nos dias de hoje, de canalículos abaixo do nível d'água atual.

No caso específico de Balbina, foram observados canalículos com diâmetros da ordem de milímetros até 3 cm, com raras ocorrências de diâmetros entre 3 e 10 cm. A sua distribuição se faz de forma bastante errática, tendo sido observado que a incidência de canalículos centimétricos é da ordem de 1 a 2 por m^2 , enquanto que os milimétricos da ordem de 100 por m^2 , com tendência preferencial na direção subvertical.

Quanto à erodibilidade dos canalículos⁵⁵ de Balbina, por não terem sido realizados ensaios para este fim, nada pode ser declarado; apenas que, para os canalículos de Tucuruí que apresentam paredes bastante laterizadas, não se observou efeitos de erodibilidade.

I.4 HISTÓRICO DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA DE BALBINA

Na fase de Projeto Básico, se realizou uma campanha de ensaios de infiltração (carga constante) onde, para o solo residual de vulcanito, se verificou vários resultados de permeabilidade surpreendentemente elevados para a natureza do solo em questão... ($K \geq 10^{-3} \text{ cm/s}$).

Ao se observar as amostras de solo recuperadas dos trechos que apresentavam altas permeabilidades, não se constatou a existência de camadas ou lentes de areia que pudessem justificar os resultados, o solo era apenas constituído de argila e silte.

De imediato, dúvidas foram levantadas sobre a exatidão dos resultados obtidos; sugerindo erros de execução dos ensaios realizados ou possibilidade de ter ocorrido fraturamento hidráulico.

Na tentativa de uma melhor interpretação dos resultados, se imaginou que, à medida que se avançava o revestimento dos furos de sondagem para execução de ensaios em trechos mais profundos, o solo residual periférico poderia estar desmoronando devido à sua baixa capacidade de suporte, não se tendo assim uma cavidade de ensaio original de 4" x 1 m (teórica admitida para interpretação) e sim uma cavidade bem maior que, ocasionalmente, poderia fazer contato com a camada de aluvião (Figura I.4) e assim fornecer valores de permeabilidade como os encontrados.

Prosseguiu-se no projeto, sem se levar em conta aqueles estranhos resultados, em vista de se suspeitar da inexatidão dos seus valores, definindo-se assim, para o tratamento, a remoção da camada de aluvião, na zona montante da barragem, nos trechos onde o solo residual se mostrasse espesso e a execução de um tapete impermeabilizante à montante da barragem; poços de alívio à jusante; trincheiras de vedação ("cut-off") até o topo da rocha alterada nas regiões onde o solo residual se apresentasse pouco espesso; e injeções em rocha que se fizessem necessárias.

Porém, na fase de Projeto Executivo, quando da execução da ensecadeira de 1a. fase da margem direita (Figura I.2), se observou^{17, 57} ao se abrir a trincheira de vedação no aluvião da Ilha do Meio, a ocorrência de um canalículo com diâmetro da ordem de 1,0 cm, que jorrava água a uma vazão razoável (semelhante a uma torneira aberta). Tal fato coincidiu⁵⁷ com a constatação de canalículos no terreno de fundação da barragem de Tucuruí, o que fez com que a hipótese sobre existência de canalículos em Balbina fosse levantada, o que poderia justificar os elevados resultados de permeabilidade registrados no solo residual de vulcanito. Pensando nisto, se programou ensaios de infiltração (carga constante) juntamente com ensaios de injetabilidade em 25 furos de sondagem^{18, 19, 20}. Os ensaios de infiltração foram realizados em trechos de 1 m a partir de 1 m de profundidade.

Nos trechos onde as paredes se apresentavam instáveis, utilizou-se um revestimento especial, cujo último metro era provido de perfurações 1/4" cobrindo 50% de área (Figura I.5)^{19, 20}.

Onde se registrou permeabilidades iguais ou superiores

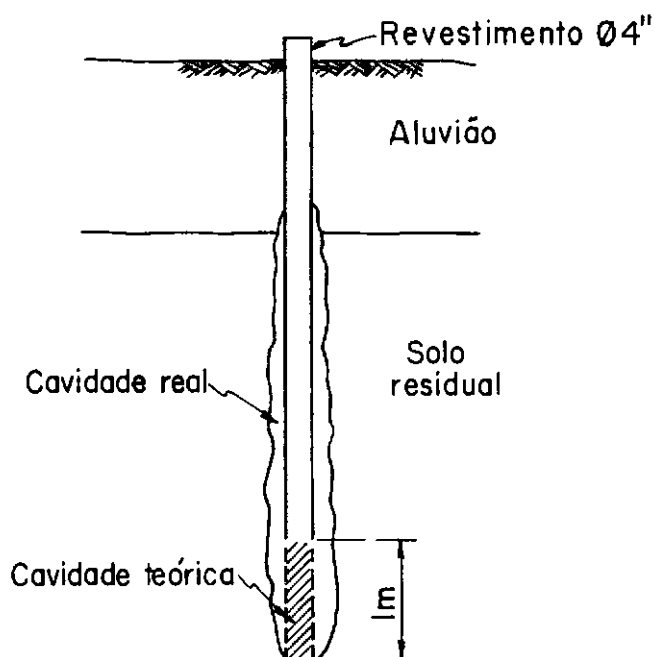


Figura I.4 – Hipótese do desmoronamento das paredes do furo nos Ensaio de Infiltração.

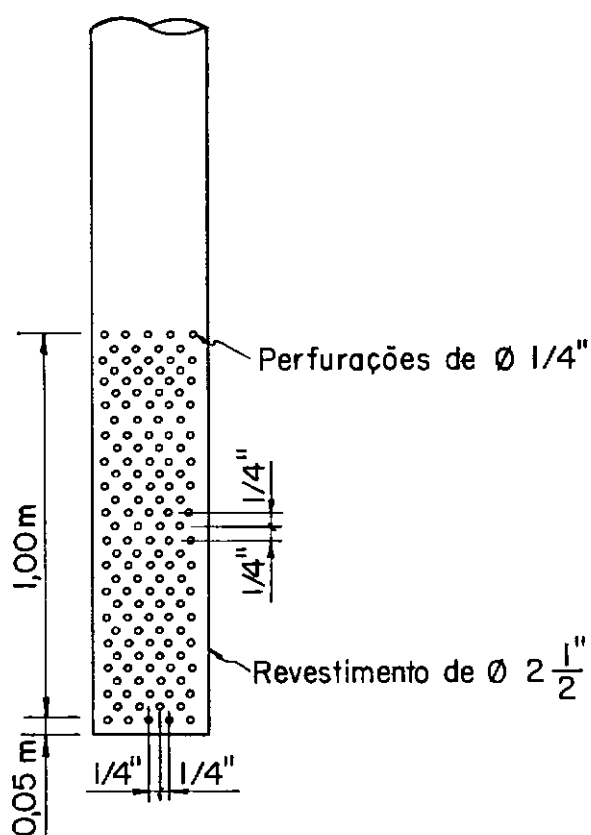


Figura I.5 – Esquema do revestimento preparado para os ensaios de infiltração e injetabilidade.

ores a 10^{-3} cm/s foram executados ensaios de injetabilidade, ensaios estes recomendados pelo Prof. Victor de Mello (consultor da ELETRONORTE) que consistiam de ensaios de infiltração, porém, utilizando calda de cimento. A calda adotada para o ensaio de injetabilidade foi a de fator água/cimento = 1,2 por ter sido a que melhor atendeu ao que se objetivava, que era uma calda que não penetrasse pelos interstícios de areia grossa e média, porém tivessem boa injetabilidade em canalículos.

A metodologia do ensaio de injetabilidade era, ao se registrarem permeabilidades iguais ou superiores a 10^{-3} cm/s no trecho submetido a ensaio de infiltração, se introduziria no furo um tubo de \varnothing 3/4" e faria descer calda sem pressão por dentro deste, até a expulsão total da água do furo. O volume de calda introduzido no furo desde a retirada do tubo até a rejeição de calda menos o volume teórico do furo (existe alguma imprecisão, pois o diâmetro real e o nominal do trecho de ensaio são geralmente um pouco diferentes) corresponderia ao volume injetado e, por conseguinte, ao volume dos canalículos.

A Tabela I.2 apresenta²⁰ os resultados de permeabilidade e volume de calda injetada para os furos em que se registrou em algum trecho permeabilidades superiores a 10^{-3} cm/s. A Tabela I.3 apresenta²⁰ os volumes injetados durante e após a saturação, ou seja, o tempo em que a calda de cimento substitui a água do furo.

Se verificou²⁰ que no furo SM 10003A, no trecho 4 a 5 m de profundidade (solo residual de vulcanito) e no furo SM 1010 no trecho 1,00 a 2,00 (aluvião), a quantidade de calda injetada foi superior a 400 Litros. Como as profundidades eram superficiais e acima do nível d'água do terreno, foram abertos poços de inspeção para observar o comportamento da calda notando-se a inexistência de canalículos, mas sim planos de ruptura numa disposição tipo radicular (furo SM 1010) e uma coluna de concreto tipo estaca, de diâmetro aproximado de 70 cm (furo SM 1030A), sendo que nos dois casos não ocorreu impregnação de calda no solo. Assim, se constatou que o peso da calda foi suficiente para gerar fraturamento hidráulico (furo SM 1010) e expansão de cavida-

FURO Nº	PROFUNDIDADE (m)	CALDA UTILIZADA (l)	VOLUME PARA PREENCHIMENTO DO FURO (l)	VOLUME INJETADO (l)	PERMEABILIDADE (10^{-3} cm/s)
SR-1001	2,13 — 3,13	36,50	9,89	26,61	28,0
	3,15 — 4,15	11,40	13,11	—	33,0
	4,00 — 5,00	36,40	15,80	20,60	20,0
	5,00 — 6,00	60,30	18,36	41,34	4,1
SR-1003 A	4,00 — 5,00	469,76	15,80	453,96	20,0
SR-1005	3,00 — 4,00	106,30	12,64	93,66	3,9
SR-1009	1,00 — 2,00	28,20	6,32	21,88	1,2
	2,00 — 3,00	30,30	9,48	20,82	1,2
	4,00 — 5,00	31,20	15,80	15,40	5,3
	5,00 — 6,00	40,70	18,96	21,74	2,7
	6,00 — 7,00	31,10	22,12	8,98	2,1
	11,00 — 12,00	59,40	37,92	21,48	1,1
SR-1010	1,00 — 2,00	498,88	6,32	492,48	58,0
	2,00 — 3,00	107,10	9,48	97,62	26,0
	3,00 — 4,00	91,70	12,64	79,06	16,0
	4,00 — 5,00	156,20	15,80	140,40	18,0
	6,00 — 7,00	44,80	22,12	22,68	1,1
SR-1011	3,00 — 4,00	63,50	12,64	50,86	8,6
SR-1016	4,00 — 5,00	51,50	15,80	35,70	3,1
	6,00 — 7,00	33,20	22,12	11,08	2,2
	7,00 — 8,00	34,20	25,28	8,92	1,2
	8,00 — 8,54	75,00	26,99	48,01	63,0
SR-1020	8,00 — 9,00	66,20	28,44	37,66	1,8
	6,00 — 7,00	36,80	22,12	14,68	1,7
	6,75 — 8,00	59,30	25,28	34,02	2,2
SR-1024	4,00 — 4,56	27,00	14,41	12,59	3,2
SR-1025	2,00 — 3,00	27,00	9,48	17,52	7,9
	3,00 — 3,69	24,60	11,70	12,90	1,6

Tabela I . 2 — Resultados obtidos nos ensaios de injetabilidade.

FURO Nº	PROFUNDIDADE (m)	TEMPO DE SATURAÇÃO (min.)	CALDA INJETADA DURANTE A SATURAÇÃO (ℓ)	TEMPO DE INJEÇÃO APÓS SATURAÇÃO (min)	CALDA INJETADA APÓS SATURAÇÃO (ℓ)
SR-1001	2,13 — 3,13	1	24,5	14	2,1
	3,15 — 4,15	1	-4,8 *	14	3,1
	4,00 — 5,00	1	-6,4 *	11	
	5,00 — 6,00	2	33,0	23	8,3
SR-1003 A	4,00 — 5,00	← ————— uma hora ————— →			
SR-1005	3,00 — 4,00	← ————— 20 min. ————— →			
SR-1009	1,00 — 2,00	2	11,5	13	10,4
	2,00 — 3,00	1	14,5	10	6,3
	4,00 — 5,00	← ————— 15 min. ————— →			
	5,00 — 6,00	3	13,4	10	8,3
	6,00 — 7,00	2	0,7	10	8,3
	11,00 — 12,00	6	15,3	10	6,2
SR-1010	1,00 — 2,00	12 + 10	486,2	17	6,3
	2,00 — 3,00	3	91,4	7	6,2
	3,00 — 4,00	18	307,1	—	0,0
	4,00 — 5,00	7	140,4	—	0,0
	6,00 — 7,00	2	18,6	10	4,1
SR-1011	3,00 — 4,00	2	50,9	8	0,0
SR-1016	4,00 — 5,00	5	33,3	5	2,4
	6,00 — 7,00	6	4,9	15	6,2
	7,00 — 8,00	← ————— 17 min. ————— →			
	8,00 — 8,54	← ————— 15 min. ————— →			
SR-1020	8,00 — 9,00	← ————— 25 min. ————— →			
	6,00 — 7,00	5	12,5	10	2,2
	6,75 — 8,00	15	29,9	10	4,1
SR-1024	4,00 — 4,56	3	10,2	10	2,4
SR-1025	2,00 — 3,00	4	7,7	14	9,8
	3,00 — 3,69	3	5,5	9	7,4

* - Os valores negativos obtidos devem-se ao fato que houve mistura da calda com a água de sondagem, durante o preenchimento do furo.

Tabela I.3 — Resultados obtidos nos ensaios de injetabilidade.

de (furos SM 1030A). A partir daí, se imaginou que talvez nos trechos que acusam permeabilidades elevadas ($K \geq 10^{-3} \text{ cm/s}$), poderia ter ocorrido fraturamento hidráulico, mesmo levando em conta que o peso específico da água é inferior ao da calda.

Para se verificar a hipótese anteriormente assumida de desmoronamento do solo periférico ao furo, o Prof. Victor de Melo sugeriu um ensaio de infiltração com embuchamento de argila^{55,57}, aplicando a seguinte metodologia executiva (Figura I.6):

- Execução do furo até a profundidade inferior do trecho de ensaio, descendo o revestimento até se ter 1 m de trecho livre, ou seja deixando o revestimento 1 m acima do fim do trecho de ensaio;
- Realizar ensaio de infiltração;
- Compactar argila dentro do furo no trecho já ensaiado para evitar futuro desmoronamento;
- Prosseguir na execução do furo, atravessando o embuchamento até a profundidade inferior do próximo trecho de ensaio, descendo o revestimento até a profundidade do fim do trecho anterior;
- Realizar o ensaio de infiltração e assim sucessivamente.

Alguns ensaios foram realizados, tendo cerca de 10% dos resultados obtidos de permeabilidade apresentado valores superiores a 10^{-3} cm/s mesmo em solo residual. Assim, se descartou a hipótese de desmoronamento, mantendo as hipóteses de canalículos e de fraturamento hidráulico.

Iniciou-se, então, um programa de inspeção em poços e trincheiras na margem direita, onde se constatou a existência de canalículos da ordem de milímetros até 3,0 cm e que, em trincheiras escavadas rapidamente, se verificou jorros d'água pelos canalículos.

Paralelamente às inspeções, foram executados dois ensaios Matsuo, o primeiro na estaca 225 e o segundo na estaca 243,

sendo as cavas para a 1a. etapa de cada ensaio de 4 x 8 m e para a 2a. etapa 4 x 12 m. As permeabilidades registradas foram de $1,1 \times 10^{-3}$ cm/s e $0,9 \times 10^{-3}$ cm/s, respectivamente. Após os ensaios, se verificou canalículos nas paredes das cavas.

Assim, a existência de canalículos estava definitivamente comprovada e a eles associados, os elevados valores de permeabilidade observados.

Devido à impossibilidade de acompanhar os canalículos no solo, nada se conseguiu sobre determinação de comprimento, intercomunicação entre eles ou direção preferencial, sendo constatado, em trechos pequenos, que os canalículos não apresentam diâmetros constantes, chegando em grande parte dos casos observados, a apresentarem variações da ordem de 50%.

Sobre intercomunicação de canalículos, posteriormente se verificou num ensaio de rebaixamento em solo residual, utilizando duas valas paralelas afastadas de alguns metros, que ao se rebaixar o nível d'água de uma, o nível d'água da outra acompanhava rapidamente o rebaixamento, sugerindo uma intercomunicação entre ambas gerada pela intercomunicação entre canalículos, se imaginando uma distância de pelo menos 5 m de canalículos contínuos⁵⁷.

Para a definição do tratamento de fundação, inicialmente se considerou a solução de um sistema de drenagem por poços de alívio com pequeno espaçamento no pé de jusante da Barragem, para o controle das altas vazões, já que a perda de água pela fundação não era condicionante, pois a região de Balbina possui abundância de água, não tendo importância a fuga, desde que controlada. Porém, tal solução não foi adotada, pois, como a matriz argilosa (solo residual) apresenta permeabilidade baixa (K da ordem de 10^{-5} cm/s), o fluxo de água se concentraria nos canalículos, facilitando a ocorrência de vazões localizadas incontrolláveis, gerando erosão interna. Além disso, é prática rotineira em obras de barragem em todo o mundo, que se realize um tratamento impermeabilizante sempre que ocorrerem permeabilidades elevadas ($K \geq 10^{-3}$ cm/s) nos terrenos de fundação. Assim, vá-

rias alternativas para o tratamento de fundação foram ventiladas, sendo que as mais viáveis foram^{25, 55, 57}:

- 1 - Trincheira de vedação ("cut-off") até o topo da rocha sã (Figura I.7)
- 2 - Trincheira de vedação ("cut-off") até a base do solo residual e injeções na rocha alterada (Figura I.8)
- 3 - Parede diaphragma (plástico ou rígido) até a base do solo residual e injeção na rocha alterada (Figura I.9)
- 4 - Trincheira de vedação ("cut-off") ao longo da camada de aluvião e injeção no solo residual e rocha alterada, com poços de alívio à jusante (pois neste tipo de tratamento não se pode esperar permeabilidades tão inferiores quanto as das alternativas anteriores) (Figura I.10)

A idéia de se executar injeção no solo residual partiu da necessidade de se ter que injetar a rocha alterada em quase todas as alternativas. Assim, se pensou na possibilidade de injeção em solo a partir dos furos de sondagem que serviriam para a injeção da rocha alterada. Além disto, se tinha em mente um tratamento que fosse auto-testante, ou seja, que pudesse tratar intensivamente as regiões de grande concentração de canalículos e moderadamente as de pequena ou nenhuma concentração.

Por ser a injeção de impermeabilização em solo residual um serviço pioneiro (isto porque em condições normais de solo residual, tal tratamento é desnecessário), nada se sabia a respeito da performance do tratamento. Assim, se definiu trechos experimentais de injeção na margem direita, onde se poderia testar diferentes procedimentos executivos para a verificação do que melhor se adaptaria às condições do solo residual em questão.

Foram testados 2 tipos de procedimentos para injeções em solo e definidos 4 trechos experimentais na margem direita:

- Injeções de calda de cimento (método convencional de injeção em rocha) em trechos descendentes de 3 m, com obturador no to

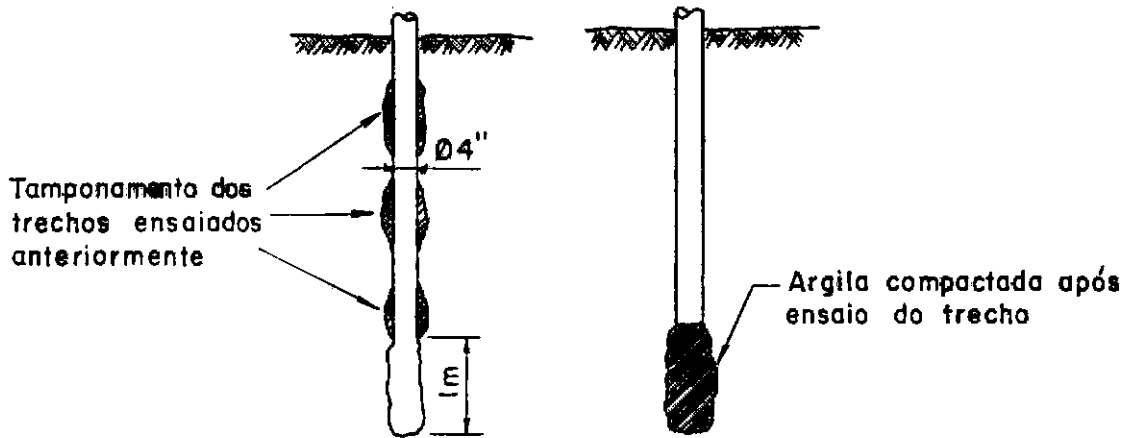
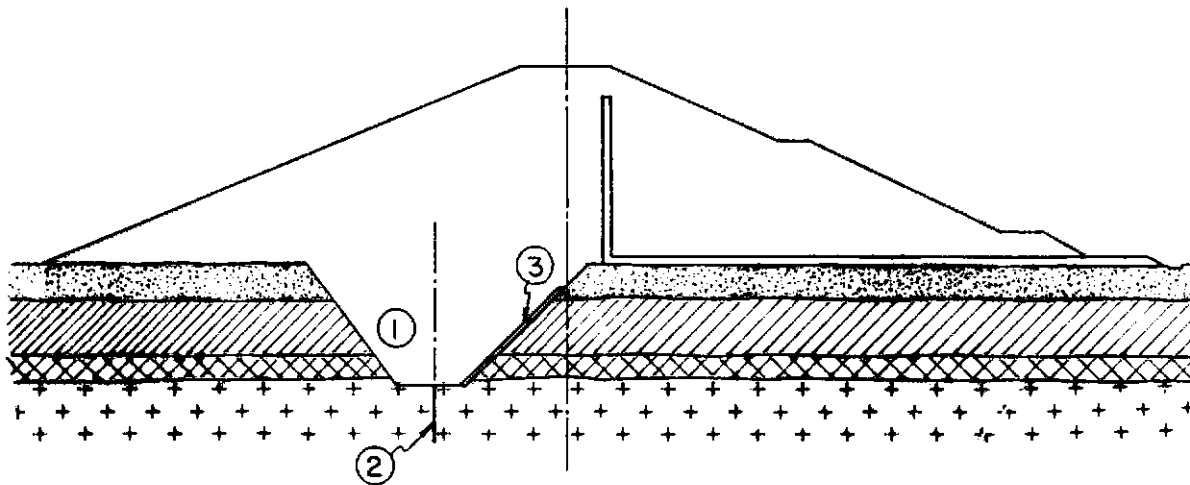


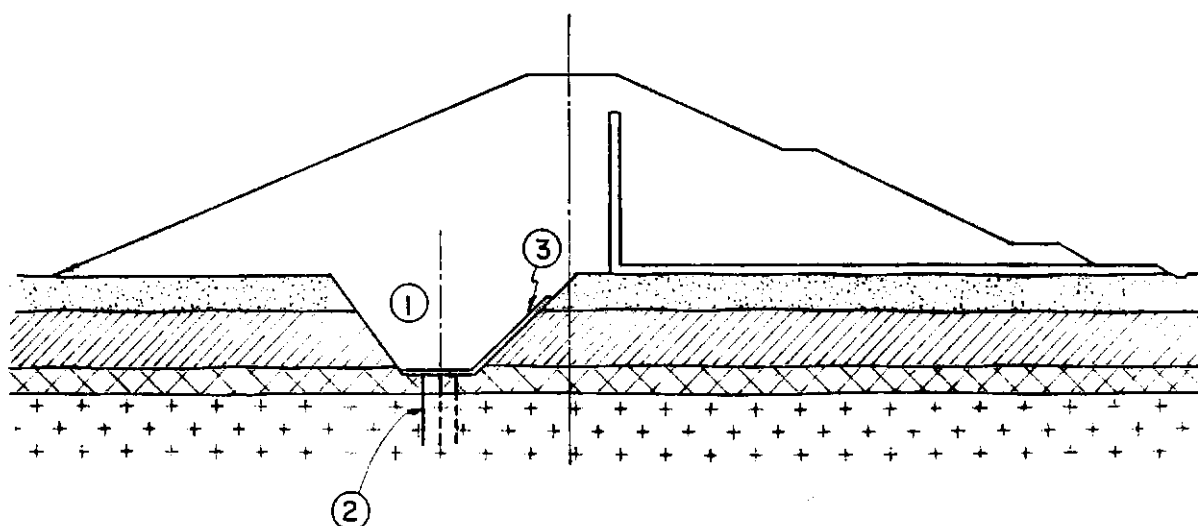
Figura I.6 – Ensaio de infiltração com embuchamento de argila.



- ① Trincheira de vedação ("cut-off")
- ② Injeções eventuais em zonas fraturadas da rocha
- ③ Proteção de solo cimento

	Aluvião
	Solo residual
	Rocha alterada
	Rocha sã

Figura I.7 – Trincheira de vedação ("cut-off") até o topo da rocha sã.



- ① Trincheira de vedação ("cut-off")
 ② Injeções em rocha alterada penetrando até a rocha sã
 ③ Proteção de solo cimento

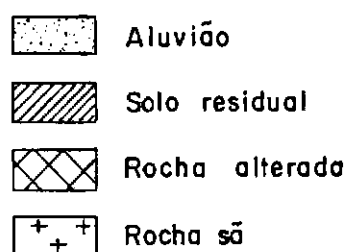
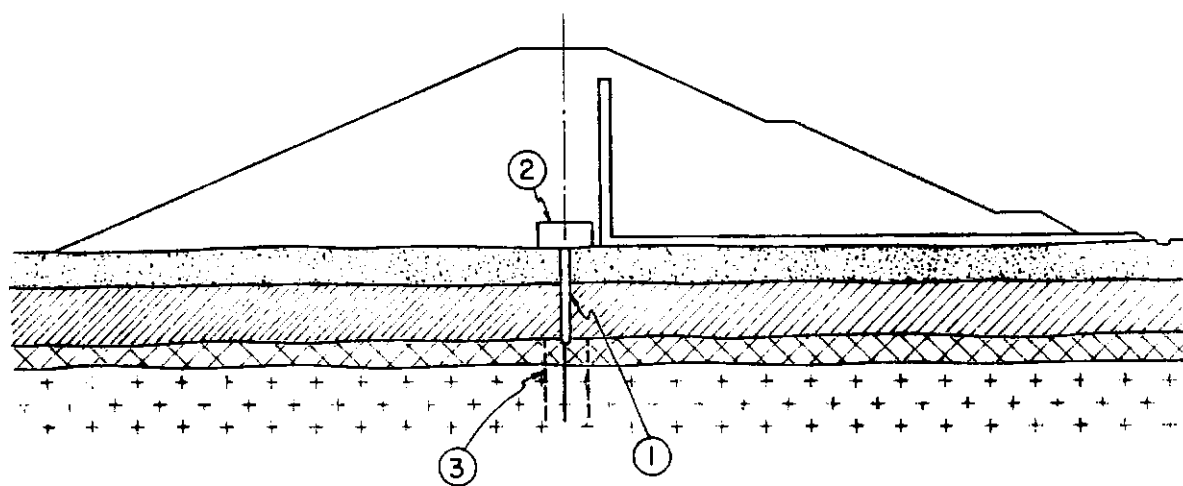


Figura I.8 – Trincheira de vedação (cut-off) até a base do solo residual.



- ① Diafragma
 ② Zona deformável para absorver o punção do topo do diafragma
 ③ Proteção de solo-cimento

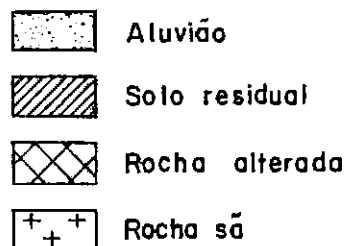
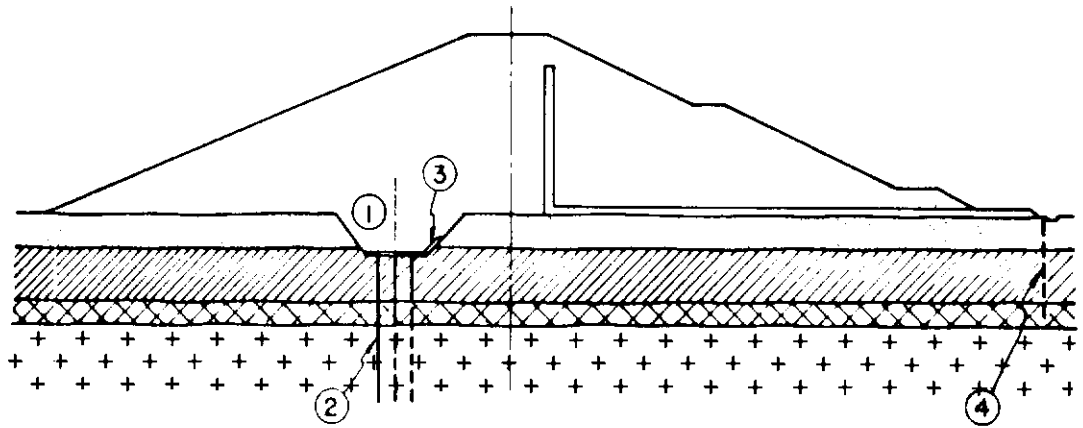


Figura I. 9 – Parede Diafragma até a base do solo residual.



- ① Trincheira de vedação ("cut-off") até o topo do solo residual.
- ② Injeções em solo residual e rocha alterada penetrando até a rocha sã.
- ③ Proteção de solo-cimento.
- ④ Poços de alívio.

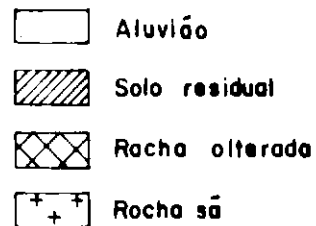
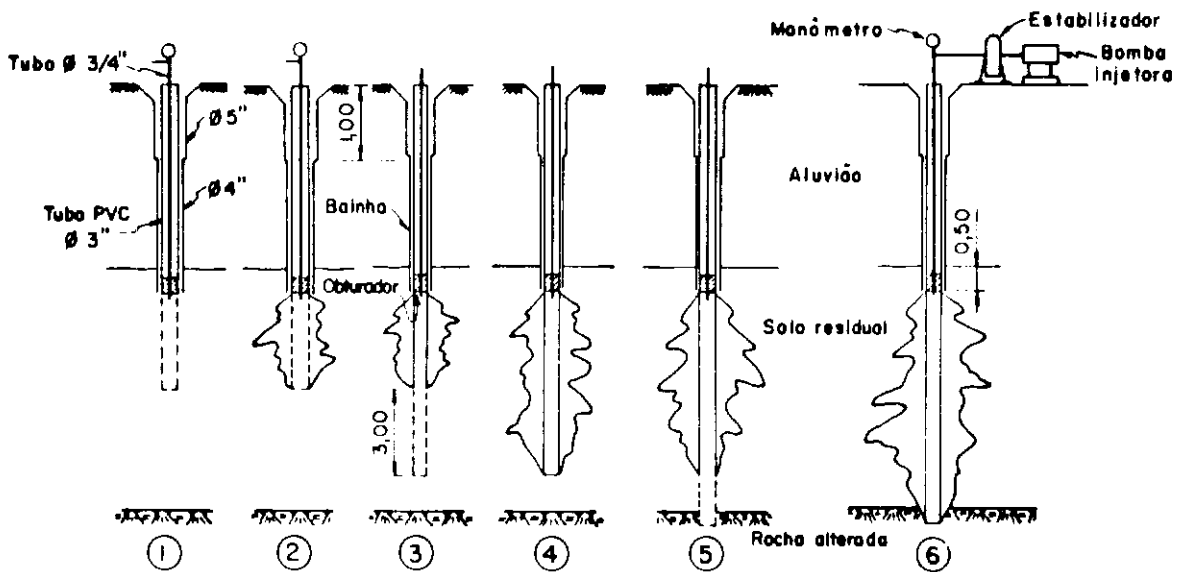


Figura 1.10 - Injeção do Solo Residual



- ① Ensaio de perda d'água.
- ② Ensaio de injeção.
- ③ Após 12 horas, perfuração do trecho injetado e mais 3,00m, lavagem e ensaio de perda d'água.
- ④ Ensaio de injeção.
- ⑤ Após 12 horas, perfuração até o topo rochoso, lavagem e ensaio de perda d'água.
- ⑥ Ensaio final de injeção no contato solo residual e topo rochoso.

Figura 1.11 - Injeção do Solo Residual pelo método Convencional de Injeção em Rocha

po do solo residual (Figura I.11)^{21, 24}.

- . Trecho I - calda rala ($A/C = 4$) e pressão máxima específica de $0,15 H$ (kgf/cm^2 e H em metros, sendo a profundidade do trecho médio de ensaio)
- . Trecho II - calda grossa ($A/C = 1$) e pressão máxima especificada de $0,25 H$.
- Injeções de calda de solo-cimento em tubos com válvulas manhetes espaçadas de $0,5 \text{ m}$ (Figuras I.12 e I.13)^{22, 23, 24}.
- . Trecho III - Tubo de $\varnothing 1 1/4"$
- . Trecho IV - Tubo de $\varnothing 3"$

As pressões de injeção foram especificadas de forma a causar fraturamento hidráulico nos pontos de válvulas manhetes, criando planos de calda no solo, sendo os canalículos penetrados e obturados pela calda injetada à medida que forem interceptados.

A utilização de calda de solo-cimento para injeções em tubos com válvulas manhetes não foi possível, pois os equipamentos disponíveis na obra eram incapazes de preparar e injetar tal calda, se adotando, assim, calda de cimento²⁴. Porém, a calda de cimento formava bainhas muito resistentes, exigindo pressões elevadas para ruptura, na maioria das vezes incompatíveis com as bombas disponíveis na obra, resultando um grande número de manhetes não injetadas.

Através de inspeções em trincheiras, se verificou que²⁴:

Trecho I - As caldas ralas apresentaram um razoável comportamento, com o preenchimento de canalículos milimétricos como centimétricos, porém ocorrendo canalículos próximos dos furos de injeção e dos planos de calda (planos de ruptura gerados por fraturamento hidráulico totalmente preenchidos com calda) sem nenhum tratamento.

Trecho II - As caldas grossas não apresentaram um comportamento

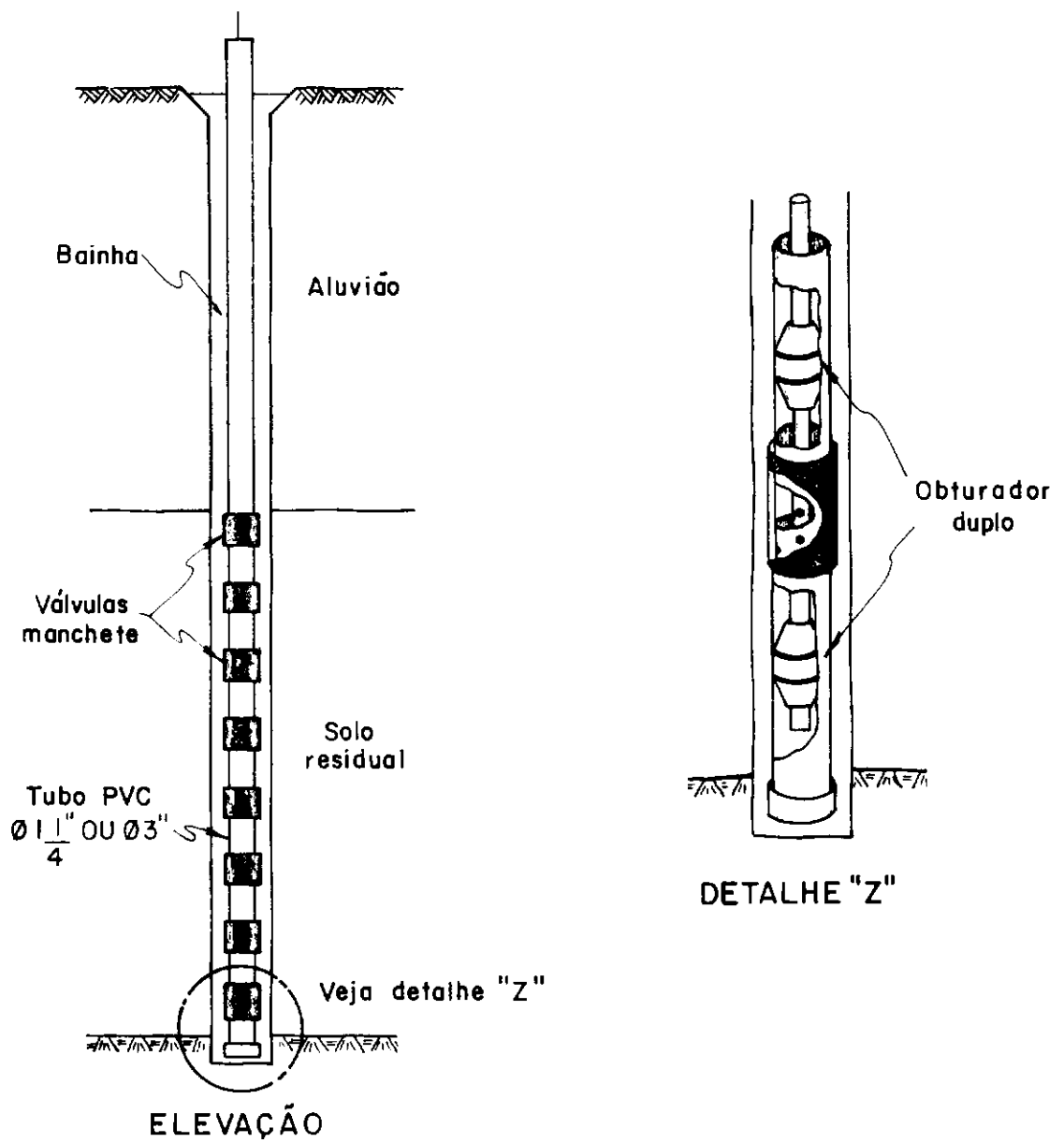


Figura I.12 - Injeção do Solo Residual com tubo-manchete

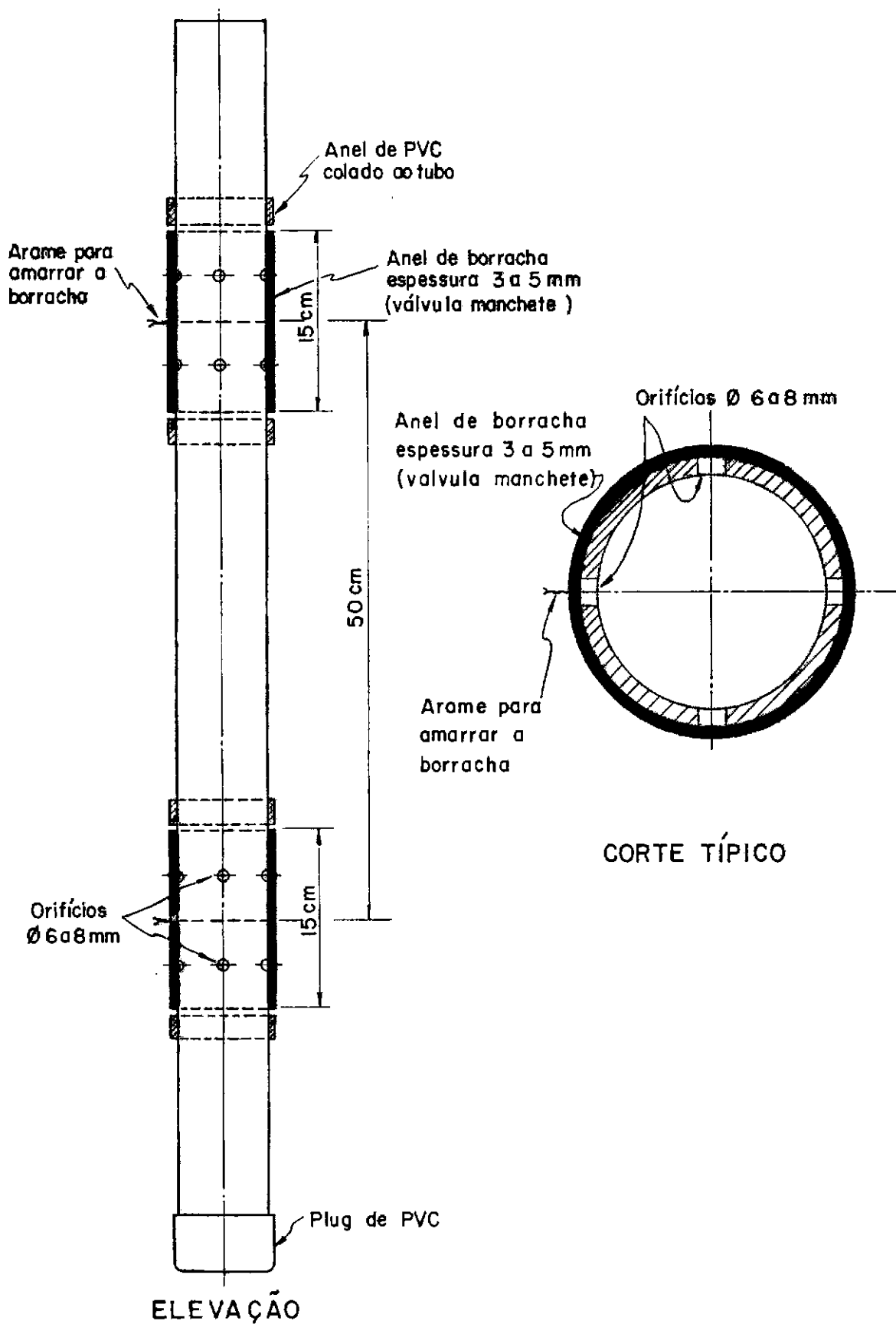


Figura I.13 – Detalhe do Tubo-Manchete ($\varnothing 1\frac{1}{4}$ " OU $\varnothing 3"$)

satisfatório, pois a ocorrência de canalículos não preenchidos se mostrou elevada, além dos planos de calda (gerados por fraturamento hidráulico) atingirem menor extensão que os do trecho I.

Trechos III e IV - O procedimento para injeção em tubos com válvulas manchete fez gerar no solo uma grande quantidade de planos de calda, com extensões superiores às dos planos dos trechos I e II, se observando que todos os canalículos próximos a estes planos se mostraram preenchidos.

Mesmo sem ter um grande número de válvulas manchete injetadas, pode-se concluir que, com o emprego de equipamentos necessários que possibilitassem o uso de calda de solo-cimento, além de bomba com maior capacidade, a eficiência do tratamento por injeções em tubos com válvulas manchete seria grande, pois se conseguiria injetar todas as manchetes, formando uma enorme quantidade de planos de calda no seio do solo, tratando os inúmeros canalículos interceptados. Assim, se verificou ser bastante viável tecnicamente o tipo de tratamento em questão.

A Figura I.2 apresenta a localização da área onde foram definidos os trechos experimentais de injeção, enquanto que a Figura I.14 apresenta a localização dos trechos e a distribuição dos furos de injeção e trincheiras de inspeção.

Após criteriosa análise técnico-econômica das alternativas²⁵, se optou pela 4ª, ou seja, trincheira de vedação ao longo da camada de aluvião, injeção em solo residual e rocha alterada, além de poços de alívio no pé de jusante da Barragem. Para o tratamento do solo residual foi adotado o procedimento de injeção por tubo com válvula manchete \varnothing 3".

Devido à necessidade de liberação da praça de compactação para atender à programação da Obra, se resolveu adotar o tratamento impermeabilizante à montante do maciço da barragem de terra da margem direita, que trouxe como consequência a necessidade de se executar uma berma à montante para permitir a ligação do tratamento de fundação com o próprio maciço. Na barragem de terra da margem esquerda, o posicionamento se manteve inalterado



FUROS DE INJEÇÃO EM SOLO

- F** Furas com injecção por rachas descendentes do 3^a
- F** Furas sem injecção por rachas descendentes.
- PD** - Primárias M - montante
C - central (ou I - Intermediária)
SQ - Secundárias J - jumento
- F** Furas de controle.
- O** O Furas de injecção em rachas
- E** E - Exploratórios M - montante
P P - Primárias J - jumento
S S - Secundários
T T - Terciários

- ☐ Triacabre de inspeção.
- ☒ Paga de imposto.
- ☐ SP - Sondagem à persuação
- ☐ SR - Sondagem retativa.

NOTAS:

1 - Todas as Grêmios e associações estão em ordem, exceto onde indicado de outra forma.

SEÇÃO G-G

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS
DA MARGEM DIREITA (DISTRIBUIÇÃO DOS FURTO
INJEÇÃO, POÇOS E TRINCHEIRAS DE INSPEÇÃO)

(como Figura I.10).

Adicionalmente²⁵, se definiu para os pontos entre o tratamento de fundação e o sistema de drenagem interna da Barragem de Terra, onde por ventura o solo residual estiver aflorando, a execução de um revestimento superficial de 3 camadas compactadas de solo-cimento com espessura total de ordem de 0,40 m para evitar o possível carreamento de solo do maciço da Barragem para o interior de canalículos existentes no solo residual.

I.5. INJEÇÃO EXPERIMENTAL DO SOLO RESIDUAL DE FUNDAÇÃO - PRO CEDIMENTOS

I.5.1. Trecho Experimental de Injeção^{26, 28, 49}.

Após a escolha do tratamento, visando um aprimoramento das especificações iniciais, se definiu um trecho experimental na margem esquerda, onde se testou várias metodologias e critérios executivos para as injeções com tubos manchete (tubos com válvulas manchete) se empregando os equipamentos necessários para a confecção e injeção de calda de solo-cimento não disponíveis na obra, quando das injeções experimentais na margem direita.

O trecho experimental foi subdividido em 4 sub-trechos, onde se procurou variar alguns dos principais itens a serem investigados:

- . malha dos furos de injeção (espaçamento entre furos);
- . nº de fases de injeção (número de vezes que cada válvula manchete deveria ser injetada);
- . volume de calda por fase de injeção;
- . volume total de calda a ser injetada;
- . tipo de calda para a confecção da bainha e para injeção;
- . espaçamento entre válvulas manchete.

Foram realizados ensaios de perda d'água em solo antes das injeções (Ensaio Prévios), para a determinação das permeabilidades do solo "in natura" que comparadas com resultados de permeabilidades em ensaios de perda d'água após as injeções (Ensaio de Controle), acrescentando inspeções visuais em poços e trincheiras, permitiram reunir dados suficientes para uma análise da eficiência do tratamento em cada sub-trecho, definindo, assim, a metodologia mais adequada para injeção em solo residual com canáliculos, chegando ao estabelecimento das especificações que atualmente têm orientado o prosseguimento do tratamento (Capítulo VII).

A Figura I.2 apresenta a localização do trecho experimental da margem esquerda, bem como a disposição dos furos de injeção e furos para Ensaio Prévios e de Controle de seus sub-trechos.

I.5.2. Circuito do Processo de Injeção^{26, 56}

Para a execução da injeção em solo residual, o seguinte circuito deve ser percorrido (Figura I.15).

a) confecção da calda de solo-cimento.

- Escavação no local da jazida e estocagem de argila próximo à Central de Injeção.
- Captação da água do rio Uatumã na margem esquerda, recalcada para um reservatório d'água suspenso.
- Passagem de argila e água numa peneira de malha de 5 mm com a finalidade de separar os torrões de argila remanescentes.
- Lançamento por gravidade da lama resultante em caixas para a decantação dos grãos maiores de areia.
- Recalque da lama das caixas de decantação para o tanque de hidratação e homogeneização (com capacidade especificada de 5 m³), passando por peneira de malha de 1 mm, para reter

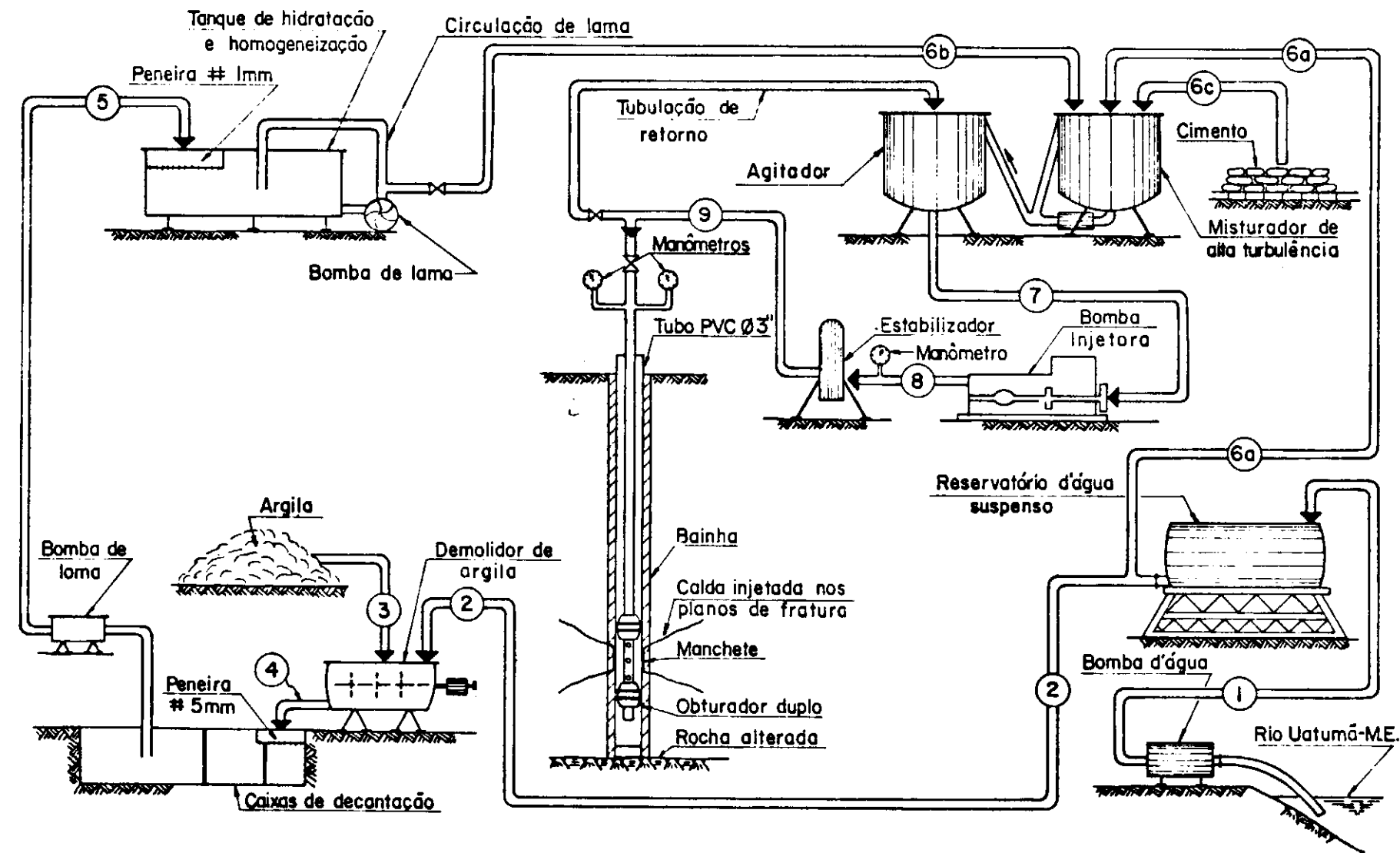


Figura 1.15 - Circuito do processo de injeção

grãos maiores de areia.

- Determinação do fator solo/água através das medidas de densidade da lama (densidade no tanque \geq densidade especificada).
- Adição no misturador de alta turbulência (rotação mínima 800 r.p.m) da quantidade de água para correção do fator solo/água quando necessária, antes da entrada da lama.
- Recalque da lama do tanque de hidratação e homogeneização para o misturador de alta turbulência em quantidade determinada para um saco de cimento.
- Colocação do saco de cimento, acionando o misturador durante 2 minutos.
- Passagem da calda do misturador para o agitador que a revolve numa velocidade lenta (30 a 160 r.p.m) para mantê-la o mais homogênea possível.

b) Injeção de calda de solo-cimento:

A calda impulsionada pela bomba injetora de pistão regulada na vazão máxima (60 l/min), sai do agitador e da bomba segue por mangueira, passando por um manômetro (provido de salva-manômetro), por um estabilizador de pressão (capaz de reduzir as oscilações manométricas a um valor inferior a 5% de pressão aplicada), entra no tubo de injeção de \varnothing 1" e atinge o tubo manchete de \varnothing 3" na região da manchete entre os obturadores. Com a elevação da pressão (registrada por manômetros na boca do furo), a bainha pressionada pela manchete rompe, transmitindo a calda sob pressão para o solo que fratura hidráulicamente, gerando planos de calda (planos de ruptura preenchidos com calda de injeção). A injeção é realizada no sentido ascendente, ou seja, da manchete mais profunda (1.^a manchete) para a mais superficial (última manchete).

O dispositivo de retorno pode ser utilizado quando se deseja a redução de pressão de calda injetada no furo, pois, com a

abertura do registro de retorno, parte do volume injetado pela bomba volta para o agitador, reduzindo a vazão para dentro do furo e, conseqüentemente, a pressão. Normalmente, todas as injeções foram realizadas com o registro de retorno fechado.

I.5.3. Caldas de solo-cimento empregadas^{26, 27, 28, 30, 31}

As caldas de solo-cimento empregadas no tratamento do solo residual foram especificadas de acordo com a sua finalidade:

- calda para bainha;
- calda para injeção.

a) Calda para bainha

Para a execução da bainha do furo de injeção, a calda de solo-cimento foi injetada pela primeira manchete (manchete mais profunda - 0,50 m do topo da rocha alterada) procurando preencher totalmente o espaço entre o furo de sondagem (\varnothing 4" ou \varnothing 5") e o tubo manchete (\varnothing 3") em toda a altura do furo. Em alguns casos, houve necessidade de se injetar manchetes intermediárias para estabelecer a continuidade da bainha em toda a altura.

Vários tipos de calda de solo-cimento foram testadas nos 4 sub-trechos experimentais. O objetivo era encontrar uma calda que constituísse uma bainha com aderência suficiente ao tubo manchete, que impedisse, após a ruptura da mesma, que a calda de injeção provocasse o seu descolamento do tubo manchete podendo vir a surgir em superfície. A calda empregada inicialmente (Tabela I.4 - calda de traço A) constituía bainhas de ótima aderência, porém, devido ao elevado consumo de cimento da calda (375 kg/m^3 de calda), as pressões necessárias para a ruptura das bainhas eram elevadas, dificultando as injeções no solo residual. Para a redução das pressões de ruptura e maior economia, se procurou utilizar caldas com menor consumo de cimento. Porém, como a aderência das bainhas ao tubo-manchete é proporcional ao consumo de cimento, sua redução acarreta menor aderência. Pen

CARACTERÍSTICAS MÉDIAS							UTILIZAÇÃO
TRAÇO	S/A	C/S+A	C/m ³	Rc ₂₈ (kg/cm ²)	DENSIDADE	FLUIDEZ	
A	0,32	0,36	375	11,00	1,40	43,7	Bainha-sub-trecho III
B	0,36	0,26	284	6,82	1,38	51,8	Bainha-sub-trecho III e IV Calda de injeção-sub-trecho III
C	0,32	0,22	240	5,64	1,34	47,7	Bainha-sub-trecho IV Calda de injeção-sub-trecho III
D	0,30	0,20	218	4,40	1,31	48,2	Bainha-sub-trecho I e II Calda de injeção-sub-trecho I (1ª e 2ª fase) -sub-trecho II (1ª fase)
F	0,30	0,18	167	2,52	1,28	44,9	Calda de injeção-sub-trecho I (3ª fase) -sub-trecho II (2ª fase)
G	0,50	0,14	168	2,93	1,35	77,0	Calda de injeção-sub-trecho IV
H	0,45	0,12	140	1,93	1,32	13,4	Bainha-sub-trecho IV
I	0,45	0,07	85	0,73 3,04(*)	1,29	44,6	Calda de injeção-sub-trecho IV

NOTAS:

1 - Convenções:

S/A - Relação solo(argila) / água

C/S+A - Relação cimento/argila + água (lomo). } Relações em peso

C/m³ - Consumo de cimento (kg) / m³ de calda.Rc₂₈ - Resistência à compressão simples de corpos de prova curados 28 dias em câmara úmida.

(*) - Resistência à compressão simples do corpo de prova curado "in loco" (plano de injeção).

2- Os valores de fluidez correspondem ao tempo em segundos da passagem de 946 ml de caldo no funil Marsh de volume igual a 1,5 l e orifício de Ø 4,75 mm, exceto no traço H, onde foi utilizado o funil de orifício de Ø 10 mm.

Tabela 1.4 - Características médias das caldas utilizadas no trecho experimental da margem esquerda.

sando nisto, se resolveu criar rugosidades nas paredes externas do tubo-manchete através de lixamento, o que possibilitou chegar a uma calda (Tabela I.4 - calda de traço G) constituindo bainhas de boa aderência, com reduzido consumo de cimento (168 kg/m^3 de calda).

b) Caldas para injeção

Para a escolha da calda de solo-cimento utilizada na injeção, se impôs que esta se apresentasse homogênea, estável, de fluidez compatível com o seu emprego e que, principalmente, sua resistência à compressão simples à 28 dias fosse ligeiramente superior à do solo residual ($R_{c_{28}} \sim 1,5 \text{ kgf/cm}^2$).

O controle sistemático de qualidade da calda injetada foi realizado através dos seguintes ensaios:

- antes da injeção - densidade da calda
 - tempo de escoamento - Funil Marsh
- depois da injeção (amostras coletadas do agitador)
 - fator de sedimentação
 - resistência à compressão simples para 3, 7, 14 e 28 dias.

No decorrer dos serviços, se procurou reduzir o teor de cimento da calda, para torná-las mais econômicas. Porém, mantendo as características inicialmente impostas, o que foi conseguido através dos ensaios realizados e inspeções visuais em trincheiras onde se pode verificar o comportamento das caldas injetadas.

Com a observação de que as caldas curadas nos planos de fratura apresentavam resistências bastante superiores que as mesmas caldas curadas em câmara úmida, pode-se reduzir bastante o consumo de cimento das caldas para que estas apresentassem nas fraturas, as resistências especificadas.

A elevação das resistências das caldas quando curadas em pla-

nos de ruptura do solo pode ser explicada pelo fenômeno da Presso-Filtragem, que será definido no Capítulo V.

Inicialmente, a calda empregada apresentou um consumo de cimento de 284 kg/m³ de calda (Tabela I.4 - calda de traço B), sendo que, no decorrer dos serviços, se pode chegar a uma calda de consumo de cimento de 85 kg/m³ de calda (Tabela I.4 - calda de traço I).

A Tabela (I.4) apresenta as características de todas as caldas utilizadas, tanto para bainhas como para injeção.

I.6 NECESSIDADE DE ABORDAGEM TEÓRICA - ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O PRESENTE TRABALHO

Tratamentos de impermeabilização e/ou consolidação, através de injeções são frequentemente utilizados em aluviões quando, por quaisquer circunstâncias, não se tem interesse em sua remoção. O processo consiste no preenchimento dos vazios (espaços intergranulares) do solo às custas da calda injetada a pressões inferiores à de ruptura do meio (injeções por impregnação).

Injeções para tratamento de impermeabilização em solo argiloso jamais foram cogitadas pois, normalmente, este tipo de solo se apresenta na natureza com baixas permeabilidades, não necessitando de tratamento.

A presença de canalículos no solo residual da UHE BALBINA, confere a este tipo de solo uma característica peculiar de apresentar zonas de permeabilidades bastante elevadas ($K > 10^{-3}$ cm/s), tornando assim, inteiramente inêdito o tratamento de impermeabilização adotado, que consiste de injeções de calda de solo-cimento que levam o meio à ruptura (fraturamento hidráulico), e que a calda injetada penetre e obture os canalículos que forem interceptados, reduzindo assim a permeabilidade média equivalente a valores compatíveis com as necessidades de projeto ($K < 10^{-4}$ cm/s).

Devido ao pioneirismo* do tratamento, inexistente literatura técnica que aborde o assunto, fazendo com que as especificações iniciais aplica

* Nota: Tem-se notícia de um outro tratamento em solo residual através de injeções em tubos manchete, o qual foi realizado na fundação da Barragem de Frauenau ^{6 2}, na Alemanha, porém com o objetivo de consolidação do solo e não de impermeabilização como é o caso de Balbina.

das ao trecho experimental fossem baseadas nas injeções por impregnação em aluvião⁵⁶.

A partir de um volume de solo residual de raio de 2,8m (distância entre furos de linhas de injeção distintas) e espessura de 0,5 m (espaçamento entre manchetes), se calculou o volume de vazios correspondente. Admitindo o solo como aluvião, se verificou que com o preenchimento de 30% dos vazios, se teria um tratamento adequado, definindo-se assim o volume de 1000 litros a se injetar por manchete (sub-trecho III). Logicamente, para injeções através de fraturamento hidráulico, o mecanismo é completamente distinto. Porém, se tinha em mente que o volume de calda definido para se injetar seria superior ao que realmente se necessitava, e serviria plenamente como estimativa inicial, podendo, com o decorrer do tratamento através de ensaios de perda d'água anteriores e posteriores às injeções, verificar se o volume injetado fora satisfatório e através de inspeções em trincheiras, evidenciar as distâncias alcançadas pelos planos de calda, sugerindo ou não, a redução de volume a injetar na sequência dos serviços.

A importância de uma abordagem teórica do fenômeno que realmente ocorre, surgiu da necessidade de se criar um modelo que permitisse a compreensão do fenômeno em si, através da interação dos parâmetros envolvidos no processo, buscando assim, de acordo com os parâmetros medidos, quantificar melhor o espaçamento entre furos de injeção para determinado volume a injetar, ou o volume a partir de um espaçamento entre furos pré-definido, além de elucidar sobre a propagação da fratura induzida no solo.

Na área de Mecânica dos Solos inexiste literatura reportando sobre propagação de fraturas induzidas. Todo acervo sobre fraturamento hidráulico se limita ao estudo das condições iniciais do processo, como por exemplo, para se estimar as tensões existentes no terreno^{4, 41, 65} através de ensaios de infiltração com piezômetros (ensaio de fratura hidráulica) em que se leva o solo até a ruptura ou no caso de análise de estabilidade interna em núcleos de Barragem¹², que detectando regiões críticas, ou seja, regiões propensas à ocorrência de fraturamento, pode-se criar subsídios para evitar tal fenômeno.

Como o objetivo é o fraturamento hidráulico para a criação de planos de calda no solo que obturem os canalículos, o dimensionamento das fraturas é necessário para, de certa forma, estimar o raio de ação da calda injetada (região invadida pela calda no solo), sendo encontradas na área da Indústria do Petróleo, teorias que abordam o assunto, pois neste campo, para a estimulação de poços de produção, é bastante difundido o processo de fraturamento hidráulico.

O presente trabalho de tese apresenta uma síntese das teorias de iniciação (capítulo III) e propagação (capítulo IV) da fratura induzida por fraturamento hidráulico, além da aplicação prática a partir dos parâmetros reológicos da calda de injeção (capítulo II) e dos parâmetros medidos do solo residual de Balbina, obtendo uma estimativa do dimensionamento das fraturas e por conseguinte do raio de ação da calda (capítulo V). Um estudo sobre a penetrabilidade da calda em canalículos também é abordado (capítulo VI).

CAPÍTULO II

ESTUDO REOLÓGICO DA CALDA DE SOLO-CIMENTO

II.1. CONCEITOS GERAIS - DEFINIÇÕES

II.1.1. Regimes de Escoamento dos Fluidos Viscosos e Incompressíveis ^{11, 61}

Inúmeras experiências em condutos hidráulicos, inclusive de alguns pesquisadores do século passado, demonstram a existência dos dois regimes de escoamento definidos abaixo:

Regime Laminar - Apresenta uma configuração ordenada, onde as camadas do fluido se movem com velocidades constantes individuais, deslizando umas sobre as outras, sem surgimento de deslocamentos transversais. Caso se tenha um piezômetro instalado no tubo em que o fluido esteja sujeito a fluxo laminar, se pode verificar que a pressão é constante com o tempo e há ausência de oscilações.

Regime Turbulento - Apresenta um movimento desordenado de partículas do fluido, ocorrendo deslocamentos transversais junto ao deslocamento principal do fluido ao longo do tubo. Ocorrem oscilações de pressões e velocidades.

II.1.2. Observações de Hagen e Experiência de Reynolds ^{32, 61}

A constatação de dois regimes de escoamento perfeitamente distintos foi inicialmente feita por Hagen (1839), através de experiências com água em condutos. Observando que a transição de um regime para o outro dependia do diâmetro do tubo, da velocidade e da viscosidade da água.

Reynolds (1883), retomando o trabalho de Hagen, montou um dispositivo (Figura II.1) que serviu para realizar uma experiência que se tornou clássica, para a definição das característi-

cas dos regimes de escoamento em condutos.

O dispositivo consistia de um tubo de vidro provido de um registro (R), ligado a um reservatório. Um recipiente com um tubo de saída de seção reduzida e extremidade capilar, permitia a injeção de um filete de tinta (solução colorida de mesmo peso específico da água) na entrada do conduto. Abrindo-se levemente o registro a água escoou pelo conduto de vidro à uma velocidade pequena, e o filete de tinta acompanhou o movimento sem ser perturbado (Figura II.1a), ou seja, sem se misturar a massa de água adjacente. Este tipo de escoamento foi denominado de Laminar ou Lamelar, devido ao filete se deslocar como uma lâmina independente. À medida que o registro era aberto, a velocidade de escoamento aumentava até se atingir uma condição em que o filete apresentava movimentos oscilatórios à proporção que escoava, e assim se saía do regime laminar (Figura II.1b). Ao se abrir mais o registro, começaram a ocorrer flutuações irregulares no escoamento, até o filete de solução colorida se desfazer completamente. A esta condição se denominou de fluxo Turbulento (Figura II.1c).

Se fossem plotados gráficos de velocidade por tempo em uma dada posição no tubo do dispositivo de Reynolds, ter-se-ia para o escoamento Laminar o gráfico-tipo da Figura (II.2a). No caso de escoamento turbulento ocorreriam pulsações em torno de um mesmo valor de velocidade indicado por \bar{v} na Figura (II.2b) (Escoamento Turbulento Permanente) ou se \bar{v} variando com o tempo na Figura (II.2c) (Escoamento Turbulento Transiente).

Reynolds efetuou a mesma experiência para diferentes tipos de fluidos escoando em condutos de vários diâmetros (utilizando fumaça para colorir o filete), concluindo que a velocidade de fluxo na qual se finda o regime laminar, denominado velocidade crítica, é diretamente proporcional à viscosidade cinemática (ν) e inversamente proporcional ao diâmetro do conduto.

$$v_{cr} = Re_{cr} \frac{\nu}{D} \dots \dots \dots (II.1)$$

sendo v_{cr} - velocidade crítica $[LT^{-2}]$

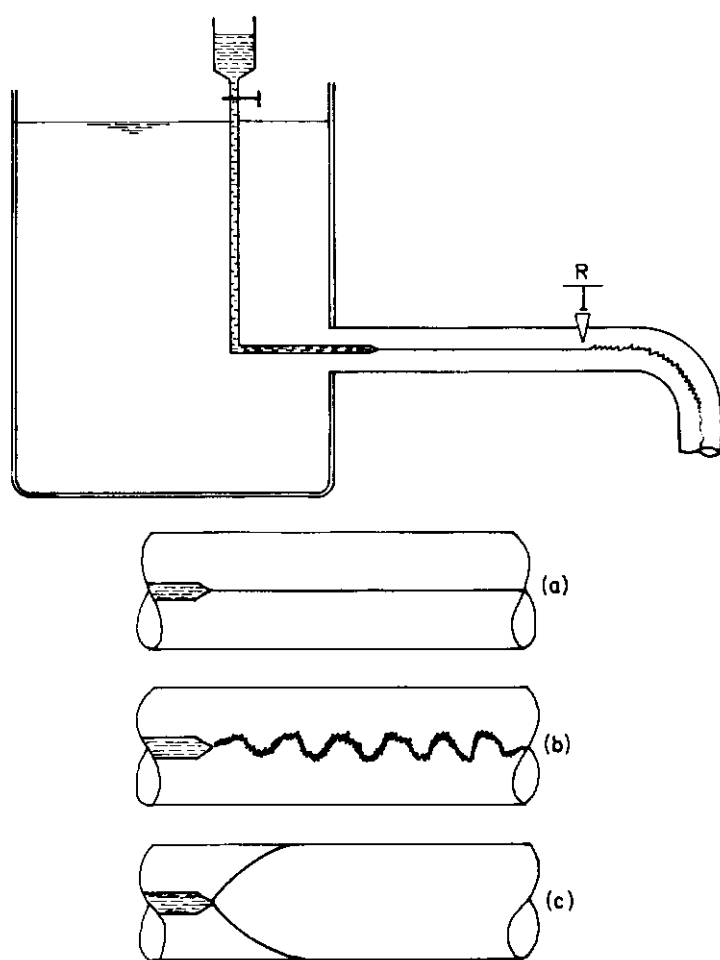


Figura II.1 – Experiência de Reynolds: (a) Escoamento Laminar
(b) Escoamento de Transição
(c) Escoamento Turbulento

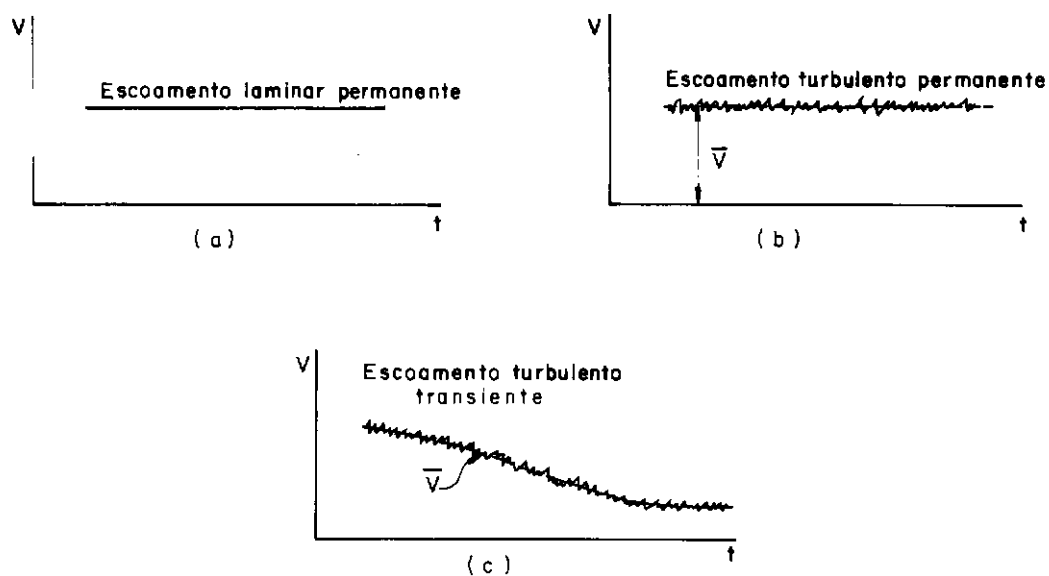


Figura II.2 – Gráficos – tipo de velocidade x tempo

Re_{cr} - Coeficiente de proporcionalidade, chamado de nº de Reynolds crítico (adimensional)

D - Diâmetro do Litro $[L]$

ν - Viscosidade cinemática $[L^2 T^{-1}]$

onde $\nu = \frac{\eta}{\rho}$

sendo η - Viscosidade absoluta ou viscosidade dinâmica
 $[F L^{-2} T]$

ρ - Massa específica do fluido $[M L^{-3}]$

assim, $v_{cr} = Re_{cr} \frac{\eta}{\rho D} \therefore Re_{cr} = \frac{v_{cr} \rho D}{\eta} \dots\dots\dots (II.2)$

O nº de Reynolds crítico pode ser generalizado para:

$$Re = \frac{v \rho D}{\eta} \dots\dots\dots (II.3)$$

e para $Re < Re_{cr} \Rightarrow$ Regime Laminar

A transição entre o regime laminar e turbulento observado nas experiências do Reynolds está na faixa de $2000 < Re < 4000$, sendo que diversos autores citam que esta zona intermediária se inicia para $Re = 2100, 2300$ e até 2500 . Ou seja, o fim do regime Laminar é bastante impreciso.

II.1.3. Características Reológicas dos Fluidos⁸

Um fluido em regime transiente é caracterizado pelo tempo de resposta ("Response Time"), de mudança das condições de fluxo.

Em regime Laminar, o fluido se caracteriza por sua curva experimental de Fluxo ou Reograma.

Os coeficientes da equação de fluxo (ou equação reoló-

gica) representados pelo Reograma, são denominados parâmetros Reológicos, sendo específicos para cada fluido, variando apenas com a temperatura (apreciavelmente) e com a pressão (quase que desprezível), sendo definidos a seguir:

Tensão Cisalhante (τ) - é a tensão correspondente à força tangencial que atua entre as camadas do fluido induzindo o cisalhamento $\left[F L^{-2} \right]$

Taxa de Cisalhamento ($\dot{\gamma}$) - é o gradiente transversal de velocidade de fluxo; exprime a variação da velocidade em relação à distância transversal do escoamento $\left[T^{-1} \right]$

Viscosidade absoluta, dinâmica ou simplesmente viscosidade (η) - já citado anteriormente, é o coeficiente de proporcionalidade entre a tensão cisalhante (τ) e a taxa de cisalhamento $\left[FL^{-2}T \right]$.

Os fluidos tixotrópicos, têm suas características reológicas definidas no repouso, pelo seu tempo de recuperação ou seja, o tempo necessário para que o fluido após agitado retorne as condições originais no repouso. Tais fluidos, a medida que se aumenta a agitação à temperatura constante, diminui a sua viscosidade, recuperando após um determinado tempo (tempo de recuperação) que o fluido permaneça em repouso.

II.1.4. Modelos Reológicos⁸

Os fluidos em regime Laminar, devido às suas características reológicas, podem ser enquadrados em três tipos de procedimentos ou modelos Reológicos.

Modelo de Newton - A tensão cisalhante é diretamente proporcional a taxa de cisalhamento, e o fluido é denominado fluido de Newton ou Fluido Newtoniano.

A Figura (II.3a) apresenta o gráfico $\tau \times \dot{\gamma}$ (ou reograma), cuja equação reológica é:

$$\tau = \eta \dot{\gamma} \dots\dots\dots (II.4)$$

Modelo de Bingham - A tensão cisalhante varia linearmente com a taxa de cisalhamento, porém é necessária a aplicação de uma determinada força para o início do movimento, diferenciando-se assim do modelo de Newton, no qual qualquer força por menor que seja, aplicada ao fluido induz o movimento. A tensão cisalhante causada por esta determinada força é denominada limite de escoamento ("yield point"). O fluido é denominado fluido de Bingham ou fluido Binghamiano. A Figura (II.3b) apresenta o gráfico $\tau \times \dot{\gamma}$, cuja equação reológica é:

$$\tau = \tau_0 + \eta_p \dot{\gamma} \dots\dots\dots (II.5)$$

sendo τ_0 = Limite de escoamento

η_p = Viscosidade plástica

Modelo de Ostwald ou Modelo de Potência^{8, 58} - O fluxo, como no modelo de Newton é iniciado com qualquer aplicação de tensão, por menor que seja. Porém, a tensão cisalhante é proporcional a taxa de cisalhamento, elevada a uma determinada potência n . O fluido é denominado fluido de potência ("Power-Law Fluid") ou fluido Pseudo-Plástico.

As Figuras (II.3c) e (II.3d) apresentam o gráfico $\tau \times \dot{\gamma}$ em coordenadas cartesianas e logarítmicas respectivamente, cuja equação reológica é:

$$\tau = k \dot{\gamma}^n \dots\dots\dots (II.6)$$

sendo k - Índice de consistência ("Consistency Index")
 $\left[FL^{-2} T^n \right]$

n - Índice de comportamento de fluxo ("Flow Behavior Index") (adimensional).

Nota: Pode ser observado pela equação (II.6) que para $n = 1$, o fluido é Newtoniano de viscosidade dinâmica k .

II.1.5. Viscosidade Equivalente⁸ (η_e)

Um fluido quando submetido a uma determinada taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) apresenta um comportamento idêntico ao de um fluido Newtoniano de viscosidade igual a viscosidade equivalente.

Para fluidos Newtonianos, tem-se:

$$\eta_e = \eta \dots \dots \dots (II.7)$$

Para fluidos Binghamianos;

$$\tau = \tau_0 + \eta_p \dot{\gamma} \dots \dots \dots (II.5)$$

como $\tau = \eta_e \dot{\gamma} \dots \dots \dots (II.8)$

$$\eta_e = \frac{\tau_0}{\dot{\gamma}} + \eta_p \dots \dots \dots (II.9)$$

Para fluidos Pseudo-Plásticos;

$$\tau = k \dot{\gamma}^n \dots \dots \dots (II.6)$$

como $\tau = \eta_e \dot{\gamma} \dots \dots \dots (II.8)$

$$\eta_e = k \dot{\gamma}^{n-1} \dots \dots \dots (II.10)$$

A Figura (II.4a) apresenta o gráfico de variação da viscosidade equivalente (η_e) com a taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) para fluidos Newtonianos e Binghamianos. A Figura II.4b, apresenta para fluidos Pseudo-Plásticos.

Pode ser observado pelas Figuras (II.4a) e (II.4b), que as viscosidades equivalentes de fluidos Não-Newtonianos, decrescem com o acréscimo da taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$). Este mesmo fenômeno pode ser observado na Figura (II.5) que apresenta um gráfico $\tau \times \dot{\gamma}$ de um fluido Binghamiano.

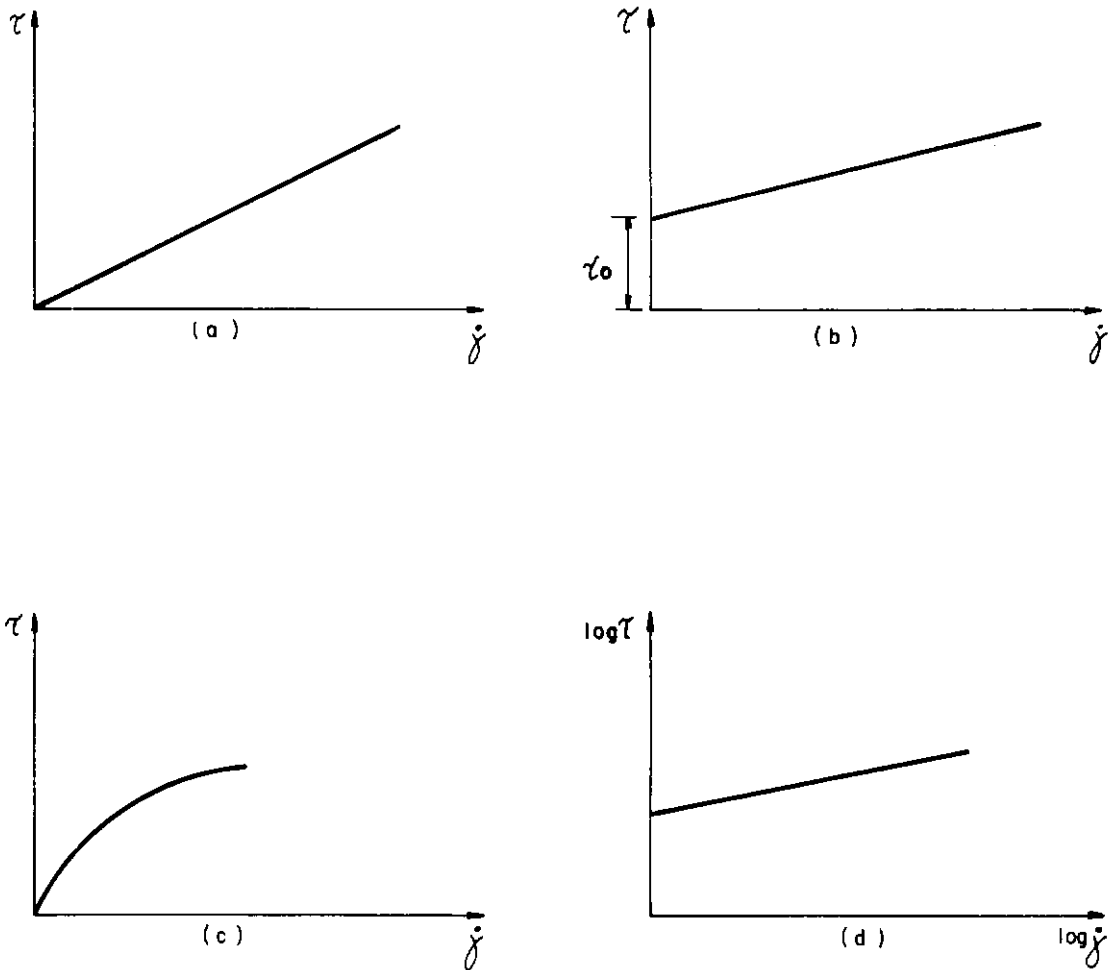
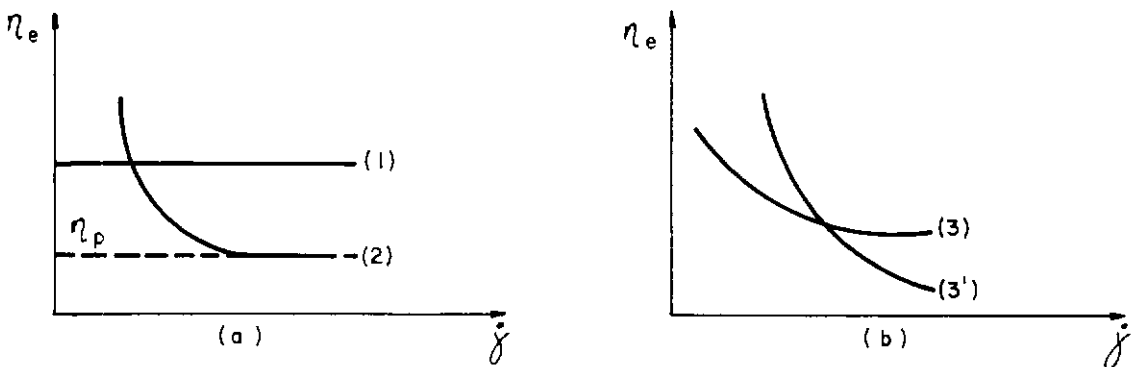


Figura II.3 - Reograma característico do fluido: (a) Newtoniano
 (b) Binghamiano
 (c) e (d) Pseudo-Plástico



(1) Fluido Newtoniano
 (2) Fluido Binghamiano
 (3) e (3') Fluido Pseudo-Plástico; $n' < n$

Figura II.4 - Gráficos da viscosidade equivalente (η_e) x taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$)

II.1.6. Fluidos Não-Newtonianos Reais⁸

Os fluidos Não-Newtonianos reais apresentam um comportamento reológico variando entre os limites do modelo teórico de Ostwald e o de Bingham, sendo ilustrado na Figura(II.6).

No caso de calda de solo-cimento, seu comportamento reológico se aproxima sobremaneira do modelo teórico de Bingham. Assim, como o interesse reside no comportamento reológico da calda de solo-cimento, atôm-se ao modelo de Bingham, sabendo que a cada taxa de cisalhamento definida, pode-se substituir pelo modelo de Newton, considerando viscosidade equivalente.

II.1.7. Escoamento Laminar em Tubos Cilindricos^{5, 11, 32}

Considerando as forças que se exercem no cilindro de fluido de comprimento ΔL e raio r apresentado na Figura (II.7), tem-se.

$$(P_1 - P_2) \pi r^2 = \tau 2\pi r \Delta L \therefore \tau = \frac{\Delta P r}{2\Delta L} \dots\dots\dots (II.11)$$

sendo P_1 e P_2 - as pressões exercidas nos pontos 1 e 2 respectivamente.

∇P - a perda de carga entre os pontos considerados.

Para fluido Newtoniano:

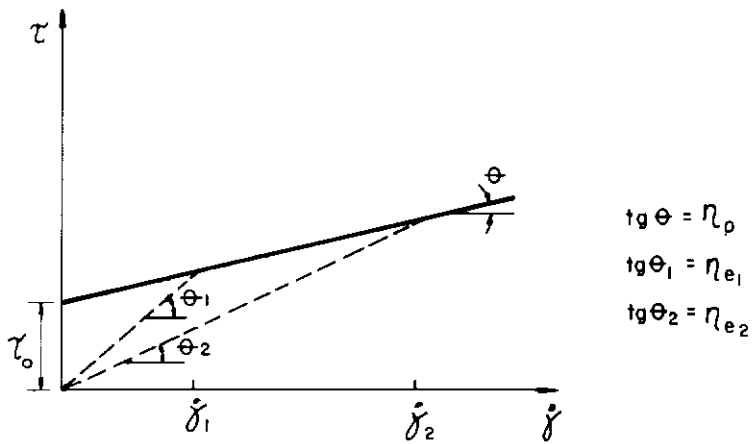
$$\tau = \eta \dot{\gamma} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$\text{como } \dot{\gamma} = \frac{dv}{dy} \Rightarrow \dot{\gamma} = -\frac{dv}{dr} \dots\dots\dots (II.12)$$

$$\text{assim } \tau = -\eta \frac{dv}{dr} \dots\dots\dots (II.13)$$

Obs.: O sinal negativo significa que os acréscimos de v e r são opostos.

(II.13) em (II.11)

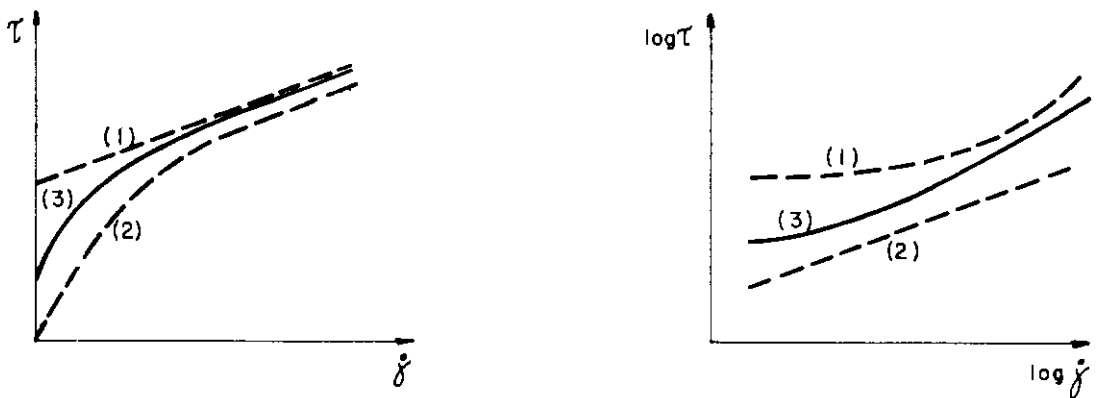


$$\gamma_2 > \gamma_1 \Rightarrow \eta_{e_2} < \eta_{e_1}$$

η_p = viscosidade plástica do fluido Binghamiano

η_{e_1} , η_{e_2} = viscosidades equivalentes do fluido Binghamiano quando submetido a taxas de cisalhamento $\dot{\gamma}_1$ e $\dot{\gamma}_2$ respectivamente.

Figura II.5 - Reograma característico de um Fluido Binghamiano



- (1) Fluido Binghamiano Teórico
- (2) Fluido Pseudo-Plástico Teórico
- (3) Fluido Não-Newtoniano Real

Figura II.6 - Comportamento dos Fluidos Reais.

e assim

$$\Delta P = \frac{32\eta\Delta L\bar{v}}{D^2} \dots\dots\dots (II.21)$$

A expressão (II.21) é conhecida como equação de Poiseuille, em homenagem a este físico que em 1840, a partir de ensaios de perda de carga em tubos capilares, a estabeleceu experimentalmente. Sendo que ela exprime, na realidade, a perda de carga de qualquer fluido* em regime laminar para tubos de diferentes diâmetros.

Weisbach (1855), analisando perdas de carga localizadas chegou a seguinte expressão:

$$h_{loc} = F_{loc} \frac{\bar{v}^2}{2g} \dots\dots\dots (II.22)$$

sendo h_{loc} - perda de carga localizada

\bar{v} - velocidade média na seção do tubo onde se produz a resistência local.

g - aceleração da gravidade

F_{loc} - fator de proporcionalidade, ou fator de resistência à perda localizada.

Darcy (1857), analisando perdas de carga por atrito viscoso, chegou à seguinte expressão:

$$h = F \frac{\Delta L}{D} \frac{\bar{v}^2}{2g} \dots\dots\dots (II.23)$$

sendo h - perda de carga por atrito viscoso

F - fator de resistência ao atrito viscoso ("Friction Factor").

* A equação de Poiseuille pode ser aplicada por qualquer fluido, desde que se leve em conta a viscosidade equivalente do fluido, ou seja se substituindo η por η_e na equação (ver Capítulo VI).

A expressão (II.23) também conhecida por equação de Darcy-Weisbach, é válida para qualquer fluido e regime de escoamento.

Nota: Em tubos retos de seção circular constante, apenas ocorrem perdas de carga por atrito viscoso.

Dividindo a expressão (II.21) pelo peso específico do fluido ($\gamma = \rho g$) tem-se

$$\frac{\Delta P}{\gamma} = h = \frac{32\eta L \bar{v}}{\rho g D^2} \dots\dots\dots (II.24)$$

Aplicando (II.24) em (II.23), utilizando (II.3), determina-se o valor de F para escoamento Laminar:

$$F = \frac{64}{Re} \dots\dots\dots (II.25)$$

Logo, no regime Laminar, o fator de resistência (F), só depende do nº de Reynolds. Por conseguinte, a perda de carga na tubulação não sofre nenhuma influência devido à rugosidade das paredes do conduto.

Obs.^{11, 61}: As análises anteriores são válidas para escoamentos Laminares plenamente desenvolvidos, ou seja, quando a ação viscosa do fluido se reflete em toda a seção transversal do escoamento, proporcionando um perfil parabólico de velocidades que é característico desse tipo de escoamento. A Figura (II.8) representa a formação do perfil de velocidade. Inicialmente, na saída do reservatório, as velocidades são constantes e uniformes em toda a seção. Com o escoamento, devido ao atrito viscoso, as camadas do fluido próximas às paredes, vão sendo refreadas, porém no trecho central da seção onde a velocidade se mantém uniforme, o escoamento possui uma aceleração necessária para manter a vazão constante.

A espessura das camadas refreadas vai gradualmente aumentando até ser igual ao raio do conduto, onde a partir daí se

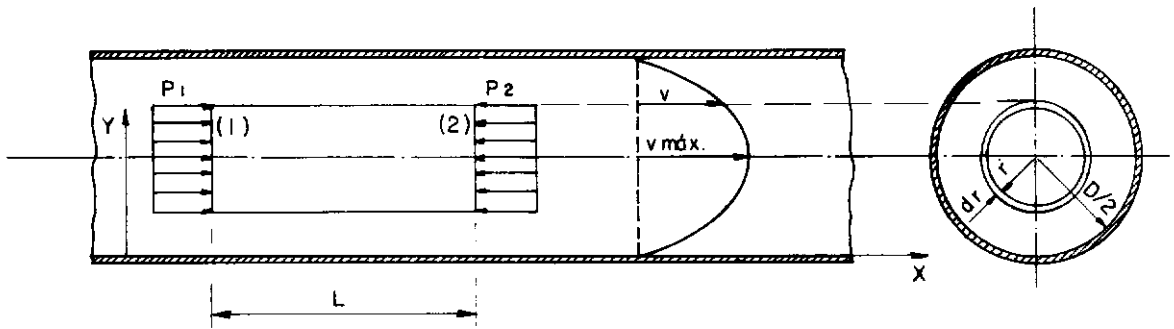


Figura II.7 - Escoamento Laminar em Tubo Cilíndrico

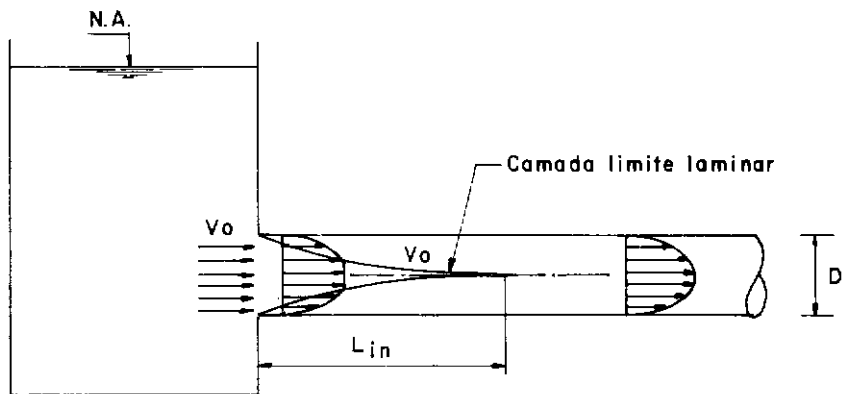


Figura II.8 - Formação do Perfil Parabólico de Velocidades

estabelece o perfil parabólico de velocidades, ou seja, se tem o regime Laminar plenamente desenvolvido.

Boussinesq foi o primeiro a fazer investigações teóricas nessa região inicial do escoamento, chegando à seguinte expressão para o comprimento inicial (L_{in}).

$$L_{in} = 0,3 R_e D \dots \dots \dots (II.25)$$

sendo L_{in} - comprimento à partir do qual se desenvolve o regime laminar pleno.

II.1.8. Escoamento Turbulento em Tubos Cilíndricos^{11, 32, 45, 61}

Moody (1944), baseado nas experiências de Nikuradse, nas análises matemáticas de Prandtl e de Von Kármán, nas observações de Colebrook & White em um grande número de experiências em condutos industriais, desenvolveu um diagrama que é extensamente utilizado em problemas práticos (Figura II.9).

Do diagrama de Moody se pode determinar o fator de resistência ao atrito (F) da equação de Darcy - Weisbach (II.23), à partir do nº de Reynolds (Re), e da rugosidade relativa $\frac{\epsilon}{D}$.

sendo ϵ - rugosidade absoluta ou espessura da rugosidade (figura II.10).

D - diâmetro do tubo.

Com esse valor aplicado em (II.23) pode ser calculada a perda de carga para o fluido em qualquer regime.

Alguns aspectos podem ser observados pelo diagrama de Moody:

a) Escoamento Laminar ($Re < 2000$) - O fator de resistência ao atrito (F) depende apenas do nº de Reynolds.

b) Zona Crítica ($200 < Re < 4000$) - Zona onde se processa a pas

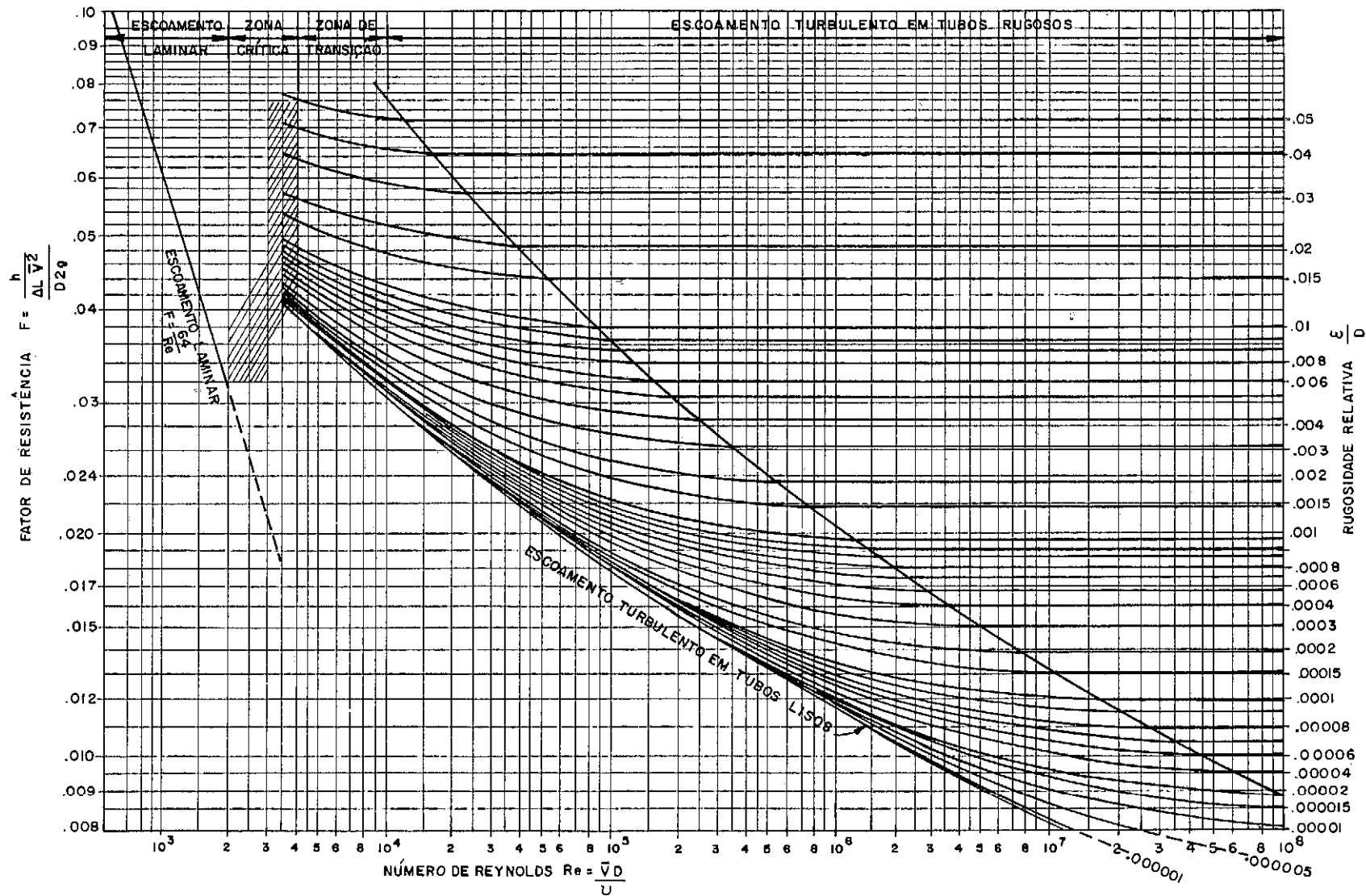


Figura II.9 - Diagrama de Moody

sagem do regime laminar para o turbulento. Os valores de F nessa região são bastantes incertos, e diversos autores aconselham para efeito de segurança, se admitir que o fluxo seja turbulento e a partir da curva de rugosidade relativa do tubo em questão, extendê-la até o número de Reynolds definido, determinando F .

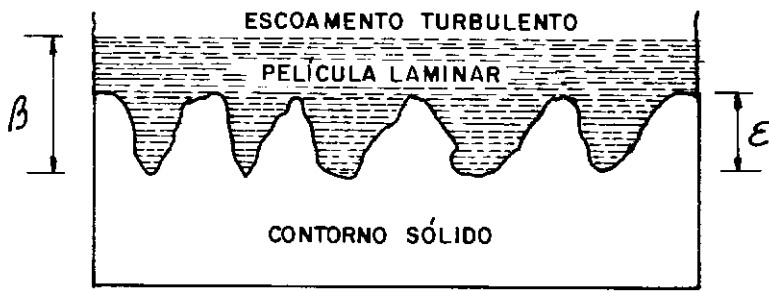
- c) Curva de Escoamento turbulento em tubo liso - Neste caso o escoamento é turbulento e o fator de resistência F só depende do n° de Reynolds.
- d) Zona de Transição - O escoamento é turbulento e o fator F depende do n° de Reynolds e da rugosidade relativa.
- e) Zona de Escoamento turbulento rugoso - A influência da rugosidade relativa na perda de carga da tubulação é tão grande que a influência do n° de Reynolds é imperceptível. Assim o fator de resistência F só depende da rugosidade relativa.

Cabe salientar que mesmo no regime turbulento, continua a existir junto as paredes do tubo, uma camada denominada "película laminar" (Figura II.10). A espessura desta película (β) varia inversamente com o n° de Reynolds, e nos escoamentos hidráulicos de um modo geral se apresenta na ordem de décimos de milímetros. Sempre que as rugosidades se apresentam inferiores à espessura da película laminar, diz-se que o escoamento se dá em tubo liso ou em tubo de parede lisa (Figura II.10a). Caso contrário, as rugosidades entram na região turbulenta do movimento, e se tem escoamento em tubo de parede intermédia (Figura II.10b), acentuando a turbulência e por conseguinte influenciando nas perdas de carga, e o escoamento se dá em tubo rugoso ou em tubo de parede rugosa (Figura II.10c).

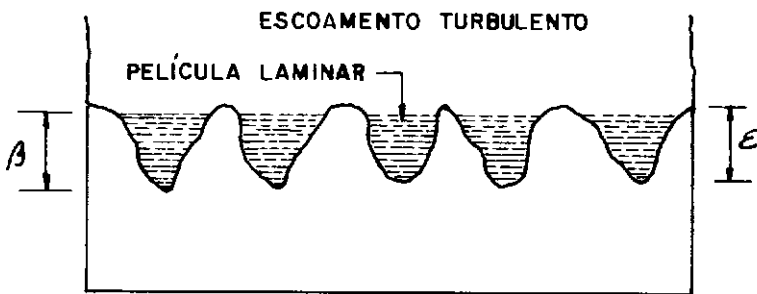
II.2. APLICAÇÃO PRÁTICA

II.2.1. Determinação das Características Reológicas da Calda de Solo-Cimento, à Partir de Ensaio de Perda de Carga em Tubulação

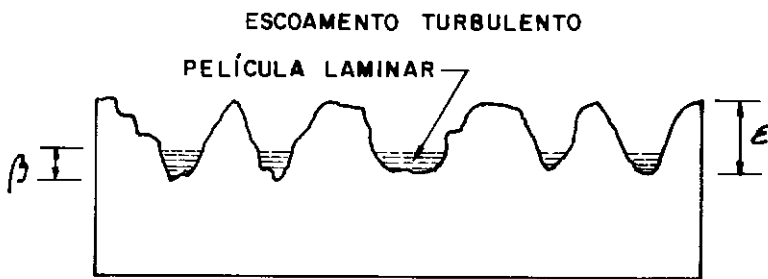
Os itens (II.1.7) e (II.1.8), se referem à fluidos Newto-



PAREDE LISA $\beta = f(Re) \gg 4\varepsilon$
(a)



PAREDE INTERMÉDIA $\frac{\varepsilon}{6} < \beta = f(Re, \frac{\varepsilon}{D}) < 4\varepsilon$
(Zona de transição)
(b)



PAREDE RUGOSA $\beta = f(\frac{\varepsilon}{D}) \leq \frac{\varepsilon}{6}$
(c)

β - Espessura da película laminar

ε - Rugosidade absoluta

$\frac{\varepsilon}{D}$ - Rugosidade relativa

D - Diâmetro do conduto

Re - N^o de Reynolds

Figura 11.10 - Regimes de escoamento turbulento

nianos, porém como observamos anteriormente, o fluido Binghamiano (modelo que mais se aproxima das características da calda de solo-cimento) à uma determinada taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$), se comporta como um fluido Newtoniano de viscosidade igual à viscosidade equivalente (η_e). Sendo assim, todas as considerações expressas nesses itens são válidas por Fluido Binghamiano.

$$\text{de (II.8)} \quad \dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_e} \dots\dots\dots \text{(II.27)}$$

$$\text{de (II.21)} \quad \eta_e = \frac{\Delta P D^2}{32 \Delta L \bar{V}} \dots\dots\dots \text{(II.28)}$$

$$\text{(II.28) em (II.27)} \quad \dot{\gamma} = \frac{32 \tau \Delta L \bar{V}}{\Delta P D^2} \dots\dots\dots \text{(II.29)}$$

$$\text{(II.11) em (II.29)} \quad \dot{\gamma} = \frac{8 \bar{V}}{D} \dots\dots\dots \text{(II.30)}$$

Com τ definido pela expressão (II.11) e $\dot{\gamma}$ pela expressão (II.30), se determina os pontos ($\dot{\gamma}, \tau$) que plotados num gráfico $\dot{\gamma} \times \tau$, fornecem o limite de escoamento (τ_0) e a viscosidade plástica (η_p) do fluido Binghamiano, estabelecendo assim a sua equação reológica.

Devido a importância da equação reológica da calda no cálculo do dimensionamento de fraturas induzidas que será exposto no Capítulo V, apresenta-se abaixo a sua determinação à partir de um ensaio de perda de carga em tubulação de 1" (tubo de injeção) realizado com uma calda de solo-cimento (traço D) de peso específico $\gamma_{calda} = 1,3 \text{ gf/cm}^3$.

Vazão Perda de carga por metro linear

$$Q \text{ (l/min)} \quad \frac{\Delta P}{L} \left(\text{kgf/cm}^2 / \text{m Linear} \right)$$

13 0,023

30 0,024

60 0,026

como $D = 1" \simeq 0,0254 \text{ m}$

$A = 5,07 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$$\frac{\Delta P r}{2 L} = - \eta \frac{dv}{dr} \quad \therefore \quad dv = \frac{\Delta P r}{2 \eta \Delta L} dr \dots\dots\dots (II.14)$$

Integrado (II.14), tem-se

$$v = - \frac{\Delta P}{2 \eta \Delta L} \left(\frac{r^2}{2} \right) \Bigg|_0^r + C$$

$$v = - \frac{\Delta P}{2 \eta \Delta L} r^2 + C$$

quando $r = \frac{D}{2} \Rightarrow v = 0$, assim $C = \frac{\Delta P D^2}{16 \eta \Delta L}$

e então $v = \frac{\Delta P}{4 \eta \Delta L} \left(\frac{D^2}{4} - r^2 \right) \dots\dots\dots (II.15)$

para $r = 0 \Rightarrow v = v_{\max} = \frac{\Delta P D^2}{16 \eta \Delta L} \dots\dots\dots (II.16)$

a vazão Q é dada por:

$$Q = \int dQ = \int v dA = \int v 2\pi r dr \dots\dots\dots (II.17)$$

(II.15) em (II.17) e integrando, tem-se

$$Q = \frac{\pi \Delta P}{2 \eta \Delta L} \int_0^{\frac{D}{2}} \left(\frac{D^2}{4} - r^2 \right) r dr$$

$$Q = \frac{\pi \Delta P}{2 \eta \Delta L} \left[\frac{D^2}{4} \left(\frac{r^2}{2} \right) \Bigg|_0^{\frac{D}{2}} - \frac{r^4}{4} \Bigg|_0^{\frac{D}{2}} \right]$$

e assim $Q = \frac{\pi \Delta P}{2 \eta \Delta L} \left(\frac{D^2}{32} - \frac{D^4}{64} \right)$

$$Q = \frac{\pi \Delta P D^4}{128 \eta \Delta L} \dots\dots\dots (II.18)$$

como $\bar{v} = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (II.19)$

sendo \bar{v} - velocidade média de fluxo
 A - área da seção média do conduto $= \left(\pi \frac{D^2}{4} \right)$

(II.18) em (II.19)

$$\bar{v} = \frac{\Delta P D^2}{32 \eta \Delta L} \dots\dots\dots (II.20)$$

para $Q = 13\ell/\text{min} = 2,17 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \bar{v} \simeq 0,428 \text{ m/s}$

$$\tau = 0,146 \text{ gf/cm}^2$$

$$\dot{\gamma} = 134,7 \text{ s}^{-1}$$

para $Q = 30\ell/\text{min} = 5,00 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \bar{v} \simeq 0,987 \text{ m/s}$

$$\tau = 0,152 \text{ gf/cm}^2$$

$$\dot{\gamma} = 310,8 \text{ s}^{-1}$$

para $Q = 60\ell/\text{min} = 1,00 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \bar{v} \simeq 1,974 \text{ m/s}$

$$\tau = 0,165 \text{ gf/cm}^2$$

$$\dot{\gamma} = 621,6 \text{ s}^{-1}$$

Como os pares de valores $(\dot{\gamma}, \tau)$ calculados acima, plota-se o gráfico $\dot{\gamma} \times \tau$ (figura II.11), que fornece os seguintes parâmetros:

$$\tau_0 = 0,14 \text{ gf/cm}^2$$

$$\eta_p = 3,93 \times 10^8 \text{ kgf.s/cm}^2 \simeq 4\text{cP}$$

e assim, definindo a equação reológica da calda*

$$\tau = 0,00014 + 3,93 \times 10^{-8} \dot{\gamma} (\text{kgf/cm}^2) \dots\dots\dots (\text{II.31})$$

Nota: A reta encontrada foi definida por regressão linear apresentando um coeficiente de correlação de 0,9987, que mos-

* Várias caldas de injeção foram utilizadas no trecho experimental da margem esquerda (Tabela I.4). Porém, para efeito de simplificação, na estimativa das dimensões das fraturas induzidas (Capítulo V), é admitido apenas o emprego da calda de Traço D (mais utilizada no campo) tendo assim, a equação (II.31) fundamental importância.

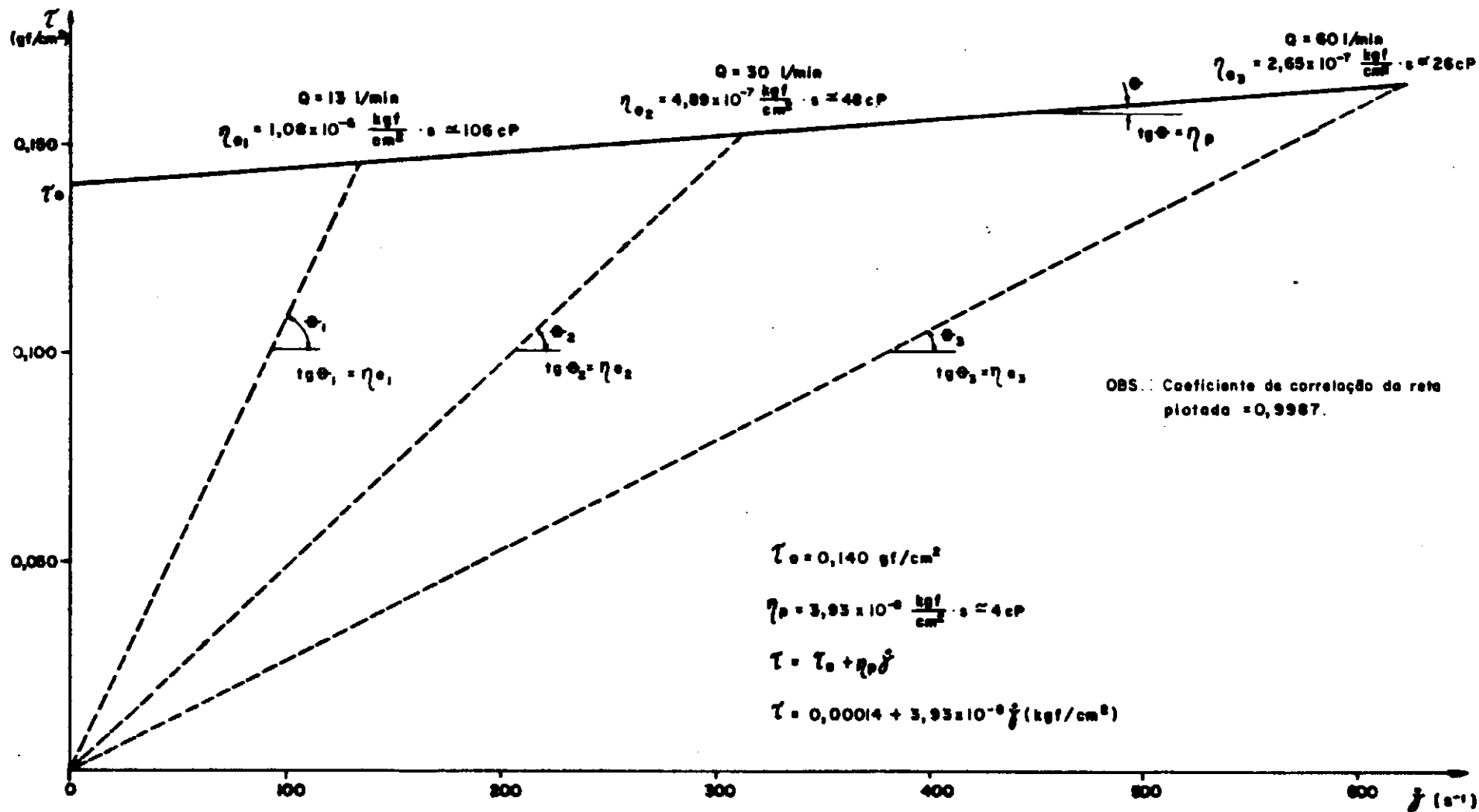


Figura II.11 - Reograma da calda de solo-cimento (calda de injeção)

tra o perfeito ajuste da reta aos pontos, e demonstra que realmente a calda de solo-cimento pode ser definida como um fluido Bhinghaniano, como mencionado anteriormente.

Para verificar se o fluxo de calda na tubulação de ensaio continua em regime laminar (região de aplicabilidade da equação reológica definida acima), é preciso determinar o nº de Reynolds correspondente à maior vazão (caso mais crítico).

Com o peso específico da calda $\gamma_{\text{calda}} = 1,3 \text{ gf/cm}^3$

e como $\gamma = \rho g$

admitindo $g = 9,81 \text{ m/s}^2 \Rightarrow \rho = 1,3 \text{ g/cm}^3 = 0,0013 \text{ kg/cm}^3$ do gráfico, ou através da expressão (II.21) para

$$Q = 60 \text{ l/min} \Rightarrow \eta_e = 2,65 \times 10^{-7} \text{ kgf.s/cm}^2$$

de (II.3) $Re \simeq 2458$

Admitindo que $Re_{\text{crit}} = 2000$, o escoamento estaria fora do regime Laminar, na faixa intermediária entre o regime Laminar e o Turbulento, chamada zona crítica no diagrama de Moody (Figura II.9).

Seguindo o procedimento já citado, que diversos autores aconselham quando se está na zona crítica, tem-se:

Rugosidade absoluta para ferro galvanizado⁴⁵ (tubo de injeção \Rightarrow
 $\epsilon = 0,15 \text{ mm}$

com $D = 2,54 \text{ cm} \Rightarrow \frac{\epsilon}{D} = 0,0059 \simeq 0,006$

Extrapolando a curva de $\frac{\epsilon}{D} = 0,006$ do diagrama de Moody até $Re = 2458$, encontra $F = 0,05$.

aplicando (II.23)

$$\frac{h}{\Delta L} = \frac{0,05}{0,0254} \cdot \frac{1,974^2}{2 \times 9,81} \simeq 0,39 \text{ m/mLinear}$$

e

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = \gamma_{\text{Calda}} \frac{h}{\Delta L} = 0,0507 \text{ kgf/cm}^2/\text{mLinear}$$

Valor bem superior ao resultado obtido no ensaio.

Admitindo que o escoamento se dá em tubo liso, ou seja, a espessura da película laminar maior que a rugosidade absoluta, tem-se pelo diagrama de Moody; $F = 0,0445$

aplicando (II.23)

$$\frac{h}{\Delta L} = \frac{0,0445}{0,0254} \frac{1,974^2}{2 \times 9,81} \approx 0,35 \text{ m/mLinear}$$

e

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = \gamma_{\text{Calda}} \frac{h}{\Delta L} = 0,0455 \text{ kgf/cm}^2/\text{mLinear}$$

Também, bem superior ao resultado obtido no ensaio.

Agora, admitindo-se que o fluxo ainda é Laminar mesmo para o valor calculado de $Re = 2458$, tem-se:

$$F = \frac{64}{Re} = 0,026$$

aplicando em (II.23)

$$\frac{h}{\Delta L} = \frac{0,026}{0,0254} \times \frac{1,974^2}{2 \times 9,81} \approx 0,20 \text{ m/mLinear}$$

e

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = \gamma_{\text{Calda}} \frac{h}{\Delta L} = 0,026 \text{ kgf/cm}^2/\text{m Linear}$$

Que coincide com o resultado obtido no ensaio.

Assim, realmente o fluido continua em regime Laminar, como era de se esperar pois, em regime Laminar a perda de carga (ΔP) varia linearmente com a velocidade (\bar{V}) (II.21) e como a tensão cisalhante (τ) varia linearmente com a perda de carga (ΔP)

(II.11) e a taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) varia linearmente com a velocidade (II.30), tem-se em regime Laminar a tensão cisalhante variando linearmente com a taxa de cisalhamento. Logo, através de um ensaio de perda de carga, também se pode determinar o n^o de Reynolds crítico (Re_{crit}), a partir da velocidade cujo ponto ($\dot{\gamma}, \tau$) comece a se afastar da reta plotada.

CAPÍTULO III

MECANISMO DO FRATURAMENTO HIDRÁULICO - INICIAÇÃO

III.1. INTRODUÇÃO

As teorias existentes analisam o assunto com ênfase em seu problema específico de engenharia, tentando correlacionar as pressões de injeção aplicadas em furos de sondagem (poços de produção de petróleo, piezômetros, etc.) que levam o meio à ruptura, com os parâmetros do meio circunvizinho.

Na área da Indústria do Petróleo, o fraturamento (realizado com fluidos que não se consolidam) é utilizado para estimar poços de produção. O mecanismo na fase de iniciação orienta sobre as condições necessárias para a ocorrência do fenômeno, além de estimar o direcionamento da fratura induzida.

Em Engenharia Civil, ensaios de fratura hidráulica são executados para se estabelecer pressões admissíveis a serem utilizadas em campanhas de injeções de impermeabilização e/ou de consolidação em meios como rochas fissuradas, aluvião ou estruturas existentes, objetivando o preenchimento dos vazios com a calda de cimento injetada, e não o fraturamento do meio.

Mais recentemente, em Mecânica dos Solos, se tem utilizado ensaios de fratura hidráulica com piezômetros, nos quais se aplica um gradual acréscimo de carga hidráulica até a ruptura do meio e, posteriormente, um gradual decréscimo até que se atinja uma redução drástica do fluxo de água do piezômetro para o meio. A carga hidráulica correspondente à ruptura pode auxiliar no estabelecimento de pressões admissíveis numa campanha de injeções, ou para uma análise da segurança da obra no caso de enchimento de reservatório. Já a carga hidráulica correspondente ao instante que ocorre a redução drástica de fluxo, pode ser suposta como a tensão total mínima do meio na região do ensaio^{3, 64, 65}.

III.2. TEORIAS SOBRE INICIAÇÃO DO FENÔMENO

Basicamente, as teorias existentes divergem nas suposições fundamentais, tais como:

- critério de ruptura
- meio circunvizinho em estado elástico ou plástico
- meio isotrópico ou anisotrópico
- estado de tensões do meio, perturbado ou não pela presença do furo de injeção (poço, piezômetro, etc.)

Duas situações podem ser analisadas:

- condição não drenada
- condição drenada

III.2.1. Condição não drenada

Não ocorre fluxo do fluido para o meio durante o processo do fraturamento. A aplicação instantânea de carga, ou injeção de fluido de alta viscosidade (não filtrante) se enquadra nesta condição.

III.2.1a. Furo e trecho de ensaio de comprimentos infinitos com parados com o diâmetro.

(A) Solução de Hubbert-Willis^{3 7}

Hubbert & Willis (1957), estudando o fraturamento hidráulico na estimulação de poços de produção de petróleo, verificaram, a partir da análise teórica, confirmando através de experimentos práticos em laboratório, onde impuseram o estado de tensões em corpos de prova de gelatina, que a fratura induzida tende a se apresentar perpendicular à direção da tensão principal menor⁷ (Figura III.1), e que por ser o fenômeno essencialmente

de tração, o mecanismo de fraturamento hidráulico se distingue do mecanismo de ruptura por cisalhamento (critério de Mohr-Coulomb).

A solução de Hubbert-Willis pode ser analisada de acordo com os itens abaixo, que apresentam o estado inicial de tensões, as contribuições devido à presença do furo (poço de produção de petróleo) e da pressão de injeção, e o estado crítico de tensões (na iminência do surgimento da fratura).

a) Estado inicial de tensões

$$\begin{array}{l}
 \text{Tensões totais} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{No plano vertical: } \sigma_v = \sigma_{v_0} = \sigma'_{v_0} + u_0 \dots\dots\dots (III.1) \\
 \\
 \text{No plano horizontal:} \\
 \\
 \text{tensão principal menor do plano } \sigma_A = \sigma'_A + u_0 \dots (III.2) \\
 \\
 \text{tensão principal maior do plano } \sigma_B = \sigma'_B + u_0 \dots\dots (III.3)
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

sendo: σ_{v_0}' - tensão efetiva vertical inicial

σ_A' - tensão efetiva principal menor no plano horizontal

σ_B' - tensão efetiva principal maior no plano horizontal

u_0 - pressão neutra inicial

Obs.: Para meio isotrópico, $\sigma_A = \sigma_B$ e $\sigma_A' = \sigma_B'$.

b) Após execução do furo e equalização do N.A.

A presença do furo gera uma concentração de tensões na região periférica, alterando o estado inicial de tensões (estado pré-existente). Porém, de acordo com o Princípio de Saint-Venant da teoria da Elasticidade⁶³, tal distorção é cada vez me-

nos pronunciada, à medida que se distancia do furo, ou seja, a partir de uma certa distância, a presença do furo não causa distúrbios no estado de tensões.

Os autores, admitindo meio elástico, furo cilíndrico de parede lisa de comprimento infinito comparado com o diâmetro e de eixo paralelo à direção da tensão vertical (assumida como uma das tensões principais pré-existentes), calcularam o estado de tensões na região periférica ao furo em termos de tensões efetivas, através da Solução de Kirsch da teoria da Elasticidade^{36, 63}, que estima a distribuição das tensões geradas numa placa infinita com furo circular quando sujeita a uma tensão uni-direcional. É suposto estado Plano de tensões que em coordenadas polares fornece:

$$\sigma'_r = \frac{\sigma'_A}{2} \left[1 - \frac{r_w^2}{r^2} \right] + \frac{\sigma'_A}{2} \left[1 + \frac{3r_w^4}{r^4} - 4 \frac{r_w^2}{r^2} \right] \cos 2\theta \dots\dots (III.4)$$

$$\sigma'_\theta = \frac{\sigma'_A}{2} \left[1 + \frac{r_w^2}{r^2} \right] - \frac{\sigma'_A}{2} \left[1 + \frac{3r_w^4}{r^4} \right] \cos 2\theta \dots\dots\dots (III.5)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma'_A}{2} \left[\frac{1 - 3r_w^4}{r^4} + 2 \frac{r_w^2}{r^2} \right] \sin 2\theta \dots\dots\dots (III.6)$$

sendo:

σ'_A = tensão efetiva uni-direcional de compressão aplicada

σ'_r = tensão efetiva radial

σ'_θ = tensão efetiva tangencial (circunferencial)

$\tau_{r\theta}$ = tensão cisalhante

r_w = raio do furo

r e θ - coordenadas polares dos pontos do meio, com r sendo o módulo do vetor posição com a origem no centro do furo e θ o ângulo que o vetor posição faz com a direção da tensão principal maior do plano

(no caso σ'_A , pois na direção perpendicular, a tensão aplicada é nula).

O estado de tensões completo fica definido fazendo uso do Princípio de Superposição da Solução acima com a Solução de Kirsch para uma tensão unidimensional σ_B perpendicular a σ_A .

A Figura (III.2) apresenta a distribuição das tensões tangenciais para $\sigma'_A = \sigma'_B = \sigma'_{h_0}$ (meio isotrópico) e a Figura (III.3) apresenta para $\frac{\sigma'_A}{\sigma'_B} = 1,4; 2,0 \text{ e } 3,0$.

Segundo os autores, a fratura está na iminência de se iniciar, quando a tensão efetiva tangencial (fratura vertical) ou a tensão efetiva vertical (fratura horizontal) tende a zero. Assim, apenas com a execução do furo, num meio onde $\frac{\sigma'_B}{\sigma'_A} = 3,0$ a fratura vertical tende a se iniciar (Figura II.3c).

Nota: O solo residual de Balbina, posteriormente será admitido como isotrópico. Assim, é interessante elaborar a solução de Hubbert-Willis para esse caso particular, onde $\sigma'_A = \sigma'_B = \sigma'_{h_0}$

A Figura (III.4) apresenta as distribuições de tensões totais e efetivas e de pressões neutras na região periférica ao furo, anteriores (estado de tensões pré-existente) e posteriores à execução do furo (após equalização do N. A.) onde se pode notar a influência quase que imperceptível da presença do furo para distâncias a aproximadamente $6 r_w$.

c) Após aplicação instantânea de acréscimo de pressão (Δu_w) no furo, devido à injeção de fluido.

Com a aplicação de Δu_w instantaneamente, a pressão existente no furo (igual à pressão neutra no meio) é aumentada e este excesso transmite tensões adicionais ao meio.

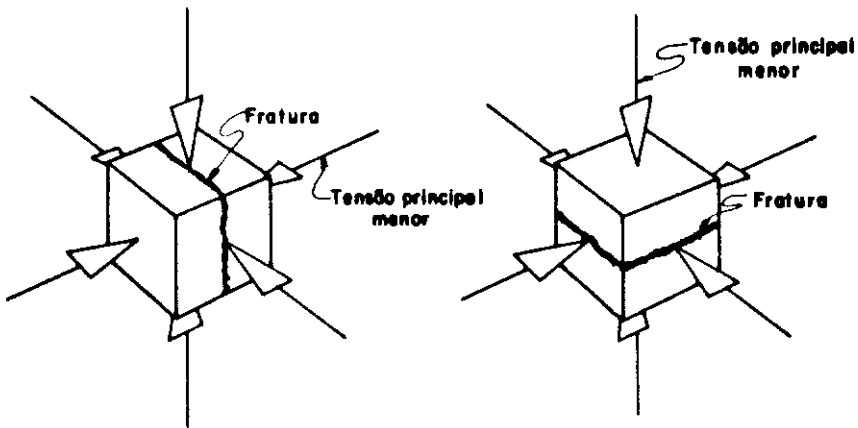


Figura III. 1 - Orientação das Fraturas (Mecanismo de Fratura Hidráulica - Hubbert & Willis-1957).

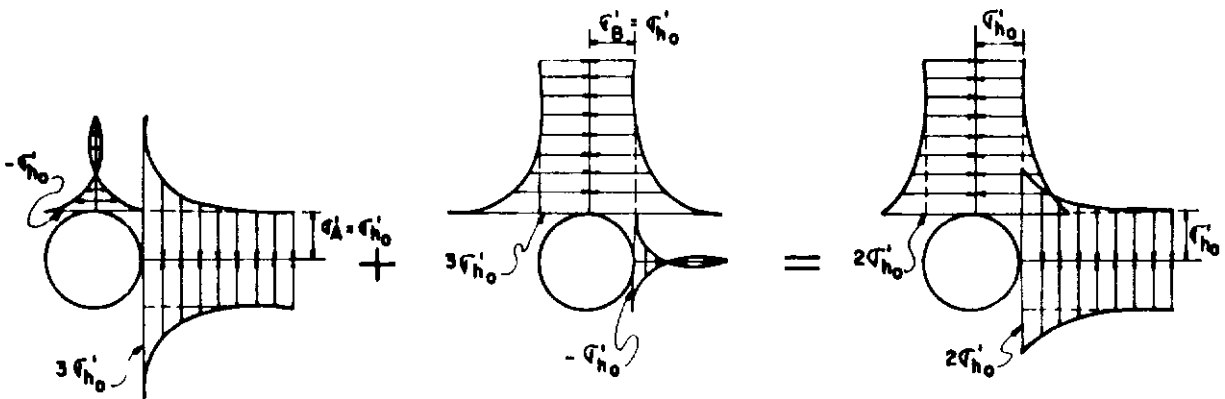


Figura III. 2 - Superposição na direção tangencial das Soluções de Kirsh Para duas tensões unidirecionais perpendiculares de mesmo módulo ($\sigma_A' = \sigma_B' = \sigma_{ho}'$), formando a distribuição de tensões tangenciais ao redor do furo em meio isotrópico (Hubbert e Willis-1957).

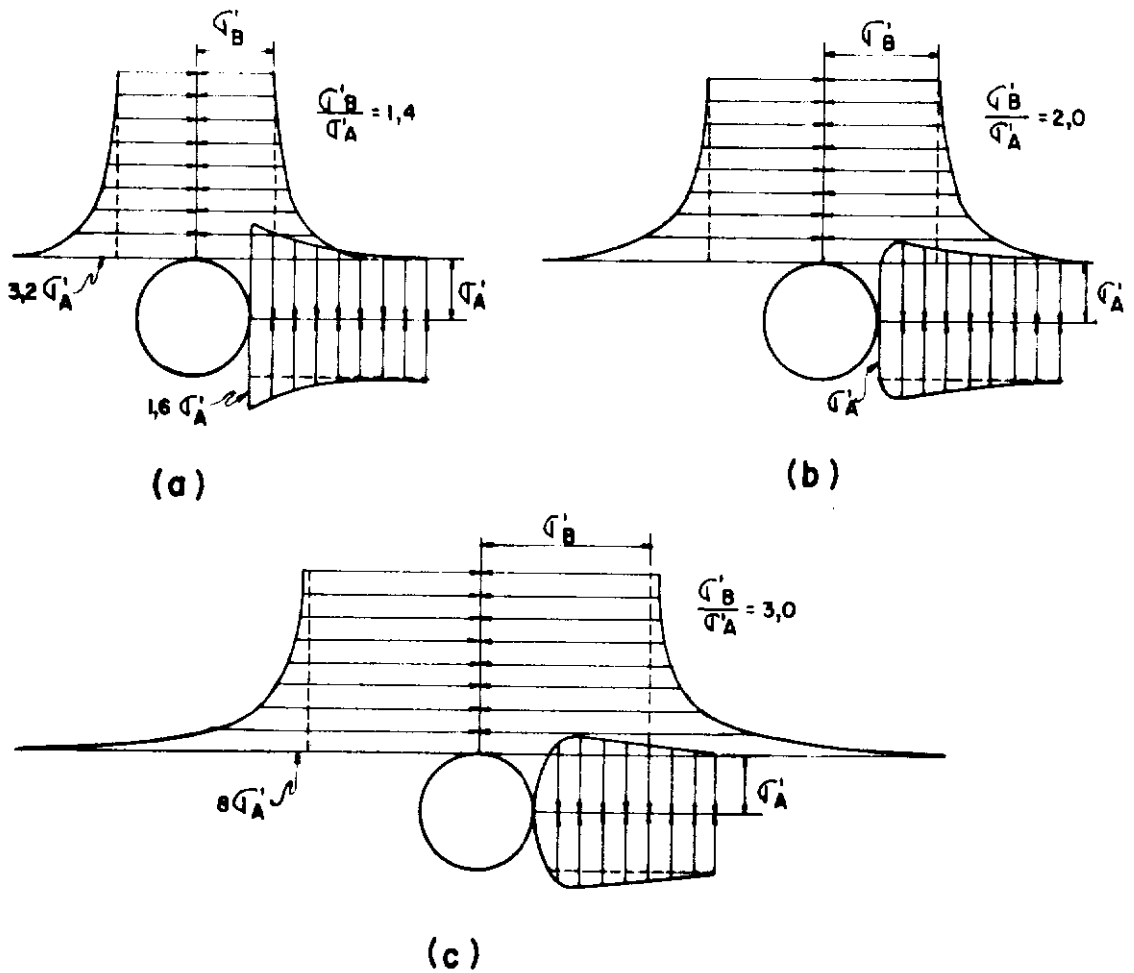


Figura III. 3 - Distribuição de tensões tangenciais ao redor do furo em meio anisotrópico, para $\frac{\sigma'_B}{\sigma'_A} = 1,4; 2,0$ e $3,0$ (Hubbert & Willis-1957).

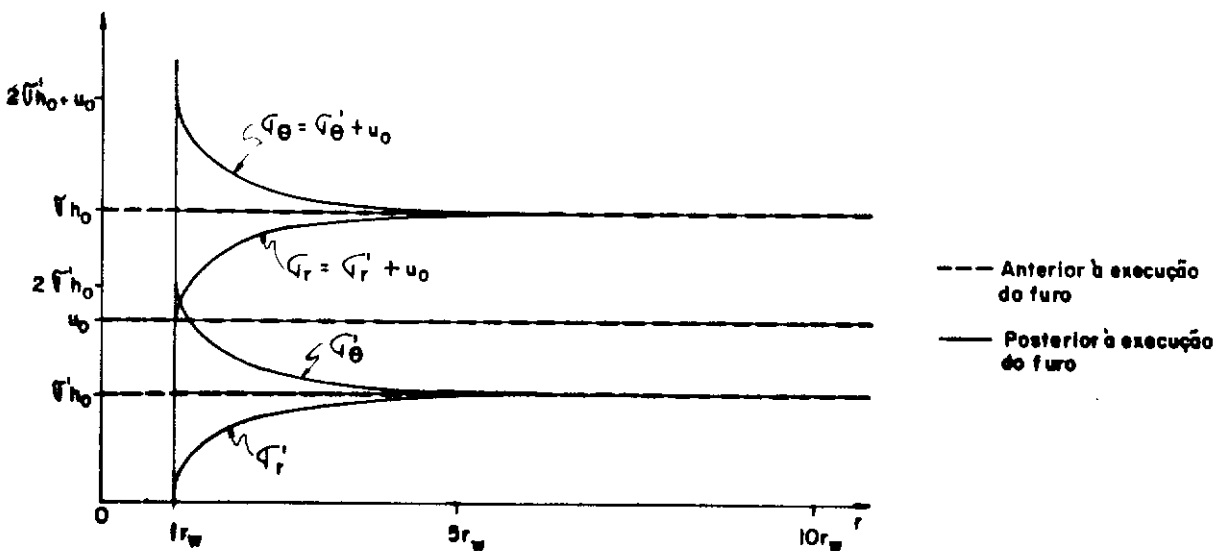


Figura III. 4 - Distribuição de tensões totais, efetivas e de pressões neutras ao redor do furo.

Baseados na teoria do tubo cilíndrico de parede espessa (Figura III.5) da Teoria da Elasticidade, proposta por Lamé & Clapeyron⁶³, onde se estima a distribuição das tensões geradas na parede de um tubo cilíndrico de comprimento infinito, quando submetidos à pressão interna (P_i) e externa (P_e), os autores imaginaram o meio com o furo como um tubo cilíndrico de comprimento e de raio externo (r_e) infinitos, para se chegar à contribuição da injeção no estado de tensões.

Segundo Lamé & Clapeyron,

$$\sigma_r = \frac{-r_w^2 r_e^2 (P_e - P_i)}{r_e^2 - r_w^2} - \frac{1}{r^2} \left(\frac{P_i r_w^2 - P_e r_e^2}{r_e^2 - r_w^2} \right) \dots (III.7)$$

$$\sigma_\theta = \frac{r_w^2 r_e^2 (P_e - P_i)}{r_e^2 - r_w^2} - \frac{1}{r^2} \left(\frac{P_i r_w^2 - P_e r_e^2}{r_e^2 - r_w^2} \right) \dots (III.8)$$

$$\sigma_v = 0 \dots (III.9)$$

Para $P_i = \Delta u_w$, $P_e = 0$, $r_e \rightarrow \infty$ e as tensões como variações de tensões efetivas, tem-se:

$$\Delta \sigma_r' = \Delta u_w \frac{r_w^2}{r^2} \dots (III.10)$$

$$\Delta \sigma_\theta' = -\Delta u_w \frac{r_w^2}{r^2} \dots (III.11)$$

$$\Delta \sigma_v' = 0 \dots (III.12)$$

Das expressões (III.10) a (III.12), pode ser notado que somente a direção tangencial sofre acréscimos de tração (sinal negativo), sendo assim, a tensão efetiva tangencial se torna única capaz de tender a zero, propiciando a iniciação de fratura vertical.

d) Estado crítico de tensões - Iniciações da Fratura Vertical

A Figura(III.6) apresenta a superposição do estado de tensões na região periférica ao furo com os acréscimos de tensões devidas à injeção, constituindo o estado de tensões crítico.

Os autores não levam em conta a resistência à tração do meio, assim, da Figura(III.6), para $r = r_w$ (na parede do furo)

$$\sigma'_{\theta} = 2 \sigma'_{h_0} - \Delta u_w \dots\dots\dots(III.13)$$

quando $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma'_{\theta} = 0$, ocorrendo o fraturamento para

$$\Delta u_c = 2 \sigma'_{h_0} \dots\dots\dots(III.14)$$

sendo Δu_c - excesso de pressão no furo que gera o fraturamento ("cracking")

Introduzindo o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), que correlaciona a tensão efetiva horizontal pré-existente (σ'_{h_0}) com a vertical (σ'_{v_0}), tem-se:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h_0}}{\sigma'_{v_0}} \dots\dots\dots(III.15)$$

(III.15) em (III.14)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 2 K_0 \dots\dots\dots(III.16)$$

Nota: Segundo Hubbert & Willis, muito embora na solução apresentada não se tenha contribuições de tensões de tração na direção axial (vertical), o que sugere a impossibilidade de ocorrência de fratura horizontal, em condições reais devido à presença de obturador e fundo do furo (extremos do trecho de ensaio), além das irregularidades nas paredes do furo, tensão de tração pode ser gerada nesta direção, pro-

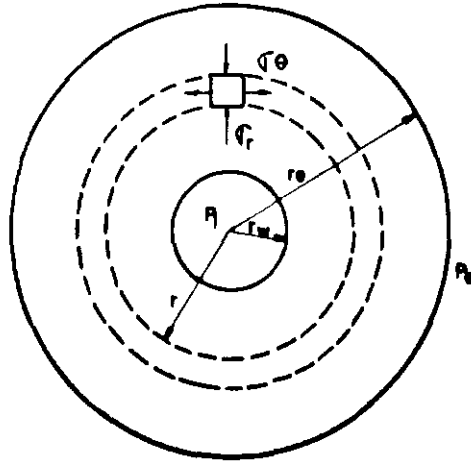


Figura III.5 - Nomeclatura para a teoria do tubo cilíndrico de parede grossa (Lamé & Clapeyron).

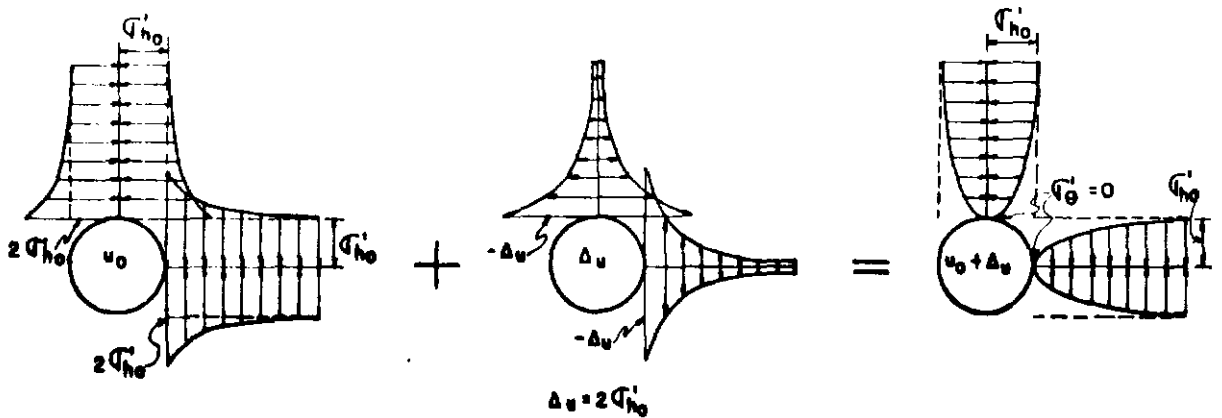


Figura III.6 - Superposição das tensões tangenciais ao redor do furo com as tensões transmitidas pela injeção no momento da ruptura, formando o Estado de Tensões crítico.

piciando a ocorrência de fratura horizontal.

(B) Solução de Kennard⁴¹

Kennard (1970), desenvolveu uma análise teórica sobre a iniciação da fratura hidráulica num ensaio de infiltração com piezômetro, onde cargas hidráulicas crescentes são gradualmente aplicadas no solo saturado sob condições drenadas e não drenadas, distinguindo dois tipos de mecanismos:

Expansão de Cavidade ("Blow-off") - ocorre para um dado valor de excesso de pressão neutra (Δu_b), quando o solo circunvizinho tende a se afastar radialmente da ponta do piezômetro, sendo o espaço resultante preenchido pela água injetada.

Fraturamento ("cracking") - ocorre para um dado valor de excesso de pressão neutra (Δu_c), quando a tensão efetiva tangencial ou a tensão efetiva vertical se anulam, ocorrendo fraturamento vertical ou horizontal, respectivamente.

Geralmente, $\Delta u_c \geq \Delta u_b$ ou seja, como o gradual acréscimo das cargas hidráulicas, raramente ocorrerá o fraturamento hidráulico antes da expansão de cavidade.

O modelo idealizado para a análise é de um piezômetro rígido de ponta cilíndrica, de permeabilidade bastante elevada comparada com o solo que o circunda, e de comprimento infinito comparado com o diâmetro. A Figura (III.7) apresenta o modelo idealizado e um elemento típico de solo solicitado pelas tensões atuantes.

Neste item, será abordada a condição não drenada, onde o acréscimo Δu_w é aplicado subitamente, podendo ocorrer imediatamente a expansão de cavidade ou mesmo a fratura, se Δu_w for suficientemente elevado. Nestas circunstâncias, o autor admitiu em seu desenvolvimento teórico, uma fina membrana de borracha revestindo a ponta do piezômetro para prevenir a não ocorrência de fluxo de água para o solo.

Para a ocorrência da expansão de cavidade, a tensão radial efetiva tende a zero, assim a contribuição de Δu_w será a de anular tal tensão.

$$\text{Inicialmente: } \sigma'_r = \sigma'_{r_0} = \sigma'_{h_0} \dots\dots\dots (\text{III.17})$$

$$\sigma_r = \sigma'_{r_0} + u_0 = \sigma_{r_0} = \sigma'_{h_0} \dots\dots\dots (\text{III.18})$$

após aplicação de Δu_w

$$\sigma_r = \sigma'_r + u_0 + \Delta u_w = \sigma_{r_0} \dots\dots\dots (\text{III.19})$$

como $\sigma_r = \sigma_{r_0} = \text{cte.} \Rightarrow \Delta u_w$ cresce, σ'_r decresce até $\sigma'_r = 0$, quando

$\Delta u_w = \Delta u_B$, logo

$$\Delta u_B = \sigma'_{r_0} = \sigma'_{h_0} \dots\dots\dots (\text{III.20})$$

$$\text{como } K_0 = \frac{\sigma'_{h_0}}{\sigma'_{v_0}} \dots\dots\dots (\text{III.15})$$

em (III.20)

$$\frac{\Delta u_B}{\sigma'_{v_0}} = K_0 \dots\dots\dots (\text{III.21})$$

Obs: Pode-se notar que Kennard não leva em conta os distúrbios causados no estado de tensões (concentração de tensões) pela presença do piezômetro no solo, além de não considerar a resistência à tração do solo.

No fraturamento, o solo é admitido incompressível (pois na condição não drenada não há variação volumétrica), assim, aplicando a equação de equilíbrio de tensões e relação tenso-deformação num plano axi-simétrico da teoria da Elasticidade⁶³, além de admitir a variação de pressão neutra no solo (Δu) de acordo

com a expressão de Skempton que correlaciona esta variação com as variações das tensões totais aplicadas, o autor chegou à seguinte expressão para a fratura vertical em termos de tensões efetivas: $\Delta u_w = \Delta u_c$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = \left(1 + \frac{1}{2A}\right) K_0 \dots \dots \dots (III.22)$$

sendo:

A - parâmetro de Skempton que correlaciona a variação de pressão neutra com as variações de tensões totais, podendo ser definido em ensaios de laboratório.

A Figura (III.12) apresenta o ábaco da relação entre o excesso de pressão no piezômetro (Δu_w) e a tensão vertical pré-constante (σ'_{v_0}) com K_0 , para expansão de cavidade e no caso de fratura vertical para $A = \frac{1}{3}$, ou seja, para um solo perfeitamente elástico.

(C) Solução de Haimson-Fairhurst^{3 4}

Haimson & Fairhurst (1967) desenvolveram uma análise teórica tendo por base os conceitos de Hubbert & Willis, admitindo a ocorrência de fraturamento vertical para condição drenada e não drenada em meio elástico homogêneo e anisotrópico, que será particularizado, supondo meio isotrópico.

Neste ítem, será abordada a condição não drenada.

a) Estado inicial de tensões:

$$\text{tensões totais} \left\{ \begin{array}{l} \text{plano vertical: } \sigma_{v_0} = \sigma'_{v_0} + u_0 \dots \dots \dots (III.23) \\ \text{plano horizontal: } \sigma_{h_0} = \sigma'_{h_0} + u_0 = \sigma_{r_0} = \sigma_{\theta_0} \dots \dots \dots (III.24) \end{array} \right.$$

b) Após execução do furo e equalização do N.A.

Superposição da solução de Kirsch para duas tensões

perpendiculares de igual magnitude (σ'_{h_0})

$$\sigma'_r = \sigma'_{h_0} \left(1 - \frac{r_w^2}{r^2} \right) \dots \dots \dots (III.25)$$

$$\sigma'_\theta = \sigma'_{h_0} \left(1 + \frac{r_w^2}{r^2} \right) \dots \dots \dots (III.26)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \dots \dots \dots (III.27)$$

O estado de tensões totais passa a ser:

$$\sigma_v = \sigma_{v_0} = \sigma'_{v_0} + u_0 \dots \dots \dots (III.28)$$

$$\sigma_r = \sigma'_{h_0} \left(1 - \frac{r_w^2}{r^2} \right) + u_0 \dots \dots \dots (III.29)$$

$$\sigma_\theta = \sigma'_{h_0} \left(1 + \frac{r_w^2}{r^2} \right) + u_0 \dots \dots \dots (III.30)$$

Nota: Checando os excessos de pressão neutra do meio na solução de Haimson - Fairhurst, através da expressão de Henkel³⁵ (1960), que segundo a qual, uma aplicação instantânea de um tensor de acréscimo de tensões ($\Delta\vec{\sigma}_1, \Delta\vec{\sigma}_2, \Delta\vec{\sigma}_3$) num elemento de solo gera uma pressão neutra tal que:

$$\Delta u = \Delta\sigma_{oct.} + a \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \dots \dots \dots (III.31)$$

com
$$\Delta\sigma_{oct.} = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \dots \dots \dots (III.32)$$

sendo: Δu - excesso de pressão neutra no solo

$\Delta\sigma_{oct.}$ - variação da tensão total octaédrica

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$ - variações das três tensões totais principais.

a- parâmetro de pressão neutra, que pode ser obtido em ensaio de laboratório.

$a = 0 \Rightarrow$ solo perfeitamente elástico

$a > 0 \Rightarrow$ solo compressível (colapsível)

$a < 0 \Rightarrow$ solo dilatante

De (III.31) para $a = 0$

$$\Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct.}} \dots\dots\dots (\text{III.33})$$

Voltando às expressões (III.28) a (III.30), na parede do furo ($r=r_w$)

$$\sigma_v = \sigma'_{v_0} + u_0 \dots\dots\dots (\text{III.34})$$

$$\sigma_r = u_0 \dots\dots\dots (\text{III.35})$$

$$\sigma_\theta = 2\sigma'_{h_0} + u_0 \dots\dots\dots (\text{III.36})$$

Como inicialmente, ou seja, anterior à execução do furo, o estado de tensões totais era:

$$\sigma_v = \sigma_{v_0} \dots\dots\dots (\text{III.23})$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_{r_0} = \sigma_{\theta_0} = \sigma_{h_0} \dots\dots\dots (\text{III.24})$$

As variações de tensões totais foram

$$\Delta \sigma_v = 0 \dots\dots\dots (\text{III.37})$$

$$\Delta \sigma_r = -\sigma'_{h_0} \dots\dots\dots (\text{III.38})$$

$$\Delta \sigma_\theta = \sigma'_{h_0} \dots\dots\dots (\text{III.39})$$

Assim,

$$\Delta \sigma_{\text{oct.}} = \frac{\Delta \sigma_v + \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta}{3} = 0 = \Delta u \dots\dots\dots (\text{III.40})$$

O que significa que a presença do furo não altera a

pressão neutra do meio e, assim, as variações de tensões totais são iguais às variações de tensões efetivas, como também admitido por Hubbert & Willis.

c) Após aplicação instantânea de acréscimo de pressão (Δu_w) no furo, devido à injeção de fluido.

É aplicado a solução de Lamé & Clapeyron, fornecendo

$$\Delta \sigma'_r = \Delta u_w \frac{r_w^2}{r^2} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$\Delta \sigma'_\theta = -\Delta u_w \frac{r_w^2}{r^2} \dots\dots\dots (III.11)$$

$$\Delta \sigma'_v = 0 \dots\dots\dots (III.12)$$

na parede do furo ($r = r_w$)

$$\Delta \sigma'_r = \Delta u_w \dots\dots\dots (III.41)$$

$$\Delta \sigma'_\theta = -\Delta u_w \dots\dots\dots (III.42)$$

$$\Delta \sigma'_v = 0 \dots\dots\dots (III.43)$$

$$\text{e } \Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct.}} = \frac{\Delta u_w - \Delta u_w + 0}{3} = 0 \dots\dots\dots (III.44)$$

Significando que em condições não drenadas, o excesso de pressão no furo não gera acréscimos de pressão neutra no meio, sendo assim, as variações de tensões totais são iguais às das tensões efetivas. Assim, na parede dos furos,

$$\sigma_v = \sigma_{v_0} = \sigma'_{v_0} + u_0 \dots\dots\dots (III.45)$$

$$\sigma_r = u_0 + \Delta u_w \dots\dots\dots (III.46)$$

$$\sigma_\theta = 2\sigma'_{h_0} + u_0 - \Delta u_w \dots\dots\dots (III.47)$$

A Figura (III.8) apresenta a distribuição de pressões neutras no meio, devido a injeções de fluido sob condição não drenada.

d) Iniciação da fratura vertical

Das expressões (III.41) a (III.43) pode ser notado que somente a direção tangencial sofre acréscimos de tração, possibilitando assim o fraturamento vertical (para $\sigma'_\theta = 0$).

Na direção tangencial tem-se:

$$\sigma_\theta = 2\sigma'_{h_0} + u_0 - \Delta u_w \dots \dots \dots (III.47)$$

assim,

$$\sigma'_\theta = 2\sigma'_{h_0} - \Delta u_w \dots \dots \dots (III.48)$$

quando $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma'_\theta = 0$, ocorrendo o fraturamento

$$\Delta u_c = 2\sigma'_{h_0} \dots \dots \dots (III.49)$$

$$\text{como } K_0 = \frac{\sigma'_{h_0}}{\sigma'_{v_0}} \dots \dots \dots (III.15)$$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 2 K_0 \dots \dots \dots (III.50)$$

que coincide com a expressão (III.16) de Hubbert & Willis

A Figura (III.14) apresenta o âbaco da relação entre o excesso de pressão no furo (Δu_w) e a tensão efetiva vertical pré-existente (σ'_{v_0}) com K_0 .

III.2.1b. Furo de Comprimento Infinito e Trecho de Ensaio Finito (comparados com o diâmetro).

(A) Solução de Haimson - Fairhurst - Kehle

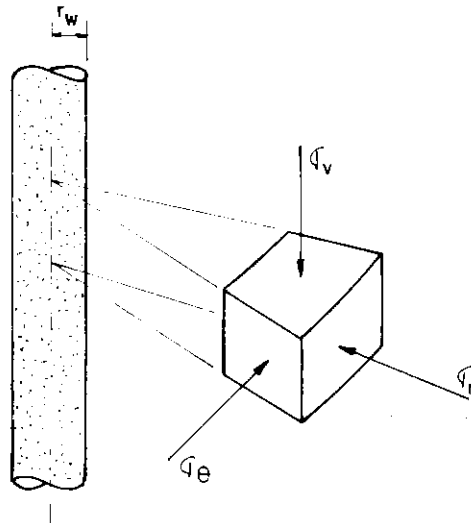


Figura III.7-Ponta cilíndrica do Piezômetro idealizado, e um elemento típico do solo (Kennard - 1970).

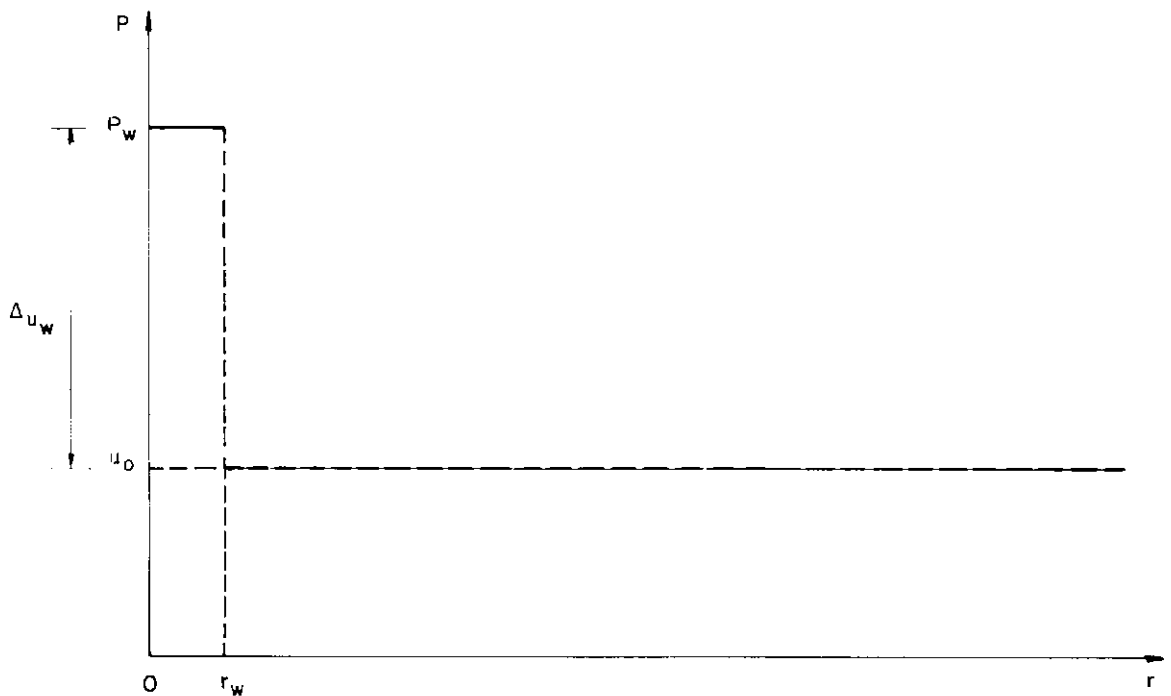


Figura III.8-Distribuição de pressão neutra ao redor do furo devido à injeção de fluido sob condição não drenada (Haimson & Fairhurst - 1967).

Kehle⁴⁰ (1964), estudou o caso de furo de comprimento infinito e trecho de ensaio finito, para observar a influência dos extremos do trecho (no caso analisado, trecho entre obturadores) na transmissão de tensões para o meio. O trecho de ensaio com os obturadores (Figura III.9a) foi substituído por um modelo de cavidade cilíndrica, submetida a uma banda uniforme de pressão e duas de tensão cisalhante (região dos obturadores) (Figura III.9b). A solução para cada contribuição foi admitida separadamente, a partir das análises de Tranter (1946) que resolveu o problema de banda finita de pressão atuando na parede de um furo circular infinito e o da banda de tensão cisalhante em cavidade cilíndrica. A contribuição total foi feita pela superposição das soluções.

Posteriormente, Kehle calculou a contribuição devido à banda de pressão na direção vertical ($\Delta\sigma_{v_{\text{pressão}}}$) e tangencial ($\Delta\sigma_{\theta_{\text{pressão}}}$) para trechos de ensaio variando de 1,5 a 15,2 metros, encontrando resultados dentro de uma faixa de valores de 2%. Sendo na direção radial transmite uma tensão de compressão igual a Δu_w , independente do comprimento do trecho de ensaio.

Na contribuição devida às bandas de tensão cisalhante ($\Delta\sigma_{v_{\text{obturador}}}$) e $\Delta\sigma_{\theta_{\text{obturador}}}$, o autor calculou para comprimentos de obturadores de 1,5, 3,0 e 4,6 metros espaçados de 1,52 metros até 15,2 metros em incrementos de 1,52 metros. Na direção radial devida às bandas de tensões cisalhantes não se transmite tensões ao meio.

A Figura (III.10) apresenta um gráfico das contribuições parciais e a total, para as direções vertical e tangencial, onde podem ser observadas apenas tensões de tração transmitidas.

No trecho de ensaio finito considerado por Kehle tem-se: nos extremos do trecho:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v_{\text{total}}} = -0,94 \Delta u_w \simeq \Delta u_w \text{ (Figura III.10).} \dots (III.51)$$

$$\Delta\sigma_r = \Delta u_w \dots \dots \dots (III.52)$$

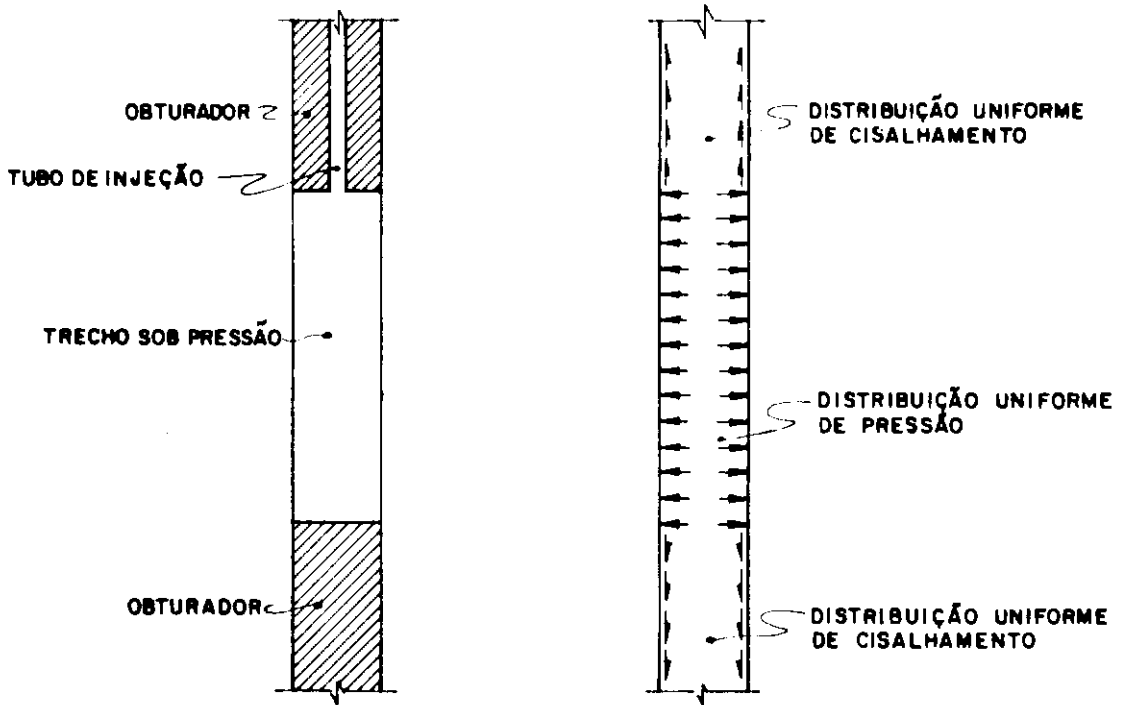


Figura III.9 - Diagrama esquemático do trecho ensaiado e as tensões atuantes (Kehle - 1964).

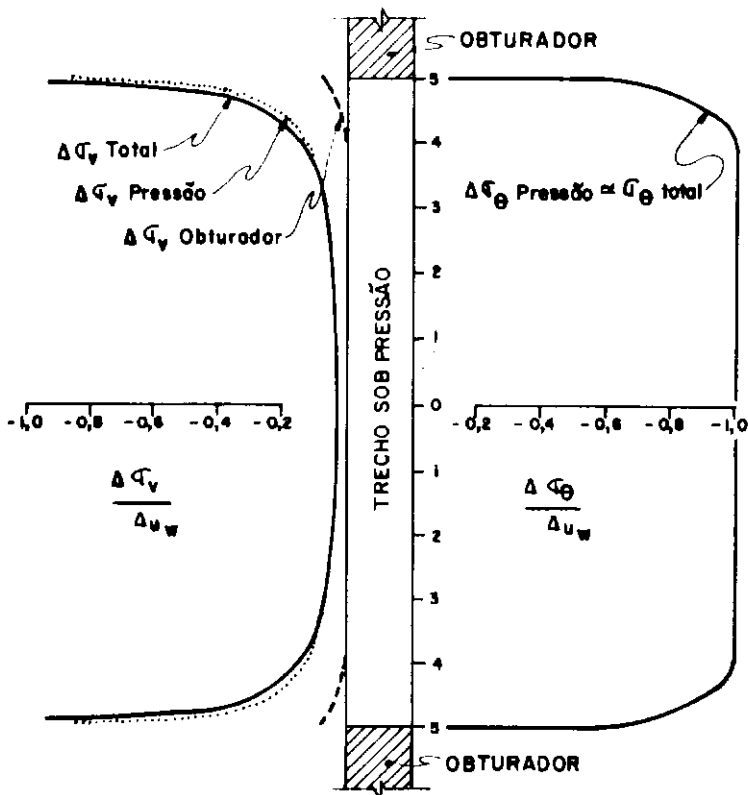


Figura III.10 - Gráfico de tensões verticais e tangenciais transmitidas ao meio (na parede do furo $r=r_w$) pelo processo de injeção (Kehle-1964).

$$\Delta\sigma_{\theta} = 0 \quad \dots\dots\dots (III.53)$$

$$\text{assim,} \quad \Delta u = \Delta\sigma_{\text{oct}} = 0 \quad \dots\dots\dots (III.54)$$

logo, os acréscimos de tensões são iguais às das tensões efetivas.

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v = -\Delta u_w \quad \dots\dots\dots (III.55)$$

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma'_r = \Delta u_w \quad \dots\dots\dots (III.56)$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = \Delta\sigma'_{\theta} = 0 \quad \dots\dots\dots (III.57)$$

Da solução de Haimson - Fairhurst, para as tensões na parede do furo ($r = r_w$), tem-se:

$$\sigma_v = \sigma_{v_0} = \sigma'_{v_0} + u_0 \quad \dots\dots\dots (III.34)$$

$$\sigma_r = u_0 \quad \dots\dots\dots (III.35)$$

$$\sigma_{\theta} = 2\sigma'_{h_0} + u_0 \quad \dots\dots\dots (III.36)$$

com a aplicação de pressão no furo

$$(III.34) + (III.51)$$

$$\sigma_v = \sigma'_{v_0} + u_0 - \Delta u_w \quad \dots\dots\dots (III.58)$$

$$(III.35) + (III.52)$$

$$\sigma_r = u_0 + \Delta u_w \quad \dots\dots\dots (III.59)$$

$$(III.36) + (III.53)$$

$$2\sigma'_{h_0} + u_0 \quad \dots\dots\dots (III.60)$$

em termos de tensões efetivas

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_0} - \Delta u_w \quad \dots\dots\dots (III.61)$$

$$\sigma'_r = \Delta u_w \quad \dots\dots\dots (III.62)$$

$$\sigma'_{\theta} = 2\sigma'_{h_0} \quad \dots\dots\dots (III.63)$$

Assim, a única possibilidade é a ocorrência de fratura horizontal

$$\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma'_v = 0, \text{ ocorrendo o fraturamento}$$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1 \dots\dots\dots (III.64)$$

Pode ser observado que a fratura tende a surgir no topo do trecho de ensaio, pois o meio nesta profundidade apresenta a tensão efetiva vertical (σ'_{v_0}) menor que na profundidade do fim dos trecho, necessitando, assim, de Δu_c menor.

A Figura (III.15) apresenta o gráfico da relação entre o excesso de pressão no furo (Δu_w) e a tensão efetiva vertical pré-existente (σ'_{v_0}) com K_0 .

.no centro do trecho:

$$\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_{v_{total}} = -0,03 \Delta u_w \simeq 0 \text{ (Figura III.10) } \dots\dots (III.65)$$

$$\Delta \sigma_r = \Delta u_w \dots\dots\dots (III.66)$$

$$\Delta \sigma_\theta = -\Delta u_w \dots\dots\dots (III.67)$$

$$\text{assim, } \Delta u = \Delta \sigma_{oct} = 0 \dots\dots\dots (III.68)$$

logo,

$$\Delta \sigma_v = \Delta \sigma'_v = 0 \dots\dots\dots (III.69)$$

$$\Delta \sigma_r = \Delta \sigma'_r = \Delta u_w \dots\dots\dots (III.70)$$

$$\Delta \sigma_\theta = \Delta \sigma'_\theta = -\Delta u_w \dots\dots\dots (III.71)$$

que coincidem com as tensões transmitidas ao meio pelo acréscimo de pressão (Δu_w) num trecho de ensaio infinito (expressões III.41, III.42 e III.43).

Assim, a fratura será vertical para

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 2 K_0 \dots\dots\dots (III.50)$$

A Figura (III.14) apresenta o âbaco da relação entre o excesso de pressão no furo (Δu_w) e a tensão efetiva vertical pré-existente (σ'_{v_0}) com K_0 .

III.2.2. Condição drenada

Ocorre fluxo do fluido para o meio durante o processo do fraturamento.

III.2.2a. Furo e trecho de ensaio de comprimentos infinitos comparados com o diâmetro

(A) Solução de Morgenstern - Vaughan^{5 2}

Morgenstern & Vaughan (1963), tentando estabelecer as pressões admissíveis para injeções em rocha, admitiram o meio como homogêneo, isotrópico e elástico linear, governado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Figura III.11) em termos de tensões efetivas (condição drenada) e com ausência de perturbação no estado de tensões do meio devido à presença do furo de injeção, chegando às seguintes expressões:

$$\text{para } \sigma'_{v_0} = \sigma'_1 \text{ e } \sigma'_{h_0} = \sigma'_3$$

$$\Delta u_c = \frac{\sigma'_{v_0} (1+K_0) - \sigma'_{v_0} (1-K_0) + c' \cotg \phi'}{2 \text{ sen } \phi'} \dots\dots\dots (III.72)$$

$$\text{para } \sigma'_{h_0} = \sigma'_1 \text{ e } \sigma'_{v_0} = \sigma'_3$$

$$\Delta u_c = \frac{\sigma'_{v_0} (1+K_0) - \sigma'_{v_0} (K_0-1) + c' \cotg \phi'}{2 \text{ sen } \phi'} \dots\dots\dots (III.73)$$

sendo,

c' - coesão efetiva do meio, corresponde ao intercepto na origem da envoltória de ruptura efetiva do gráfico tensão normal (σ) x tensão cisalhante (τ) (Figura III.11).

ϕ' - ângulo de atrito interno do meio, corresponde à inclinação da envoltória de ruptura efetiva com a horizontal.

(B) Solução de Jaeger^{5,2}

Jaeger (1962), admitindo o extrato com plano de fraqueza, cita a possibilidade da fratura ser induzida ao longo deste, onde a resistência ao cisalhamento é bem menor que nos demais planos. Baseado no Critério de Ruptura de Mohr - Coulomb e material com apenas um plano de fraqueza, chegou à seguinte expressão:

$$\sigma'_1 [\sin(2\theta + \phi') - \sin \phi'] - \sigma'_3 [\sin(2\theta + \phi') + \sin \phi'] = 2 c' \cos \phi' \dots (III.74)$$

sendo,

θ - ângulo que o plano de fraqueza faz com o direção da tensão efetiva principal maior (σ'_1)

para $\sigma'_v = \sigma'_1$ e plano de fraqueza horizontal ($\theta = 90^\circ$), tem-se, a partir da expressão (III.74).

$$-\sigma'_1 = c' \cotg \phi' \dots \dots \dots (III.75)$$

$$\text{na iminência da fratura } \sigma'_1 = \sigma'_{v_c} - u_0 - \Delta u_c = \sigma'_{v_0} - \Delta u_c \dots \dots \dots (III.76)$$

$$(III.76) \text{ em } (III.75) \quad \Delta u_c = c' \cotg \phi' + \sigma'_{v_0} \dots \dots \dots (III.77)$$

Para $\sigma'_{v_0} = \sigma'_1$ e plano de fratura vertical ($\theta = 0^\circ$), tem-se, a partir da expressão (III.74)

$$-\sigma'_3 = c' \cotg \phi' \dots \dots \dots (III.78)$$

na iminência da fratura: $\sigma'_3 = \sigma'_{h_0} - u_0 - \Delta u_c = \sigma'_{h_0} - \Delta u_c \dots$ (III.79)

(III.79) em (III.78)

$$\Delta u_c = c' \cotg \varnothing' + \sigma'_{h_0} \dots \dots \dots (III.80)$$

$$\text{como } K_0 = \frac{\sigma'_{h_0}}{\sigma'_{v_0}} \dots \dots \dots (III.15)$$

$$\Delta u_c = c' \cotg \varnothing' + K_0 \sigma'_{v_0} \dots \dots \dots (III.81)$$

Obs: No caso de $\sigma'_{h_0} = \sigma'_1$ e plano de fraqueza horizontal ($\theta = 0^\circ$) recairia na expressão (III.77). E para $\sigma'_{h_0} = \sigma'_1$ e plano de fraqueza vertical ($\theta = 90^\circ$), recairia na expressão (III.81).

(C) Solução de Kennard^{4 1}

Kennard admite as mesmas considerações feitas para a solução sob condição não drenada. Porém, o acréscimo de carga hidráulica (Δu_w) é feito lentamente, possibilitando o fluxo de água para o solo.

É assumido estado plano de tensões na direção vertical, ou seja, é dada ao solo completa liberdade de movimento nesta direção.

Aplicando a equação de continuidade de fluxo (Regime Permanente), utilizando a equação de equilíbrio de tensões e a relação tensão-deformação num plano axi-simétrico da Teoria da Elasticidade, em termos de tensões efetivas, e não levando em consideração as distorções no Estado de Tensões devido à presença do piezômetro, o autor chegou às seguintes expressões:

Expansão da cavidade:

$$\Delta u_w = \Delta u_B$$

$$\frac{\Delta u_B}{\sigma'_{v_0}} = K_0 \dots \dots \dots (III.82)$$

Fratura horizontal: $\Delta u_w = \Delta u_c$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1 \dots\dots\dots (III.83)$$

Fratura vertical: $\Delta u_w = \Delta u_c$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = \frac{2K_0}{1 + \nu'} \dots\dots\dots (III.84)$$

sendo,

ν' - coeficiente de Poisson do solo sob condição drenada
(ou coeficiente de Poisson do esqueleto sólido)

A Figura III.12 apresenta o âbaco da relação entre o excesso de pressão no piezômetro (Δu_w) e a tensão efetiva vertical pré-existente (σ'_{v_0}) com K_0 , para expansão de cavidade, fraturamento vertical e horizontal com $0 \leq \nu' \leq 0,5$.

(D) Solução de Bjerrum et al⁴

Bjerrum et al (1972), desenvolveram uma análise semelhante à de Kennard (1970), porém levando em conta conceitos de Plasticidade devido ao ingresso do piezômetro no seio do solo.

Admitindo solo saturado, homogêneo e isotrópico, os autores chegaram às seguintes expressões:

Expansão de Cavidade:

$$\frac{\Delta u_B}{\sigma'_{v_0}} = (1 + \beta) K_0 \dots\dots\dots (III.85)$$

Fratura Vertical:

$$\text{para } \Delta u_B > \Delta u_c \quad \Delta u_c = \left(\frac{1}{\nu'} - 1 \right) \left[S'_t + (1-\alpha) K_0 \sigma'_{v_0} \right] \dots\dots\dots (III.86)$$

$$\text{para } \Delta u_B < \Delta u_c \quad \Delta u_c = (1-\nu') \left[S'_t + (2-\alpha+\beta) K_0 \sigma'_{v_0} \right] \dots\dots\dots (III.87)$$

$$\text{Fratura horizontal: } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1 \dots\dots\dots (III.88)$$

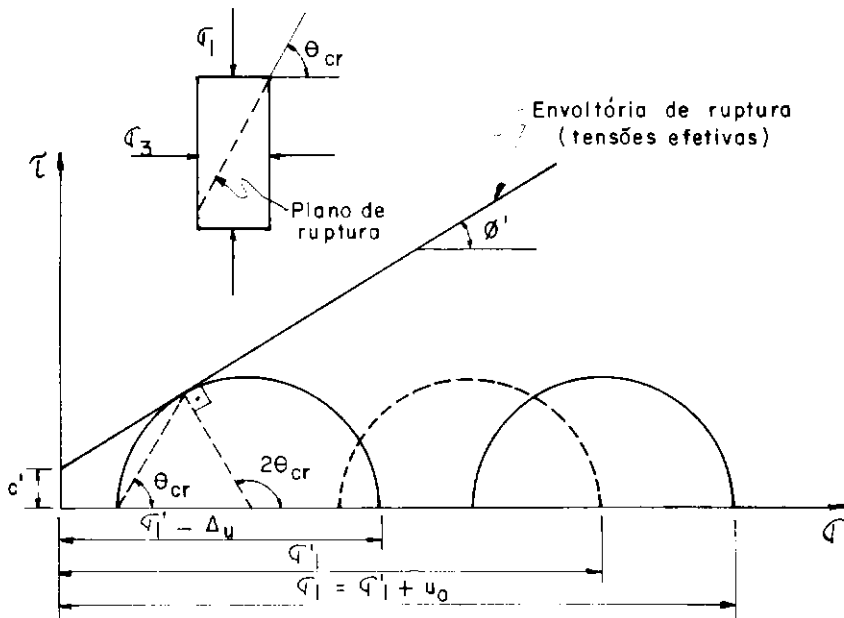
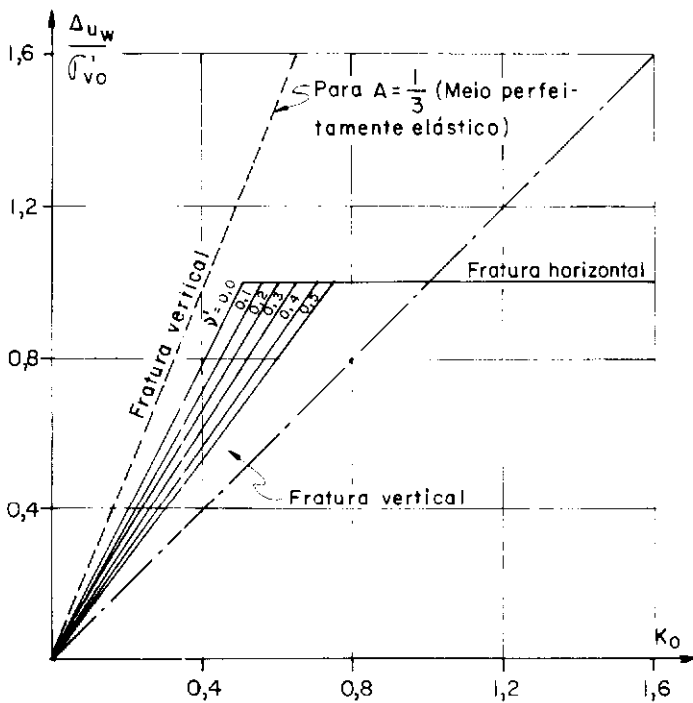


Figura III.11 – Mecanismo de Fratura Hidráulico, supondo critério de Mohr-Coulomb (Morgenstern & Vaughan—1963).



— Expansão de cavidade: $\Delta u_w = \Delta u_B$

$$\frac{\Delta u_B}{\sigma'_{v0}} = K_0$$

Fratura vertical: $\Delta u_w = \Delta u_c$

--- Condição não drenada

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v0}} = \left(1 + \frac{1}{2A}\right) K_0$$

— Condição drenada

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v0}} = \frac{2K_0}{1 + \mathcal{D}'}$$

Fratura horizontal: $\Delta u_w = \Delta u_c$

— Condição drenada

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v0}} = 1$$

Figura III.12 — Ábaco de $\frac{\Delta u_w}{\sigma'_{v0}} \times K_0$ da solução de Kennard.

sendo,

s'_t - resistência à tração efetiva do solo

α e β - parâmetros que expressam os distúrbios causados pela introdução do piezômetro no solo, transformando a tensão efetiva horizontal ($\sigma'_{v_0} = K_0 \sigma'_{v_0}$) em $(1+\beta) K_0 \sigma'_{v_0}$ na direção radial e $(1+\alpha) K_0 \sigma'_{v_0}$ na direção tangencial.

$$\alpha = 1 - \frac{2}{N+1} \left[\frac{E'}{2 K_0 \sigma'_{v_0} (1+v')} \left(\frac{N+1}{N-1} \right) \right]^{N-1/2N} \dots\dots\dots (III.89)$$

$$\beta = \frac{2N}{N+1} \left[\frac{E'}{2 K_0 \sigma'_{v_0} (1+v')} \left(\frac{N+1}{N-1} \right) \right]^{N-1/2N} - 1 \dots\dots\dots (III.90)$$

$$\text{com } N = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \dots\dots\dots (III.91)$$

sendo E' - módulo de Young sob condições drenadas (módulo de Young do esqueleto sólido).

A Tabela (III.1) apresenta as faixas de valores dos parâmetros α e β de acordo com a compressibilidade do solo, caracterizada pela relação $\frac{E'}{K_0 \sigma'_{v_0} (1+v')}$ e para o valor de $\phi' = 25^\circ$. Os valores das compressibilidades dos solos foram selecionados, segundo Bjerrum et al, a partir de dados fornecidos por Janbu (1963).

Pode ser observado que se for admitida uma instalação ideal do piezômetro, ou seja, sem causar distúrbios no estado de tensões do solo, os parâmetros α e β se tornam nulos e as expressões (III.85) a (III.88) se transformam em:

$$\text{Expansão da cavidade: } \frac{\Delta u_B}{\sigma'_{v_0}} = K_0 \dots\dots\dots (III.92)$$

Fratura vertical:

$$\text{para } \Delta u_B > \Delta u_c \quad \Delta u_c = \left(\frac{1}{\nu'} - 1 \right) \left(S_t' + K_0 \sigma_{v_0}' \right) \dots\dots (III.93)$$

$$\text{para } \Delta u_B < \Delta u_c \quad \Delta u_c = (1 - \nu') \left(S_t' + 2K_0 \sigma_{v_0}' \right) \dots\dots\dots (III.94)$$

Fratura horizontal:

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}'} = 1 \dots\dots\dots (III.95)$$

(E) Solução de Haimson - Fairhurst^{3 4}

Todas as contribuições de tensões transmitidas ao meio, na condição não drenada de Haimson - Fairhurst, são válidas para a condição drenada, devendo apenas ser acrescida a influência do fluxo do fluido, que também gera tensões que modificam o estado de tensões da região periférica ao furo.

As tensões transmitidas ao meio pelo fluxo do fluido podem ser estimadas através de analogia com as soluções da Termo-elasticidade, pois o fluxo de fluidos em meios porosos e a distribuição de temperaturas devido ao fluxo de calor, são governados por leis matemáticas similares^{4 8}.

Da Termo-elasticidade^{3 4, 4 8, 6 3} para tubos cilíndricos infinitos (em relação ao diâmetro do furo), supondo a temperatura como axi-simétrica e independente da direção vertical, e não ocorrendo deslocamento nesta direção. Se assume estado plano de deformações ("plane strain"), estimando as tensões transmitidas pelas seguintes expressões:

$$\Delta \sigma_r = - \frac{\alpha E}{1 - \nu} \frac{1}{r^2} \left(\frac{r_c^2 - r_w^2}{r_c^2 - r_w^2} \int_{r_w}^{r_e} T r dr - \int_{r_w}^r T r dr \right) \dots\dots\dots (III.96)$$

$$\Delta \sigma_\theta = - \frac{\alpha E}{1 - \nu} \frac{1}{r^2} \left(\frac{r_c^2 + r_w^2}{r_e^2 - r_w^2} \int_{r_w}^{r_e} T r dr + \int_{r_w}^r T r dr - T r^2 \right) \dots\dots\dots (III.97)$$

$$\Delta \sigma_v = - \frac{\alpha E}{1-\nu} \left(\frac{2}{r_e^2 - r_w^2} \int_{r_w}^{r_e} T r dr - T \right) \dots\dots\dots (III.98)$$

sendo:

α - coeficiente de expansão térmica

E - módulo de Young do material do cilindro

ν - coeficiente de Poisson do material do cilindro

T - temperatura aplicada no interior do cilindro

Fazendo analogia ao fluxo do fluido em meio poroso⁴⁸, tem-se:

$$\frac{\alpha E}{1-2\nu} \text{ equivalente a } 1 - \beta \dots\dots\dots (III.99)$$

$$T \text{ equivalente a } \Delta u_w \dots\dots\dots (III.100)$$

sendo,

β - coeficiente que expressa a relação entre as compressibilidades do material intersticial (C_i) e do esqueleto sólido (C_s).

$$\beta = \frac{C_i}{C_s} \dots\dots\dots (III.101)$$

$$C_i = \frac{3(1 - 2\nu_i)}{E_i} \dots\dots\dots (III.102)$$

$$C_s = \frac{3(1 - 2\nu')}{E'} \dots\dots\dots (III.103)$$

sendo ν_i - coeficiente de Poisson do material intersticial

E_i - módulo de Young do material intersticial

ν' - coeficiente de Poisson do esqueleto sólido

E' - módulo de Young do esqueleto sólido

assim, aplicado em (III.96) a (III.98)

$$\Delta \sigma_r = - \frac{(1-\beta)}{1-\nu} \frac{(1-2\nu)}{r^2} \left(\frac{r^2 + r_w^2}{r_e^2 - r_w^2} \int_{r_w}^{r_e} \Delta u_w r dr + \int_{r_w}^r \Delta u_w r dr \right) \dots\dots (III.104)$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = - \frac{(1-\beta)}{1-\nu} \frac{(1-2\nu)}{r^2} \left(\frac{r^2 + r_w^2}{r_e^2 - r_w^2} \int_{r_w}^r \Delta u_w r \, dr + \int_{r_w}^r \Delta u_w r \, dr - \Delta u_w r^2 \right). \quad (\text{III.105})$$

$$\Delta\sigma_v = - \frac{(1-\beta)}{1-\nu} \frac{(1-2\nu)}{r^2} \left(\frac{2}{r_e^2 - r_w^2} \int_{r_w}^{r_e} \Delta u_w r \, dr - \Delta u_w \right) \dots\dots\dots (\text{III.106})$$

Obs: Para a água como material intersticial, $C_s \gg C_i \Rightarrow \beta = 0$

Para um meio sem poros, $C_i = C_s$ e $\beta = 1$, que anulam as expressões acima, significando a não ocorrência de fluxo.

No caso do meio analisado como um tubo cilíndrico de raio externo (r_e) infinito, aplicando às expressões (III.104) a (III.106), tem-se:

$$\Delta\sigma_r = \frac{(1-\beta)}{1-\nu} \frac{(1-2\nu)}{r^2} \int_{r_w}^r \Delta u_w r \, dr \dots\dots\dots (\text{III.107})$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = - \frac{(1-\beta)}{1-\nu} \frac{(1-2\nu)}{r^2} \int_{r_w}^r \Delta u_w r \, dr - \Delta u_w r^2 \dots\dots\dots (\text{III.108})$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{(1-\beta)}{1-\nu} \frac{(1-2\nu)}{r^2} \Delta u_w \dots\dots\dots (\text{III.109})$$

Na parede do furo ($r = r_w$)

$$\Delta\sigma_r = 0 \dots\dots\dots (\text{III.110})$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = \frac{(1-\beta)}{1-\nu} (1-2\nu) \Delta u_w \dots\dots\dots (\text{III.111})$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{(1-\beta)}{1-\nu} (1-2\nu) \Delta u_w \dots\dots\dots (\text{III.112})$$

Como o fluido intersticial do meio é a água $\Rightarrow \beta = 0$, assim,

$$\Delta\sigma_r = 0 \dots\dots\dots (\text{III.113})$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = \frac{1-2\nu}{1-\nu} \Delta u_w \dots\dots\dots (III.114)$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{1-2\nu}{1-\nu} \Delta u_w \dots\dots\dots (III.115)$$

Obs: $\nu = \nu'$ - coeficiente de Poisson do meio sob condição drenada

Devido ao fluxo do fluido para o meio, são geradas tensões de compressão na direção tangencial e vertical, de igual valor. Estas contribuições aplicadas nas expressões (III.45) a (III.47), fornecem o estado de tensões totais na parede do furo.

$$\sigma_v = \sigma'_{v_0} + u_0 + \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \Delta u_w \dots\dots\dots (III.116)$$

$$\sigma_r = u_0 + \Delta u_w \dots\dots\dots (III.117)$$

$$\sigma_{\theta} = 2\sigma'_{h_0} + u_0 - \Delta u_w + \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \Delta u_w \dots\dots\dots (III.118)$$

A distribuição de pressões neutras no meio devido à injeção de fluido sob condição drenada é apresentada na Figura (III.13). Onde, na parede do furo:

$$u = u_0 + \Delta u_w \dots\dots\dots (III.119)$$

Assim,

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_0} + u_0 + \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \Delta u_w - u_0 - \Delta u_w = \sigma'_{v_0} - \left[1 - \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \right] \Delta u_w \dots\dots\dots (III.120)$$

$$\sigma'_r = u_0 + \Delta u - u_0 - \Delta u_w = 0 \dots\dots\dots (III.121)$$

$$\sigma'_{\theta} = 2\sigma'_{h_0} + u_0 - \Delta u_w + \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \Delta u_w - u_0 - \Delta u_w =$$

COMPRESSIBILIDADE DO SOLO	$\frac{E'}{K_0 \gamma_{v0} (1 + \nu')}$	α	β
ALTA	1 a 3	0,4 a 0,2	0,5 a 1,1
MÉDIA	3 a 10	0,2 a -0,2	1,1 a 2,0
BAIXA	10 a 70	-0,2 a -1,1	2,0 a 4,2

Tabela III.1 – Tabela das faixas de valores de α e β para solos de diferentes compressibilidades (Bjerrum et al – 1972)

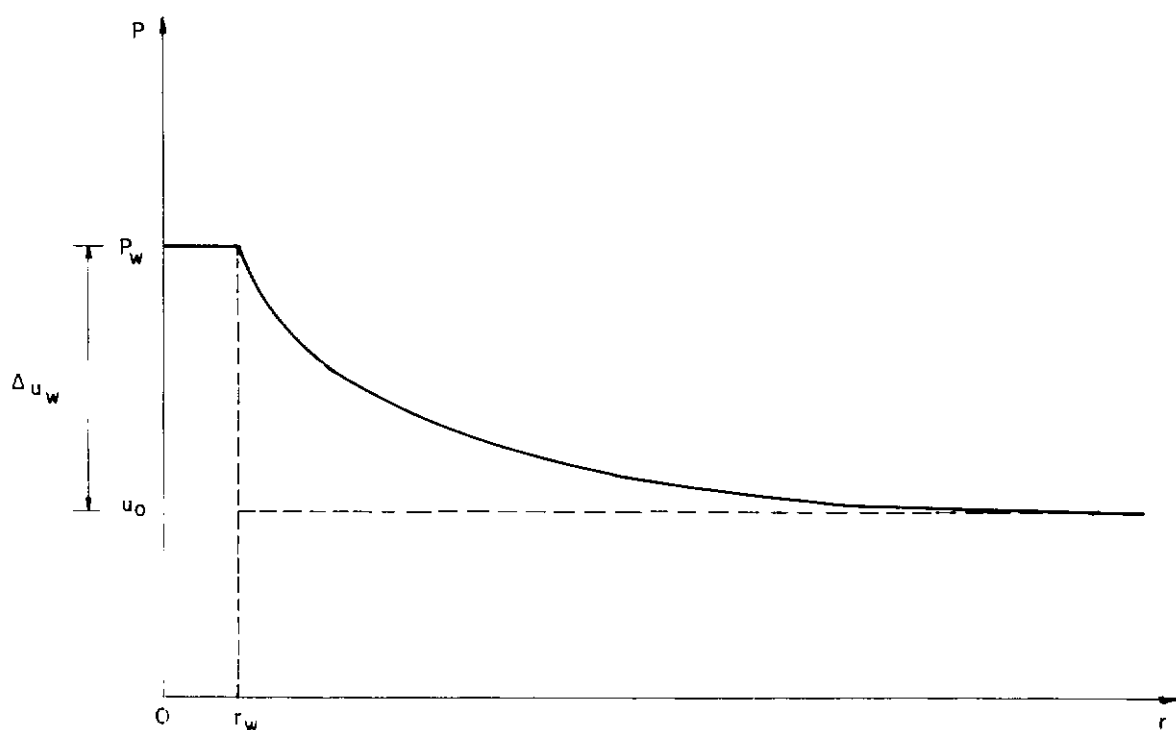


Figura III.13 – Distribuição de pressões neutras ao redor do furo devido à injeção de fluido sob condição drenada (Haimson & Fairhurst – 1967)

$$= 2\sigma'_{h_0} - \left[2 - \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \right] \Delta u_w \dots\dots\dots (III.122)$$

Fratura vertical: $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma'_\theta = 0$

em (III.122)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{h_0}} = 2 (1-\nu') \dots\dots\dots (III.123)$$

$$\text{como, } K_0 = \frac{\sigma'_{h_0}}{\sigma'_{v_0}} \dots\dots\dots (III.15)$$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 2 (1-\nu') K_0 \dots\dots\dots (III.124)$$

Obs: Da expressão (III.120) pode ser notada a possibilidade da tensão efetiva vertical se tornar nula, facilitando o surgimento de fratura horizontal. Este caso não foi estudado por Haimson & Fairhurst, porém abaixo será desenvolvido:

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_0} - \left[1 - \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \right] \Delta u_w \dots\dots\dots (III.120)$$

Fratura horizontal: $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma'_v = 0$

$$\text{em (III.120)} \quad \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = \frac{1-\nu'}{\nu'} \dots\dots\dots (III.125)$$

A figura (III.14) apresenta o gráfico da relação entre o excesso de pressão no furo (Δu_w) e a tensão efetiva vertical pré-existente (σ'_{v_0}) com K_0 para $0 \leq \nu' \leq 0,5$.

III.2.2b. Furo de comprimento infinito e trecho de ensaio finito (comparados com o diâmetro).

(A) Solução de Haimson - Fairhurst - Kehle

Aplicando as considerações de Kehle expostas na solução de Haimson-Fairhurst-Kehle para condições não drenadas, e admitindo que a contribuição devido ao fluxo de fluido é a mesma em todo o trecho de ensaio, tem-se:

Nos extremos do trecho:

(III.58)+(III.115)

$$\sigma_v = \sigma'_v \quad u_0 - \Delta u_w + \frac{1-2\nu}{1-\nu} \Delta u_w = \sigma'_v + \left[\frac{(1-2\nu)}{1-\nu} - 1 \right] \Delta u_w \dots$$

(III.59)+(III.113)

.....(III.126)

$$\sigma_r = u_0 + \Delta u_w \dots \dots \dots (III.127)$$

(III.60)+(III.114)

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= 2\sigma'_v + u_0 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} \Delta u_w \\ &= 2\sigma'_{h_0} + u_0 + \frac{(1-2\nu)}{1-\nu} \Delta u_w \dots \dots \dots (III.128) \end{aligned}$$

como na parede do furo: $u = u_0 + \Delta u_w \dots \dots \dots (III.119)$

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_3} + \left[\frac{(1-2\nu)}{1-\nu} - 2 \right] \Delta u_w \dots \dots \dots (III.129)$$

$$\sigma'_r = 0 \dots \dots \dots (III.130)$$

$$\sigma'_\theta = 2\sigma'_{h_0} + \left[\frac{(1-2\nu)}{1-\nu} - 1 \right] \Delta u_w \dots \dots \dots (III.131)$$

Fratura vertical: $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma'_\theta = 0$

em (III.131)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{h_0}} = 2 \frac{(1-\nu)}{\nu} \dots \dots \dots (III.132)$$

como $K_0 = \frac{\sigma'_{h_0}}{\sigma'_{v_3}}$ e $\nu = \nu'$ (condição drenada)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_v} = 2 \frac{(1-\nu')}{\nu'} K_0 \dots \dots \dots (III.133)$$

Fratura horizontal: $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma'_v = 0$

em (III.129)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_v} = (1-\nu) \dots \dots \dots (III.134)$$

como $\nu = \nu'$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_v} = (1-\nu') \dots \dots \dots (III.135)$$

Obs: A Figura (III.15) apresenta o âbaco da relação entre o excesso de pressão no furo (Δu_w) e a tensão efetiva vertical pré-existente (σ'_v) como K_0 para $0 \leq \nu' \leq 0,5$.

.No centro do trecho:

com $\nu = \nu'$

(III.45) + (III.115)

$$\sigma_v = \sigma'_v + u_0 + \frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} \Delta u_w \dots \dots \dots (III.136)$$

(III.46) + (III.113)

$$\sigma_r = u_0 + \Delta u_w \dots \dots \dots (III.137)$$

(III.47) + (III.114)

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= 2\sigma'_v + u_0 - \Delta u_w + \frac{(1-\nu')}{1-\nu'} \Delta u_w = \\ &= 2\sigma'_{h_0} + u_0 + \left[\frac{(1-2\nu')}{1-\nu'} - 1 \right] \Delta u_w \dots (III.138) \end{aligned}$$

que coincide com as expressões (III.116), (III.117) e (III.118), respectivamente, da solução de Haimson - Fairhurst para furo e trecho de ensaio infinito com fluido sob condição não drenada. Assim,

Fratura vertical: $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma_{\theta}' = 0$

em (III.122)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{h_0}'} = 2 (1-\nu') \dots\dots\dots (III.123)$$

$$\text{como } K_0 = \frac{\sigma_{h_0}'}{\sigma_{v_0}'} \dots\dots\dots (III.15)$$

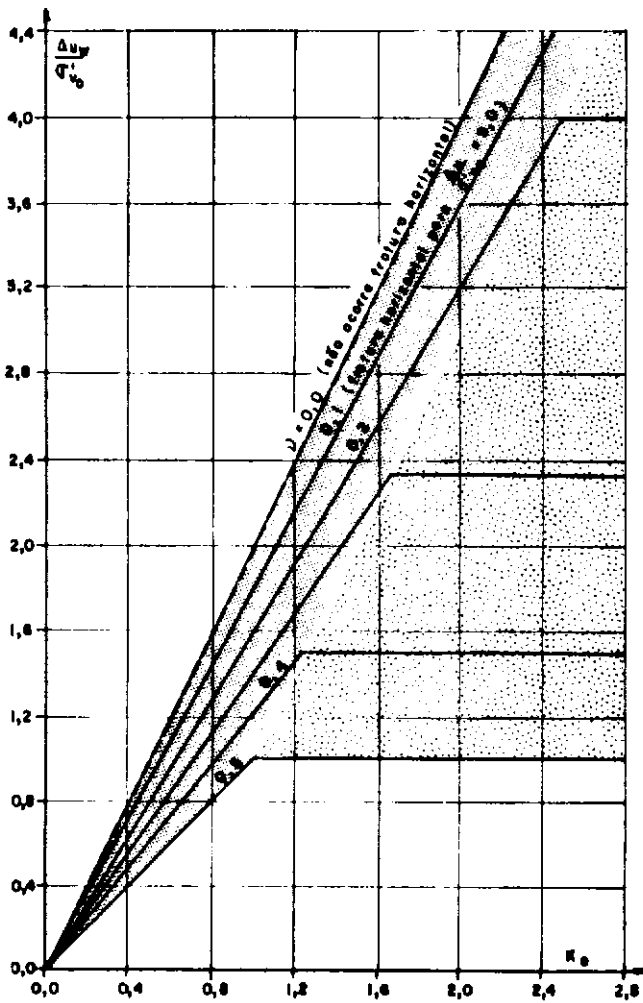
$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}'} = 2 (1-\nu') K_0 \dots\dots\dots (III.124)$$

Fratura horizontal: $\Delta u_w = \Delta u_c \Rightarrow \sigma_v' = 0$

$$\text{em (III.120)} \quad \frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}'} = \frac{1-\nu'}{\nu'} \dots\dots\dots (III.125)$$

A Figura (III.14) apresenta o âbaco da relação entre o excesso de pressão no furo (Δu_w) e a tensão efetiva vertical pré-existente (σ_{v_0}') como K_0 para $0 \leq \nu' \leq 0,5$.

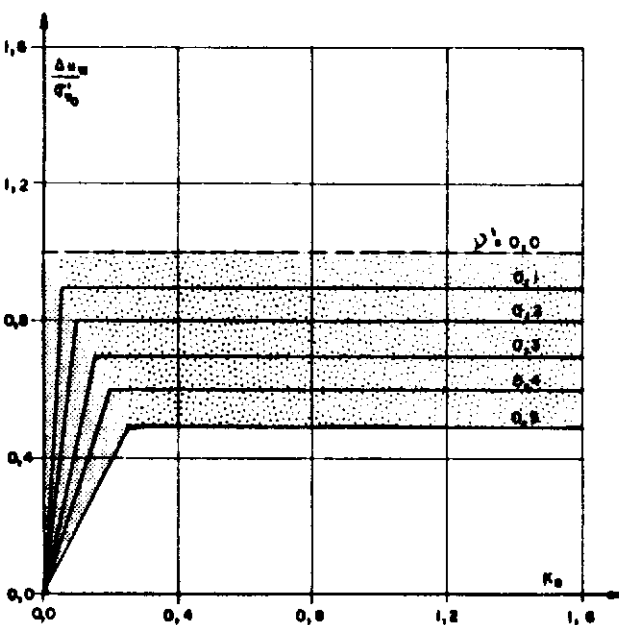
NOTA: A Tabela (III.2) apresenta um resumo de todas as soluções propostas neste capítulo, com suas hipóteses e expressões necessárias para a iniciação do fraturamento hidráulico.



FURO E TRECHO DE ENSAIO DE COMPRIMENTOS INFINITOS

- Fatura vertical: $\Delta u_w = \Delta u_c$**
- Condição não drenada
 $\frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = 2 K_0$
- Condição drenada
 $\frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = 2(1-v') K_0$
- Fatura horizontal: $\Delta u_w = \Delta u_c$**
- Condição drenada
 $\frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = \frac{1-v'}{v'}$

Figura III.14-Ábaco de $\frac{\Delta u_w}{\sigma'_{v0}} \times K_0$ da solução de Haimson-Fairhurst.



FURO DE COMPRIMENTO INFINITO
TRECHO DE ENSAIO FINITO

- Fatura vertical: $\Delta u_w = \Delta u_c$**
- Condição drenada
 $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v0}} = 2 \frac{(1-v')}{v'} K_0$
- Fatura horizontal: $\Delta u_w = \Delta u_c$**
- Condição não drenada
 $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v0}} = 1$
- Condição drenado
 $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v0}} = (1-v')$

Figura III.15-Ábaco de $\frac{\Delta u_w}{\sigma'_{v0}} \times K_0$ da solução de Haimson-Fairhurst-Kehle.

FLUIDO	SOLUÇÃO	HIPÓTESES	FRATURA VERTICAL	FRATURA HORIZONTAL	OBSERVAÇÕES
NÃO FILTRANTE (Condição não drenada)	HUBBERT - WILLIS (1957)	<ul style="list-style-type: none"> Meio saturado homogêneo, anisotrópico e elástico linear Estado de tensões do meio perturbado pela presença do furo Furo e trecho de ensaio infinitos comparados com o diâmetro ($2r_w$) 	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 2K_0$	—	Analisamos o caso particular de meio isotrópico
	KENNARD (1970)	<ul style="list-style-type: none"> Meio saturado homogêneo, isotrópico e elástico linear Estado de tensões do meio não perturbado pela presença do piezômetro Piezômetro com ponta infinita comparada com o diâmetro ($2r_w$) Δu_c estimada a partir do parâmetro A de Skempton 	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = \left(1 + \frac{1}{2A}\right) K_0$	—	Expansão de cavidade $\frac{\Delta u_B}{q'_{v0}} = K_0$
	HAIMSON - FAIRHURST (1967)	<ul style="list-style-type: none"> As mesmas da solução de Hubbert-Willis, porém admitindo resistência à tração do meio 	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 2K_0$	—	Os autores admitem meio anisotrópico e resistência à tração. Porém analisamos sua solução assumindo meio isotrópico e de resistência à tração nula
	HAIMSON - FAIRHURST - KEHLE	<ul style="list-style-type: none"> As mesmas da solução anterior, porém para furos de comprimento infinito e trecho de ensaio finito (Considerações de Kehle) 	No centro do trecho: $\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 2K_0$ No topo do trecho: não ocorre fratura vertical	Na centro do trecho não ocorre fratura horizontal: $\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 1$ No topo do trecho: $\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 1$	Introduzimos as considerações de Kehle na solução de Haimson-Fairhurst, para obtermos estimativa das condições de fraturamento no topo do trecho de ensaio.
	MORGENSTERN-VAUGHAN (1963)	<ul style="list-style-type: none"> Meio saturado homogêneo isotrópico e elástico linear Validade do critério de ruptura Mohr-Coulomb Estado de tensões do meio admitido não perturbado pela presença do furo 	Fratura ocorrendo no plano cujas tensões atuantes atinjam a resistência ao cisalhamento primeiro (critério de Mohr-Coulomb)		Para $q'_{v0} = q'_1$ e $q'_{h0} = q'_3$: $\Delta u_c = \frac{q'_{v0}(1+K_0)}{2} - \frac{q'_{v0}(1-K_0)}{2 \sin \beta} + c' \cot \beta$ Para $q'_{h0} = q'_1$ e $q'_{v0} = q'_3$: $\Delta u_c = \frac{q'_{v0}(1+K_0)}{2} - \frac{q'_{v0}(1-K_0)}{2 \sin \beta} + c' \cot \beta$
FILTRANTE (Condição drenada)	JAEGER (1962)	<ul style="list-style-type: none"> Meio saturado homogêneo isotrópico e elástico linear, com plano de fraqueza Estado de tensões do meio admitido não perturbado pela presença do furo 	Meio com plano de fraqueza vertical $\Delta u_c = c' \cot \beta' + K_0 q'_{v0}$	Meio com plano de fraqueza horizontal $\Delta u_c = c' \cot \beta' + q'_{v0}$	As expressões são válidas para: $q'_{v0} = q'_1$ ou $q'_{h0} = q'_1$
	KENNARD (1970)	<ul style="list-style-type: none"> Validade dos três primeiros hipóteses da solução de Kennard para fluido sob condição não drenada Fluxo de água em regime permanente 	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = \frac{2K_0}{1+\nu'}$	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 1$	Expansão de cavidade $\frac{\Delta u_B}{q'_{v0}} = K_0$
	BJERRUM ET AL (1972)	<ul style="list-style-type: none"> Meio saturado homogêneo e isotrópico Validade dos conceitos de plasticidade na estimativa do estado inicial de tensões efetivas devido ao ingresso do piezômetro no meio Piezômetro com ponta infinita comparada com o diâmetro ($2r_w$) 	$\Delta u_B > \Delta u_c$ $\Delta u_c = \left(\frac{1}{\nu'} - 1\right) \left[S'_1 + (1-\alpha) K_0 q'_{v0}\right]$ $\Delta u_B < \Delta u_c$ $\Delta u_c = (1-\nu') \left[S'_1 + (2-\alpha+\beta) K_0 q'_{v0}\right]$	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 1$	Expansão de cavidade $\frac{\Delta u_B}{q'_{v0}} = (1+\beta) K_0$ $\alpha = 1 - \frac{2}{N+1} \left[\frac{E}{2K_0 q'_{v0} (1+\nu')} \left(\frac{N+1}{N-1} \right) \right]^{N-1/2N}$ $\beta = \frac{2N}{N+1} \left[\frac{E}{2K_0 q'_{v0} (1+\nu')} \left(\frac{N+1}{N-1} \right) \right]^{N-1/2N} - 1$ $N = \frac{(1+\sin \beta')}{(1-\sin \beta')}$
	HAIMSON - FAIRHURST (1967)	<ul style="list-style-type: none"> As mesmas da solução para fluido não filtrante Tensões geradas pelo fluxo do fluido injetado no furo, estimado a partir do Método de Analogia Térmica proposto por Lubinski 	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 2(1-\nu') K_0$	$\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = \frac{1-\nu'}{\nu'}$	Cabe a mesma observação da solução para fluido não filtrante, acrescida de que, como os autores não analisaram o caso de fratura horizontal, desenvolvemos a solução a partir de suas considerações iniciais e do Método de Analogia Térmica
	HAIMSON - FAIRHURST - KEHLE	<ul style="list-style-type: none"> As mesmas da solução anterior, porém para furo de comprimento infinito e trecho de ensaio finito (considerações de Kehle) 	No centro do trecho: $\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = 2(1-\nu') K_0$ No topo do trecho: $\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = \left(\frac{1-\nu'}{\nu'}\right) 2K_0$	No centro do trecho: $\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = \frac{1-\nu'}{\nu'}$ No topo do trecho: $\frac{\Delta u_c}{q'_{v0}} = (1-\nu')$	Introduzimos as considerações de Kehle junto com o Método de Analogia Térmica, supondo a contribuição do fluxo no estado de tensões do meio no topo do trecho de ensaio, igual a do restante do trecho

NOMENCLATURA

r_w - raio do furo (ou da ponta do piezômetro)
Δu_w - acréscimo de pressão no poço (ou no piezômetro)
até: $\Delta u_w = \Delta u_B$ - ocorrência de expansão de cavidade ("Blow-off")
$\Delta u_w = \Delta u_c$ - ocorrência de fraturamento hidráulico ("Cracking")
q'_{v0} - tensão vertical efetiva inicial

NOMENCLATURA

q'_{h0} - tensão horizontal efetiva inicial
q'_1 - tensão efetiva principal maior
q'_3 - tensão efetiva principal menor
K_0 - coeficiente de empuxo no repouso $K_0 = q'_{h0}/q'_{v0}$
c' - coesão efetiva do meio
β' - ângulo de atrito interno do meio em termos de tensões efetivas

NOMENCLATURA

ν' - coeficiente de Poisson do esqueleto sólido
S'_1 - resistência à tração efetiva
A - coeficiente de Skempton, para $A = 1/3$, meio perfeitamente elástico
α, β - parâmetros que expressam os distúrbios causados no estado de tensões do meio devido à presença do piezômetro. Para $\alpha = \beta = 0$, meio não perturbado
E' - módulo de Young drenado

TABELA RESUMO
INICIAÇÃO DO FRATURAMENTO HIDRÁULICO

CAPÍTULO IV

MECANISMO DO FRATURAMENTO HIDRÁULICO - PROPAGAÇÃO DA FRATURA INDUZIDA

IV.1. INTRODUÇÃO

As teorias existentes que analisam a propagação da fratura induzida por fraturamento hidráulico, visando o seu dimensionamento, são encontradas na área da Indústria do Petróleo, e seguem basicamente duas correntes de estudo; uma, que admite a filtração nas paredes da fratura pelo fluido injetado, porém negligencia as características mecânicas do meio (solução de Carter segundo Howard & Fast); e outra, que admite o fluido com não filtrante e leva em consideração as características mecânicas do meio. Desta última corrente, podem ser citadas as soluções de Sneddon, Barenblatt, Perkins-Kern, Geertsma-de Klerk tanto para fraturamento horizontal como vertical, Zhelotov-Zhelotov para fraturamento horizontal e Zhelotov-Kristianovitch para fraturamento vertical.

Existem também soluções que levam em conta os conceitos de ambas as correntes, ou seja, fluido filtrante e características mecânicas do meio, podendo ser citadas a solução de Le Tirant-Dupuy (ou método do Instituto Francês do Petróleo) e a solução gráfica de Geertsma-de Klerk.

Todas as soluções acima citadas serão apresentadas no decorrer deste capítulo, com exceção da solução de Carter, por ser bastante simplista, negligenciando as características mecânicas do meio, muito embora as suas hipóteses fundamentais sejam apresentadas, que servirão de introdução para as soluções de Le Tirant-Dupuy e Geertsma-de Klerk no caso de fluidos filtrantes.

Pode ser ressaltado ainda, que todas soluções a serem abordadas admitem as seguintes hipóteses:

- Meio homogêneo, isotrópico e elástico Linear

- Fluido procedendo como um líquido puramente viscoso, isto é, qualquer procedimento peculiar de fluxo devido à adição de agentes gelidificantes ou outros aditivos são negligenciados. Além disto, o efeito da distribuição de agentes de sustentação na distribuição de viscosidade do fluido na fratura não é levado em consideração.
- Fluxo do fluido (Newtoniano) na fratura em regime laminar.
- Efeitos Gravitacionais desprezados.
- Raio do furo desprezado em relação ao raio da fratura horizontal e em relação ao comprimento da fratura vertical.

IV.2. HIPÓTESE DO FLUIDO NÃO FILTRANTE

IV.2.1. Fratura Horizontal

A fratura é suposta capaz de se desenvolver num meio ilimitado horizontalmente.

IV.2.1a. Distribuição Uniforme da Pressão na Fratura

A distribuição uniforme de pressão é puramente teórica, pois admite uma propagação de fratura com o fluido injetado em regime estático.

(A) Solução de Sneddon^{46, 53, 54}

Sneddon (1946) se baseou nos conceitos da teoria de Griffith^{9, 36, 38} (que analisa a ruptura em corpos admitidos como elásticos lineares), chegando a uma forma de elipsóide de revolução para a fratura (Figura IV.1). As fórmulas encontradas para o dimensionamento da fratura são as seguintes:

$$W_0 = \frac{8 (1-\nu^2) (P_0 - \sigma_v) R}{\pi E} \quad , \dots \dots \dots (IV.1)$$

$$W_r = W_0 \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2} = \frac{8(1-\nu^2) (P_0 - \sigma_v) R}{\pi E} \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2}, \dots (IV.2)$$

$$V = \frac{16(1-\nu^2) (P_0 - \sigma_v) R^3}{3E}, \dots (IV.3)$$

(IV.1) em (IV.3)

$$V = \frac{2}{3} \pi W_0 R^2 \simeq 2,09 W_0 R^2, \dots (IV.4)$$

(IV.4) com R em evidência aplicado em (IV.1)

$$W_0 = 1,46 \left\{ \left[\frac{(1-\nu^2) (P_0 - \sigma_v)}{E} \right]^2 V \right\}^{1/3}, \dots (IV.5)$$

(IV.5) em (IV.4)

$$R = 0,57 \left[\frac{EV}{(1-\nu^2) (P_0 - \sigma_v)} \right]^{1/3}, \dots (IV.6)$$

sendo:

W_0 - espessura máxima da fratura. Ocorre na vizinhança do furo cujo raio (r_w) é negligenciado em relação ao raio R da fratura.

W_r - espessura da fratura à distância r do centro do furo.

V - volume da fratura que coincide com o volume do fluido injetado (V_*).

P_0 - pressão do fluido admitida uniforme na fratura.

σ_v - tensão total geostática = $\gamma.H$.

γ - peso específico do meio.

H - profundidade da fratura.

ν - coeficiente de Poisson do meio.

E - módulo de Young do meio.

Pode-se notar que, de acordo com Sneddon, tendo por base as expressões apresentadas, as dimensões das fraturas não dependem diretamente da tensão total do meio, e sim da diferença de pressões entre a fratura e o meio ($P_0 - \sigma_v$). Isto significa que as dimensões das fraturas independem da profundidade da formação.

(B) Solução de Barenblatt^{1, 4, 6}

Segundo Barenblatt (1956), devido ao crescente interesse em problemas de fratura frágil (ou seja, fratura em corpos com propriedades elásticas lineares), e em particular nas teorias de fraturas que possibilitem várias aplicações técnicas, os métodos de análise e os conceitos clássicos de fratura têm se ampliado consideravelmente. Como resultado de numerosas pesquisas, se observou, no problema de fratura, uma peculiar não-linearidade que, associada às características qualitativas do problema, fazem a teoria de fratura se destacar distintamente do alcance dos problemas da atual teoria da Elasticidade. A proposta de Barenblatt é a utilização de métodos usuais da teoria da Elasticidade na análise do equilíbrio de corpos elásticos com fraturas (Figura IV.2a) da mesma forma como são feitas para corpos com cavidades (Figura IV.2b), fazendo modificações nas condições de contorno. Estes dois problemas apresentam uma característica fundamentalmente distinta. Um corpo com cavidade apresenta apenas pequenas deformações mesmo quando submetido a consideráveis variações de carga, porém para corpos com fraturas, um pequeno aumento de carga aplicada pode produzir elevadas deformações.

Analizando as soluções que utilizam as equações diferenciais de equilíbrio e as usuais condições de fronteira da teoria da Elasticidade, verifica-se que a tensão de tração (σ_t) normal ao plano da fratura é infinita na extremidade da mesma, ou mais exatamente.

$$\sigma_t = \frac{N}{\sqrt{S}} + \text{quantidade finita, (IV.7)}$$

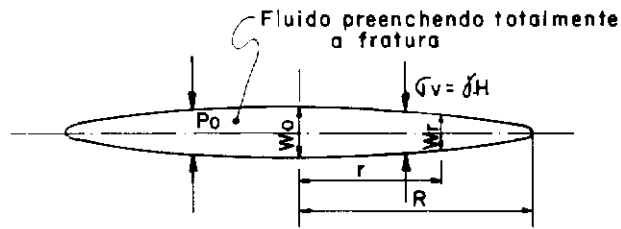


Figura IV.1 - Seção Reta (plano Xoz) da Fratura Horizontal da Solução de Sneddon^{II} (1946)



Figura IV.2 - Equilíbrio de Corpos Elásticos

- (a) - Com Fratura
- (b) - Com Cavidade

sendo:

S - Distância de um ponto do corpo no plano da fratura à extremidade da mesma.

N - Fator de intensidade de tensão, que depende das cargas aplicadas, da forma do contorno da fratura e das coordenadas do ponto considerado, mas independe de S.

A forma da fratura na extremidade se apresenta arredondada (Figura IV.3a) como na solução de Sneddon.

Barenblatt, baseado na sugestão de Zheltov-Kristianovitch⁴² (1955), desenvolveu um estudo admitindo tensões de tração finitas na extremidade da fratura (ou seja $N=0$) sob uma carga aplicada e, ao mesmo tempo, que as faces opostas da fratura se aproximassem suavemente (Figura IV.3b). Assim, a forma da seção da fratura apresenta um ponto de reversão na extremidade.

Tendo por base as modificações introduzidas, Barenblatt desenvolveu um modelo que aplicou na teoria de fraturamento hidráulico de extrato petrolífero. Supôs uma fratura em forma de disco com a peculiaridade do fluido injetado, devido à sua viscosidade, não preencher totalmente a fratura, ficando um espaço livre nas extremidades (Figura IV.4).

Como o fluido é admitido em regime estático, a pressão do fluido (P_0) na fratura é constante ao longo da mesma ($0 < r < R_0$), ocorrendo toda a queda de pressão na extremidade ($r > R_0$).

Barenblatt considerou o meio como seco e, de acordo com as suas suposições, chegou à seguinte expressão que define a sua condição de extremidade:

$$\frac{P_0 - \sigma_v}{P_0} = \sqrt{1 - \alpha^2} \dots\dots\dots (IV.8)$$

onde: $\alpha = \frac{R_0}{R} \dots\dots\dots (IV.8.a)$

sendo:

R - Raio da fratura

R_0 - Raio da fratura invadida pelo fluido

As expressões para o dimensionamento da fratura são:

$$W_0 = \frac{8 (1-\nu^2)}{\pi E} P_0 R \alpha \arccos \alpha, \dots\dots\dots (IV. 9)$$

$$V = \frac{16 (1-\nu^2)}{E} P_0 R^3 \phi(\alpha), \dots\dots\dots (IV. 10)$$

$$\text{onde } \phi(\alpha) = \alpha^3 \left[\frac{2}{3} - \frac{\alpha}{3} - \frac{\alpha}{3(1+\sqrt{1-\alpha^2})} \right] \dots\dots\dots (IV. 11)$$

$$\text{de (IV.10)} \quad R = 0,40 \left[\frac{EV}{(1-\nu^2) P_0 \phi(\alpha)} \right]^{1/3}, \dots\dots\dots (IV. 12)$$

$$\text{(IV. 12) em (IV.9)} \quad W_0 = 1,01 \left\{ \left[\frac{(1-\nu^2) P_0}{E} \right] \frac{V}{\phi(\alpha)} \right\}^{1/3} \alpha \arccos \alpha \dots\dots\dots (IV.13)$$

Barenblatt estudou a evolução dos perfis das fraturas para $0,1 < \alpha < 0,99$, sendo que segundo Le Tirant-Dupuy^{4,6} para valores práticos $\alpha > 0,90$. Habitualmente $\alpha \geq 0,98$.

Pode-se notar que quando $\alpha \rightarrow 1$, $R_0 \simeq R$ assim, o volume da fratura (V), calculado por (IV.10) coincide com o volume do fluido injetado (V_*).

A solução de Barenblatt pode ser aplicada para meio saturado desde que se substitua σ_v por σ_v' e P_0 por ΔP_0 nas expressões, onde:

$$\Delta P_0 = P_0 - u \dots\dots\dots (IV.14)$$

sendo,

σ'_v = Tensão efetiva vertical do meio na profundidade da fratura

u = Tensão do líquido intersticial no meio (pressão neutra)

Para a condição de extremidade tem-se:

$$1 - \frac{\sigma'_v}{\Delta P_0} = \sqrt{1 - \alpha^2} \dots \dots \dots (IV.15)$$

Le Tirant & Dupuy^{4 6} citam que para $\alpha > 0,90$ e para um mesmo valor de R_0 , a espessura da fratura na hipótese de meio saturado não difere de 1 ou 2% da espessura correspondente ao caso de meio seco.

Comparando as espessuras máximas das fraturas calculadas por Sneddon (W_{0S}) e por Baranblatt (W_{0B}), tem-se:

(IV.1) dividido por (IV. 9)

$$\frac{W_{0S}}{W_{0B}} = \frac{(P_0 - \sigma'_v)}{P_0} \frac{1}{\alpha \arccos \alpha} \dots \dots \dots (IV.16)$$

(IV.8) em (IV.16)

$$\frac{W_{0S}}{W_{0B}} = \frac{\sqrt{1 - \alpha^2}}{\alpha \arccos \alpha} = \frac{A(\alpha)}{B(\alpha)} \dots \dots \dots (IV.17)$$

A Figura (IV.5) apresenta a variação de $A(\alpha)$ e $B(\alpha)$ para $0,8 < \alpha < 1$.

$$\text{quando } \alpha \rightarrow 1 \Rightarrow \frac{W_{0S}}{W_{0B}} \simeq 1$$



Figura IV.3-Forma da Extremidade da fratura

(a) - segundo a Teoria da Elasticidade

(b) - segundo Barenblatt

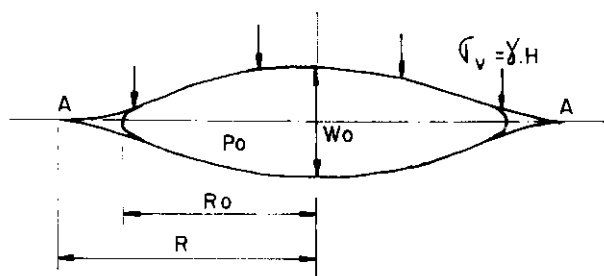


Figura IV.4-Seção Reta, plano (XoZ) da Fratura Horizontal da Solução de Barenblatt¹¹ (1956).

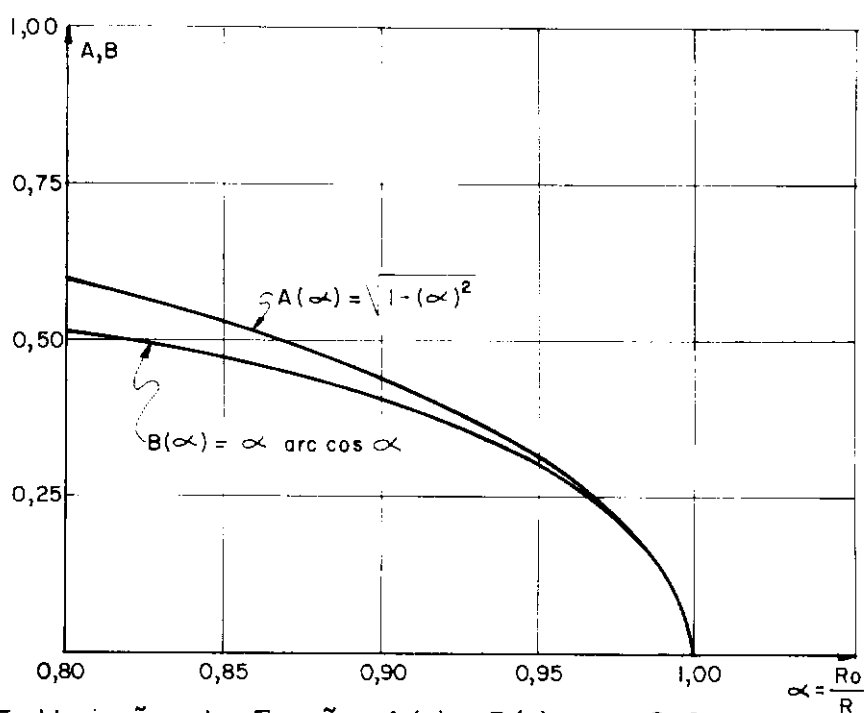


Figura IV.5-Variações das Funções $A(\alpha)$ e $B(\alpha)$ para $0,8 < \alpha < 1$

Comparando os volumes das fraturas calculadas por Sneddon (V_S) e por Barenblatt (V_B), tem-se:

(IV.3) dividido por (IV.10)

$$\frac{V_S}{V_B} = \frac{(P_0 - \sigma_v)}{P_0} \frac{1}{3 \phi(\alpha)}, \dots\dots\dots (IV.18)$$

(IV.8) em (IV.17)

$$\frac{V_S}{V_B} = \frac{\sqrt{1 - \alpha^2}}{3 \phi(\alpha)}, \dots\dots\dots (IV.19)$$

Quando $\alpha \rightarrow 1 \Rightarrow \frac{V_S}{V_B} \simeq 1$

Conforme as comparações acima, pode ser visto que para valores práticos de α , as duas soluções tendem a valores bastante próximos, ou seja, a forma adotada por Barenblatt tende a forma de um elipsóide de revolução (solução de Sneddon) e seu volume (V) coincide com o volume de fluido injetado (V_*) podendo ser calculado por (IV.4), como:

$$V_B \simeq V_S = \frac{2}{3} \pi W_0 R^2, \dots\dots\dots (IV.20)$$

IV.2.1b. Distribuição Não Uniforme da Pressão na Fratura

A fratura é admitida de se desenvolver com o fluido injetado em regime dinâmico, ou seja, as soluções levam em conta as perdas de carga devido ao atrito entre o fluido e as paredes da fratura.

A vazão (Q) do fluido na fratura é admitida constante.

(A) Solução de Perkins-Kern^{46, 53, 54}

Perkins & Kern (1961) admitiram a forma de fratura da

solução de Sneddon. Porém, para o cálculo da distribuição de pressões, foi suposto fluxo radial do fluido numa fratura de espessura constante (W_e), cujo volume seja igual ao da fratura da solução de Sneddon.

de (IV.3)

$$V = \frac{2}{3} \pi W_0 R^2 = \pi R^2 W_e \dots W_e = \frac{2}{3} W_0 \dots \dots \dots (IV.21)$$

Com a distribuição de pressões calculada, os autores substituem por uma pressão média equivalente, chegando à seguinte expressão:

$$W_0 = 0,22 \left[\frac{Q\eta R}{E} (1-\nu^2) \right]^{1/4}, \dots \dots \dots (IV.22)$$

com:

W_0 em polegadas

Q em bbl/min

η viscosidade do fluido injetado em cP

R em pés

E em p.s.i.

Transformando para unidades coerentes*

$$W_0 = 1,7 \left[\frac{Q\eta R}{E} (1-\nu^2) \right]^{1/4}, \dots \dots \dots (IV.23)$$

com:

W_0 em metros

Q em m^3/s

η em kgf. s/cm²

R em metros

E em kgf/cm²

* Uma tabela de Fatores de Conversão de unidades é apresentada no apêndice ao final do trabalho.

Os autores deduziram a expressão (IV.22) para fraturas consideradas profundas ($R < 4/3 H$), em que o meio sofre compressão na vizinhança da fratura sem que a superfície apresente levantamento de camada (Figura IV.6). Também foi desenvolvida uma solução, na hipótese de fraturas consideradas superficiais..... ($R \geq 4/3 H$) em que, com o fraturamento, ocorre um levantamento de camada notado à superfície (Figura IV.7). Como na área da Indústria de Petróleo se trabalha com vazões muito elevadas e por conseguinte as fraturas se apresentam com espessuras e extensões de ordens bastante elevadas, no caso de pequenas profundidades, a solução para $R \geq 4/3 H$ se mostra bastante viável. Porém, para a vazão que está sendo utilizada nas injeções de Balbina e devido às profundidades de trabalho, a solução para $R < 4/3 H$ se mostra como a única de interesse, razão pela qual não será apresentada a solução para fraturas superficiais.

Voltando à expressão (IV.23) e utilizando a expressão (IV.3), pode-se calcular $W_0 = f(V)$ e $R = f(V)$ por

$$W_0 = 1,48 \left\{ \left[\frac{Q\eta (1-\nu^2)}{E} \right]^2 V \right\}^{\frac{1}{9}} \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$R = 0,57 \left[\frac{E V^4}{Q\eta (1-\nu^2)} \right]^{\frac{1}{9}} \dots\dots\dots (IV.25)$$

Com os parâmetros acima nas unidades da expressão (IV.23) e V em metros cúbicos.

(B) Solução de Zheltov-Zheltov^{4 3, 4 6}

Zheltov & Zheltov (1959), supuseram que a forma da fratura não se modifica quando se substitui a distribuição real de pressões por uma pressão uniforme equivalente (P_e), ou seja, uma pressão cujas forças exercidas nas paredes da fratura e momentos em relação ao eixodo furo sejam idênticos ao da distribuição real.

Foi admitida a forma da fratura da solução de Barenblatt, e a distribuição real foi calculada considerando um escoamento

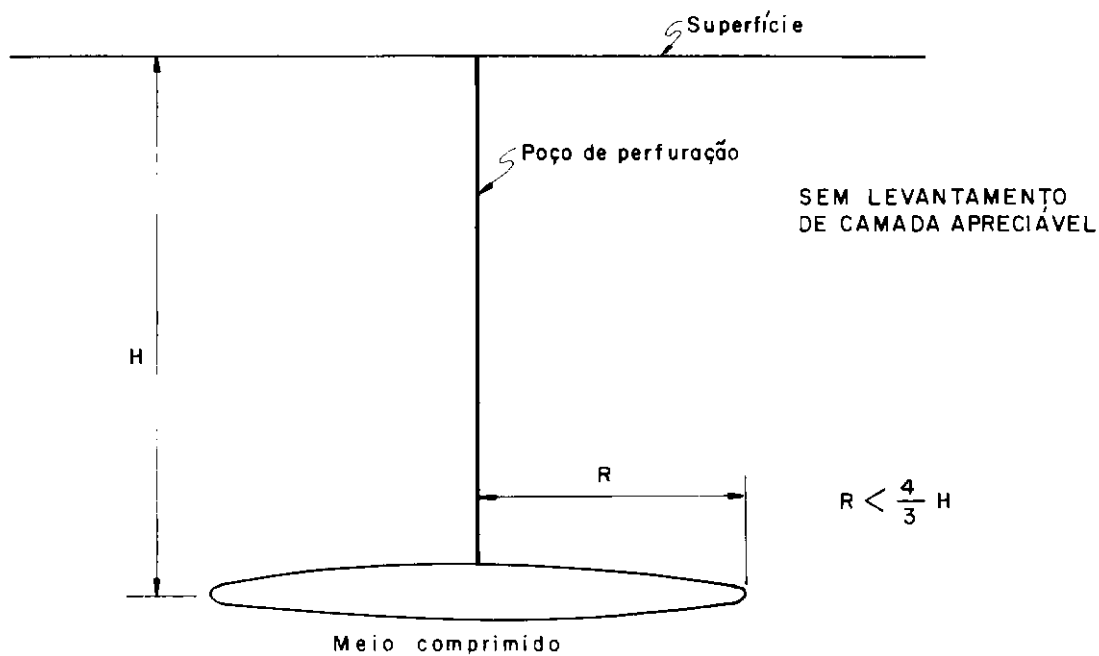


Figura IV. 6 – Fratura Horizontal Profunda, Segundo Perkins & Kern¹³ (1961).

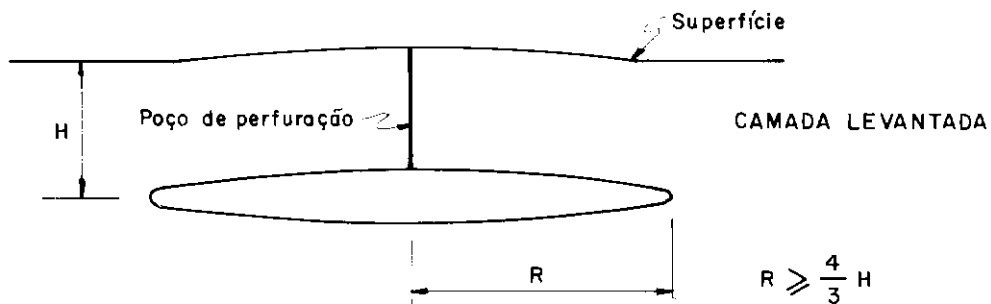


Figura IV. 7 – Fratura Horizontal Rasa, Segundo Perkins & Kern¹³ (1961)

radial do fluido entre duas placas circulares de faces paralelas afastadas de W chegando à seguinte expressão de perda de carga:

$$\Delta P = - \frac{6}{\pi} \frac{Q\eta}{W^3} \frac{\Delta r}{r}, \dots\dots\dots (IV.26)$$

Na Figura (IV.8), estão representadas esquematicamente a distribuição real (P_0) e a distribuição equivalente (P_e).

Os autores, levando em conta a pressão do fluido intersticial do meio (u) consideraram:

$$\Delta P_0 = P_0 - u, \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$\Delta P_e = P_e - u, \dots\dots\dots (IV.27)$$

Da expressão (IV.26) é definido um parâmetro adimensional

$$A = \frac{6 Q\eta}{\pi \Delta P_0 W_0^3} \dots\dots\dots (IV.28)$$

Aplicando a expressão (IV.27) em (IV. 9), tem-se

$$W_0 = \frac{8(1-v^2)}{\pi E} \Delta P_e R \alpha \arccos \alpha \dots\dots\dots (IV.29)$$

Assim
$$\Delta P_e = \frac{W_0 \pi E}{8(1-v^2) R \alpha \arccos \alpha} \dots\dots\dots (IV.30)$$

Na expressão (IV.28) multiplicando e dividindo por P_e tem-se:

$$A = \frac{6 Q\eta}{\pi \Delta P_0 W_0^3} \frac{\Delta P_e}{\Delta P_e} \dots\dots\dots (IV.31)$$

Aplicando (IV.30) no denominador de (IV.31) tem-se:

$$A = \frac{48 Q\eta \lambda (1-v^2) R \alpha \arccos \alpha}{\pi^2 E W_0^4} \dots\dots\dots (IV.32)$$

onde $\lambda = \frac{\Delta P_e}{\Delta P_0} \dots\dots\dots (IV.33)$

Tirando W_0 da expressão (IV.32), tem-se:

$$W_0 = \frac{48 \lambda (1-\nu^2)}{\pi^2 A} \frac{Q \eta R}{E} \alpha \arccos \alpha \dots\dots\dots (IV.34)$$

Assim $W_0 = K \left(\frac{Q \eta R}{E} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.35)$

onde $K = \left[\frac{48 \lambda (1-\nu^2)}{\pi^2 A} \alpha \arccos \alpha \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.36)$

Os autores fornecem valores numéricos do parâmetro adimensional K para $0,8 < \alpha < 0,99$ em seu artigo original ou na tradução feita pelo Instituto Francês do Petróleo (IFP)*.

Para valores práticos de α (próximos da unidade), a distribuição equivalente (ΔP_e) é aproximadamente igual à distribuição real (ΔP_0) e a expressão (IV.24) se torna:

$$W_{0Z} = \frac{8 (1-\nu^2) \Delta P_0}{\pi E} R \alpha \arccos \alpha \text{ quando } \alpha \rightarrow 1 \dots\dots\dots (IV.37)$$

Comparando a expressão acima com a expressão (IV.1) de Sneddon, tem-se a seguinte relação entre espessuras:

$$\frac{W_{0S}}{W_{0Z}} = \frac{(P_0 - \sigma_v)}{\Delta P_0} \frac{1}{\alpha \arccos \alpha} \dots\dots\dots (IV.38)$$

* Zheltov, Y.V. & Zheltov, Y.P. "Propagação de uma fissura horizontal numa rocha sob a ação de um líquido não filtrante, no caso de uma pressão constante no meio sobrejacente". Izvest. Akad. Nauk. S.S.S.R., Otdel. Tekh. Nauk., (1959), vol. 5, p. 166-169 (em russo) ou tradução IFP referência nº 7491 (em francês).

(IV.14) em (IV.38)

$$\frac{W_{0S}}{W_{0Z}} = \frac{(P_0 - \sigma_v)}{P_0 - u} \frac{1}{\alpha \arccos \alpha} \dots\dots\dots (IV.39)$$

(IV.15) em (IV.39)

$$\frac{W_{0S}}{W_{0Z}} = \frac{\sqrt{1-\alpha^2}}{\alpha \arccos \alpha} \dots\dots\dots (IV.40)$$

Quando $\alpha \rightarrow 1 \Rightarrow \frac{W_{0S}}{W_{0Z}} \simeq 1$

Em termos de volume a fratura de Zheltov - Zheltov é definida pela expressão (IV.10) com a pressão ΔP_0 .

$$V_Z = \frac{16 (1 - \nu^2) \Delta P_0 R^3}{E} \phi(\alpha) \dots\dots\dots (IV.41)$$

Relacionando com o volume de fratura definido por Sneddon (expressão IV.3), tem-se:

$$\frac{V_S}{V_Z} = \frac{P_0 - \sigma_v}{\Delta P_0 3 \phi(\alpha)} \dots\dots\dots (IV.42)$$

(IV.14) em (IV.42)

$$\frac{V_S}{V_Z} = \frac{(P_0 - \sigma_v)}{(P_0 - u) 3 \phi(\alpha)} \dots\dots\dots (IV.43)$$

(IV.15) em (IV.43)

$$\frac{V_S}{V_Z} = \frac{\sqrt{1-\alpha^2}}{3 \phi(\alpha)} \dots\dots\dots (IV.44)$$

Quando $\alpha \rightarrow 1 \Rightarrow \frac{V_S}{V_Z} \simeq 1$

Logo, quando $\alpha \rightarrow 1$, a forma de fratura tende para a forma de um elipsoide de revolução (solução de Sneddon).

Neste caso limite ($\alpha \geq 0,98$) os autores propuseram uma relação prática para o cálculo do desenvolvimento da fratura, que fornece o valor da pressão real na fratura (considerada igual à pressão equivalente) em função do tempo.

$$\left(\frac{P_0 - \sigma_v}{E} \right)^3 \frac{P_0 - \sigma_v}{\Delta P_0} = 0,0463 \frac{(1 + \nu^2)^2}{E} \frac{Q\eta}{V} \dots (IV.45)$$

sendo

$$V = Qt, \text{ pois quando } \alpha \rightarrow 1 \Rightarrow V_* \approx V$$

Os parâmetros acima entram na expressão em unidades coerentes, por exemplo:

$P_0, \sigma_v, \Delta P_0$ e E em kgf/cm^2

Q em m^3/s

η em kgf.s/cm^2

V em m^3

t em s

Assim, os valores de W_0 e R , podem ser estimados a partir do valor de P_0 da expressão (IV.45), aplicando em (IV.5) e (IV.6) respectivamente.

(C) Solução de Geertsma-de Klerk³³

Geertsma & de Klerk (1969) admitiram, no cálculo da distribuição de pressões, uma fratura com espessura constante (W_e) para $0 < r < R_0$ onde toda a distribuição se processa, a partir daí consideraram a pressão na fratura como nula. A espessura cons-

tante (W_e) admitida é a mesma da solução de Perkins & Kern, que considera uma fratura cujo volume é igual ao da fratura de Sneddon.

$$W_e = \frac{2}{3} W_0, \dots\dots\dots (IV.21)$$

A Figura (IV.9) apresenta a forma da fratura, em que se pode notar a condição de extremo suposta por Barenblatt. Embora a Figura apresente o raio do furo (r_w), na teoria o seu valor é desprezado em relação ao raio de fratura (R).

Os autores chegaram à seguinte expressão para a espessura W_0 .

$$W_0 = 2,15 \left[\frac{Q\eta R(1-\nu)}{G} \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.46)$$

$$W_r = W_0 \sqrt{1 - \frac{r}{R}} \dots\dots\dots (IV.47)$$

onde $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (IV.48)$

sendo G - módulo cisalhante

(IV.48) em (IV.46)

$$W_0 = 2,56 \left[\frac{Q\eta R(1-\nu^2)}{E} \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.49)$$

Devido às condições de extremidade tem-se:

$$1 - \frac{R_0}{R} = \frac{2}{15} \frac{G}{R} \sqrt[3]{\frac{\eta Q}{\sigma_v^4}} \dots\dots\dots (IV.50)$$

A expressão (IV.46) é válida somente para

$$\sqrt{\frac{\eta Q G^3}{\sigma_v^4 R^3}} \leq 0,05 \dots\dots\dots (IV.51)$$

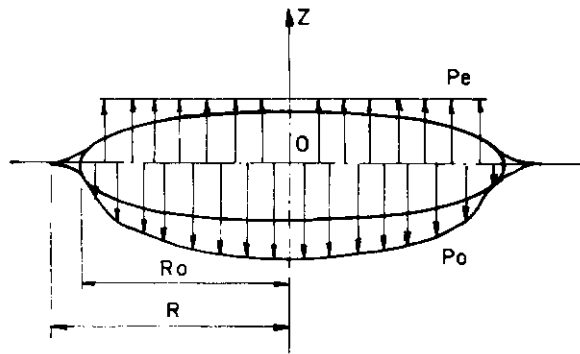


Figura IV.8 - Seção Reta (plano XoZ) da Fratura Horizontal da Solução de Zheltov-Zheltov¹¹ (1959), com a Distribuição Real de Pressão do Fluido (P_o) e a Distribuição Equivalente (P_e).

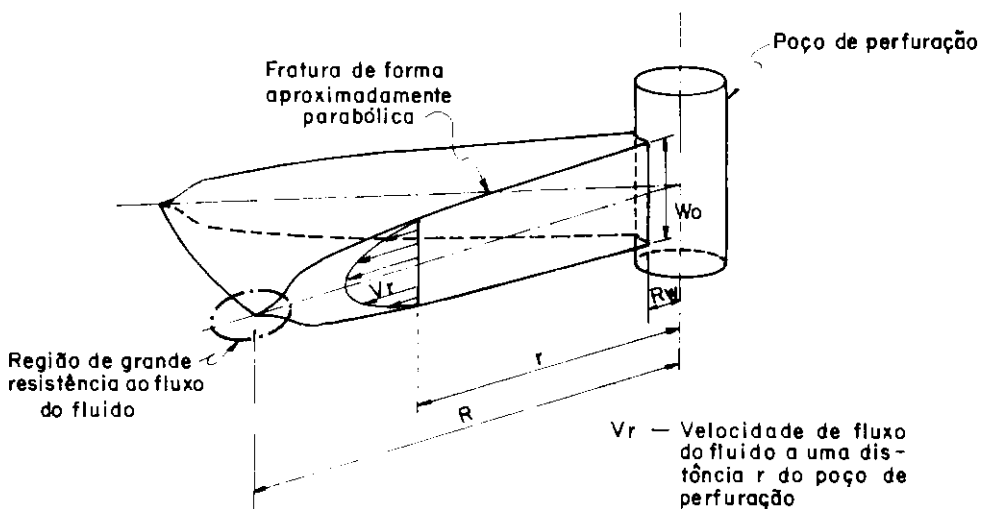


Figura IV.9 - Seção Esquemática da Fratura Horizontal da Solução de Geerstma-de Klerk⁵ (1969)

(IV.51) em (IV.50)

$$\alpha = \frac{R_0}{R} \geq 0,9819 \approx 0,98 \dots \dots \dots (IV.52)$$

O volume da fratura em qualquer tempo é dado por

$$V = \frac{8\pi}{15} W_0 R^2 \dots \dots \dots (IV.53)$$

Como $\alpha \geq 0,98$, pode ser admitido que o volume da fratura (V) seja igual ao volume do fluido injetado (V_*).

Aplicando (IV.49) em (IV.53), tem-se:

$$R = 0,52 \left[\frac{E V^4}{Q\eta(1-v^2)} \right]^{\frac{1}{9}} \dots \dots \dots (IV.54)$$

(IV.54) em (IV.53)

$$W_0 = 2,18 \left\{ \left[\frac{Q\eta(1-v^2)}{E} \right]^2 V \right\}^{\frac{1}{9}} \dots \dots \dots (IV.55)$$

Nota: A Figura (IV.10) apresenta uma comparação entre as espessuras máximas calculadas pelas soluções de Perkins - Kern, Zheltov-Zheltov e Geertsma - de Klerk para $0,8 \leq \alpha < 1$, e $v = 0,15$. Pode-se notar que a solução de Geertsma - de Klerk (válida para $\alpha > 0,98$), apresenta resultados 39% maiores que os de Perkins - Kern, e que quando $\alpha > 0,995$ a solução de Zheltov-Zheltov tende rapidamente a valores superiores às duas soluções.

Segundo autores como Le Tirant & Dupuy⁴⁶, a solução de Perkins - Kern se mostra bastante conservativa para valores práticos de α , comparando com resultados fornecidos em certos tratamentos por fraturamento hidráulico observados no campo, em que as dimensões das partículas dos agentes de sustentação* injetados são maiores que a espessura máxima citada pela solução de Perkins - Kern.

* Agentes de sustentação são materiais granulares empregados em tratamento de estimulação de poços de produção de Petróleo. Na profundidade da zona de óleo, após início do fraturamento os agentes de saturação são injetados em suspensão no fluido, fazendo com que ao final do tratamento a fratura se mantenha aberta, formando assim uma camada permeável para facilitar a posterior extração do Petróleo.

IV.2.2. Fratura Vertical

IV.2.2a. Distribuição Uniforme da Pressão na Fratura

A propagação da fratura é suposta num meio infinito, com o fluido injetado em regime estático.

(A) Solução de Sneddon^{46, 53, 54}

Sneddon (1946) admitiu a mesma forma de fratura de sua solução para fraturamento horizontal, ou seja, a forma de um elipsóide de revolução (Figura IV.11), porém com o eixo maior na direção vertical e atuando a tensão horizontal (σ_h), que é a tensão perpendicular ao plano da fratura.

$$W_0 = \frac{8 (1-\nu^2) (P_0 - \sigma_h) R}{\pi E} \dots\dots\dots (IV.56)$$

$$W_r = W_0 \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2} = \frac{8 (1-\nu^2) ((P_0 - \sigma_h))}{\pi E} R \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2} \dots\dots (IV.57)$$

$$V = \frac{16 (1-\nu^2) (P_0 - \sigma_h) R^3}{3E} \dots\dots\dots (IV.58)$$

(IV.56) em (IV.58)

$$V = \frac{2}{3} \pi W_0 R^2 \simeq 2,09 W_0 R^2 \dots\dots\dots (IV.59)$$

(IV.59) com R em evidência aplicado em (IV.56)

$$W_0 = 1,46 \left\{ \left[\frac{(1-\nu^2) (P_0 - \sigma_h)}{E} \right]^2 V \right\}^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (IV.60)$$

(IV.60) em (IV.59)

$$R = 0,57 \left[\frac{EV}{(1-\nu^2) (P_0 - \sigma_h)} \right]^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (IV.61)$$

De acordo com as expressões acima, pode ser visto que

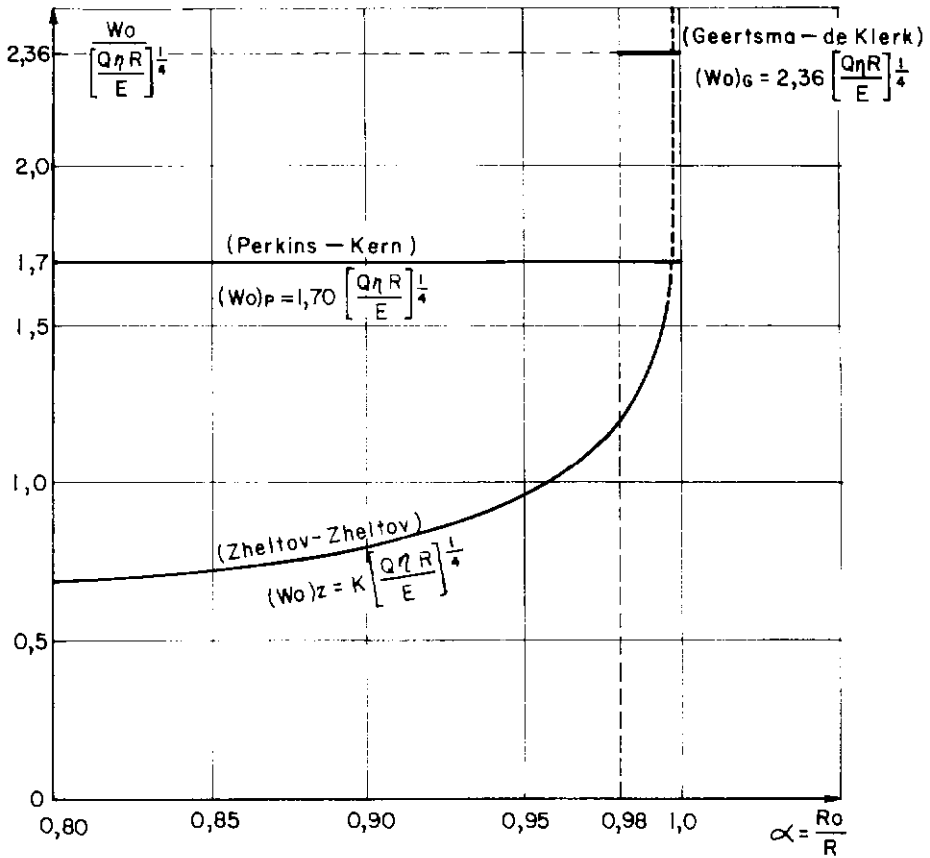


Figura IV. 10 - Comparação entre as espessuras Máximas W_o das Fraturas Horizontais Calculadas pelas Soluções de Perkins-Kern, Zheltov-Zhel'tov e de Geertsma-de Klerk para $\nu = 0,15$.

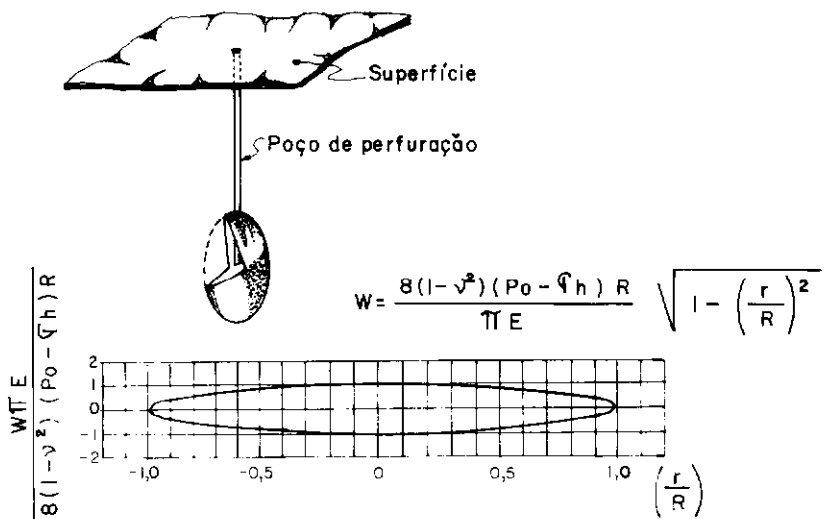


Figura IV. 11 - Forma da Fratura Vertical da Solução de Sneddon¹¹ (1946)

o autor admite que a tensão horizontal atuante (σ_h) é constante em toda a altura da fratura ($2R$), o que não corresponde a realidade. Além disso, como ocorre na solução de fratura horizontal, as dimensões independem diretamente da tensão total atuante, e sim da diferença entre a pressão do fluido na fratura (P_0) e a do meio, significando que as dimensões das fraturas independem da profundidade do meio.

(B) Solução de Barenblatt^{1, 4, 6}

Barenblatt (1956) admitiu a mesma hipótese fundamental de cálculo utilizado para o dimensionamento da fratura horizontal, ou seja, o fluido injetado não preenchendo totalmente a fratura, ficando um espaço livre nas extremidades (Figura IV.12), a onde ocorre a queda total da pressão. Sendo a pressão uniforme na região da fratura invadida pelo fluido.

A fratura foi suposta simétrica em relação ao eixo Y, mas com seção no plano XOZ não necessariamente circular.

A condição para que ocorram tensões de tração finitas no contorno da fratura é que:

$$\int_0^L \frac{P(x) dx}{\sqrt{L^2 - x^2}} = 0 \text{ com } P(x) = \begin{cases} P_0 - \sigma_h, & 0 \leq x \leq L_0 \\ -\sigma_h, & L_0 < x \leq L \end{cases}$$

Portanto

$$L = L_0 \left[\sin \frac{\pi}{2} \left(\frac{\sigma_h}{P_0} \right) \right]^{-1} \dots \dots \dots (IV.62)$$

$$\text{para } \alpha = \frac{L_0}{L} \dots \dots \dots (IV.63)$$

$$\alpha = \sin \left(\frac{\pi}{2} \frac{\sigma_h}{P_0} \right) \dots \dots \dots (IV.64)$$

A espessura máxima da fratura (W_0) é dada por

$$W_0 = \frac{8 (1-\nu^2) P_0 L_0}{\pi E} \ln \cotg \frac{\pi \sigma_h}{4 P_0} \dots\dots\dots (IV.65)$$

(IV.62) com L_0 em evidência em (IV.65)

$$W_0 = \frac{8 (1-\nu^2) P_0}{\pi E} L \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \frac{\sigma_h}{P_0} \left(\ln \cotg \frac{\pi \sigma_h}{4 P_0} \right) \dots\dots (IV.66)$$

Baranblatt não definiu a expressão para o volume da fratura, porém em seu trabalho¹, cita que para valores de $\alpha = \frac{L_0}{L}$ próximos da unidade, o que usualmente se tem na prática, a espessura da fratura é aproximadamente constante em toda a região invadida pelo fluido. Assim, pode-se considerar o volume de fluido injetado (V_*) aproximadamente igual ao volume da fratura (V) e admitir que a seção da fratura no plano XOZ seja circular ($L=R$ e $L_0=R_0$), tendo-se

$$V \simeq V_* \simeq \pi W_0 R_0^2 \dots\dots\dots (IV.67)$$

(IV.65) com $L_0 = R_0$ em (IV.67)

$$V = \frac{8 (1-\nu^2) P_0 R_0^3}{E} \ln \cotg \frac{\pi}{4} \frac{\sigma_h}{P_0} \dots\dots\dots (IV.68)$$

(IV.62) com $L = R$ e $L_0 = R_0$ e R_0 em evidência em (IV.68)

$$V = \frac{8 (1-\nu^2) P_0 R^3}{E} \operatorname{sen}^3 \frac{\pi}{2} \frac{\sigma_h}{P_0} \left(\ln \cotg \frac{\pi}{4} \frac{\sigma_h}{P_0} \right) \dots\dots\dots (IV.69)$$

$$R = \frac{1}{2 \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \frac{\sigma_h}{P_0}} \left[\frac{EV}{(1-\nu^2) P_0 \ln \cotg \frac{\pi}{4} \frac{\sigma_h}{P_0}} \right]^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (IV.70)$$

(IV.70) em (IV.66) com $L=R$

$$W_0 = \frac{4}{\pi} \left\{ \left[\frac{(1-v^2) P_0}{E} \ln \cotg \frac{\pi}{4} \frac{\sigma_h}{P_0} \right]^2 V \right\}^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (IV.71)$$

A solução de Barenblatt pode ser aplicada para meio saturado desde que se substitua σ_h por σ'_h e P_0 por ΔP_0 nas expressões.

Para a condição de extremidade tem-se:

$$\alpha = \sen \frac{\pi}{2} \frac{\sigma'_h}{\Delta P_0} \dots\dots\dots (IV.72)$$

Nota: Comparando a espessura máxima da solução de Sneddon (expressão (IV.56) com a de Barenblatt (expressão IV.65) com $L = R$, tem-se:

$$\frac{W_{0S}}{W_{0B}} = \left(\frac{1 - \sigma_h}{P_0} \right) \frac{1}{\sen \frac{\pi}{2} \frac{\sigma_h}{P_0} \left(\ln \cotg \frac{\pi}{4} \frac{\sigma_h}{P_0} \right)} \dots\dots\dots (IV.73)$$

A Figura (IV.13) relaciona as espessuras máximas calculadas pelas duas soluções $0 \leq \frac{R_0}{R} < 1$.

Quando

$$\alpha = \frac{R_0}{R} \rightarrow 1, \text{ da expressão (IV.64)} \Rightarrow \frac{\sigma_h}{P_0} \rightarrow 1$$

Assim

$$\frac{W_{0S}}{W_{0B}} \simeq 0,64$$

ou seja, a espessura máxima calculada pela solução de Barenblatt é 56% maior que a calculada por Sneddon para $\frac{R_0}{R}$ próximo da unidade.

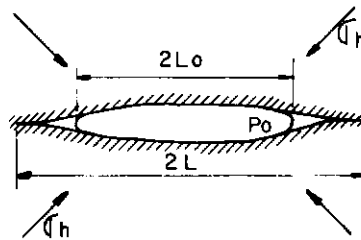


Figura IV. 12 – Seção Reta (plano XoY) da Fratura Vertical da Solução de Barenblatt¹ (1956).

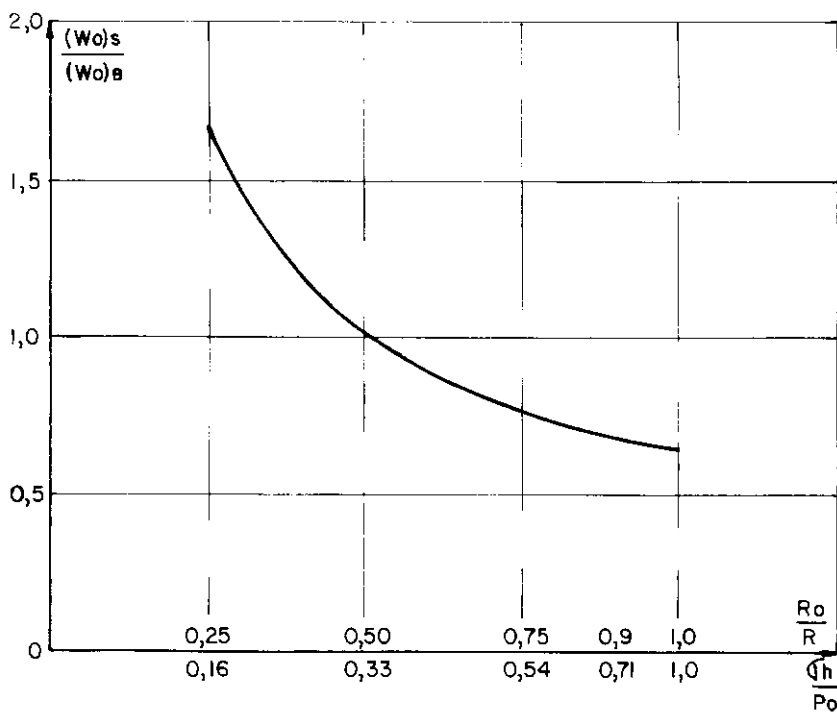


Figura IV. 13 – Variação da Relação Entre as Espessuras Máximas das Fraturas Verticais de Sneddon e Barenblatt.

IV.2.2b. Distribuição não Uniforme da Pressão na Fratura

A fratura é suposta limitada pela altura (h) da formação e a distribuição de pressões leva em conta as perdas de carga devido ao atrito do fluido injetado com as paredes da fratura (fluido em regime dinâmico).

(A) Solução de Perkins-Kern^{46, 53, 54}

Segundo Sneddon, para uma fratura vertical simétrica e limitada por uma altura (h) (Figura IV.14), tem sua espessura em qualquer ponto dada por:

$$W_x = \frac{2(1-\nu^2) (P_x - \sigma_h)h}{E} \dots\dots\dots (IV.74)$$

Sendo:

P_x - pressão na fratura num ponto a distância x do furo.

A fratura tem a forma de um elipsóide de revolução com semi-eixos L , $\frac{W_0}{2}$ e $\frac{h}{2}$

Perkins & Kern (1961) baseados no exposto acima e estimando a queda de pressão na fratura pela equação de Fanning para fluxo laminar, considerando o raio hidráulico da elipse, chegaram à seguinte expressão para a espessura máxima da fratura.

$$W_0 = 0,38 \left[\frac{Q\eta}{E} L (1-\nu^2) \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.75)$$

com

W_0 em polegadas

Q em bbl/min

η em cP

L em pés

E em p.s.i.

Transformando para unidades coerentes

$$W_0 = 2,95 \left[\frac{Q\eta L}{E} (1-v^2) \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.76)$$

Com

W_0 em m

Q em m^3/s

η em $kgf.s/cm^2$

L em m

E em kgf/cm^2

O volume da fratura(V) é igual ao do fluido injetado (V_*) e expresso por:

$$V = \frac{4}{3} \pi L \frac{W_0}{2} \frac{h}{2} = \frac{\pi}{3} L W_0 h \dots\dots\dots (IV.77)$$

(IV.76) em (IV.77)

$$L = 0,41 \left[\frac{E V^4}{Q \eta h^4 (1-v^2)} \right]^{\frac{1}{5}} \dots\dots\dots (IV.78)$$

(IV.78) em (IV.77)

$$W_0 = 2,35 \left[\frac{Q \eta V (1-v^2)}{E h} \right]^{\frac{1}{5}} \dots\dots\dots (IV.79)$$

(B) Solução de Zheltov-Kristianovitch^{4 2 , 4 3 , 4 6}

Zheltov & Kristianovitch (1955) apresentaram uma solução aproximada para uma fratura assimétrica se propagando em meio elástico, considerando que o fluido injetado não penetra até a extremidade da mesma, devido a sua alta viscosidade (Figura IV.15).

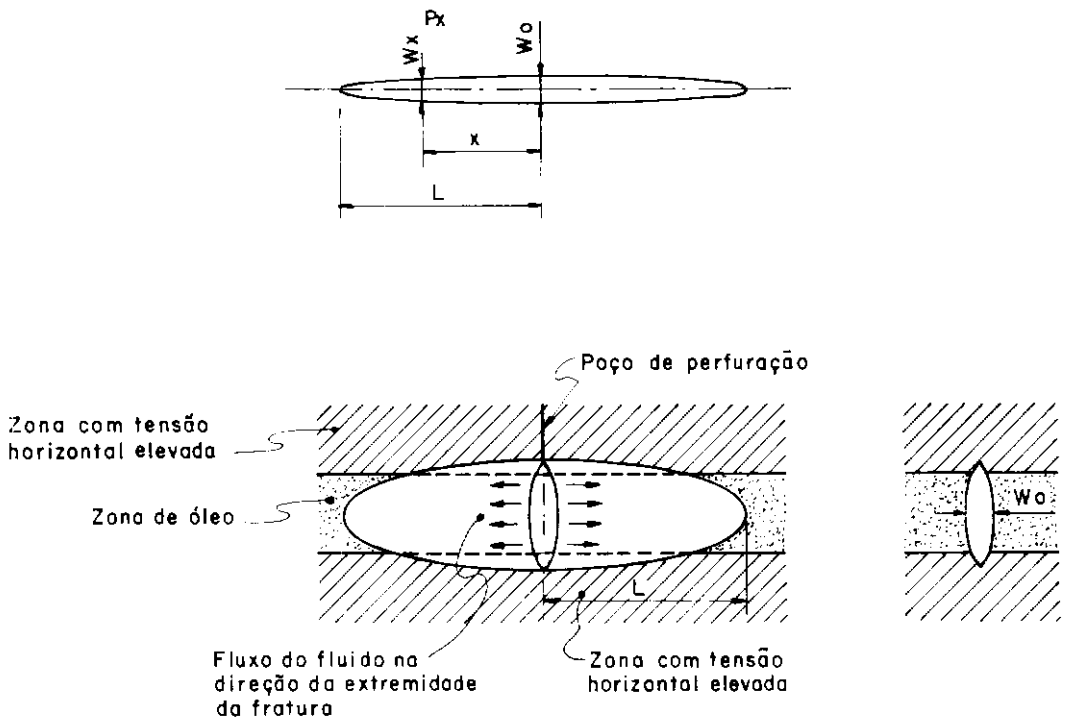


Figura IV. 14 – Forma da Fratura Vertical Limitada da Solução de Perkins-Kern (1961)

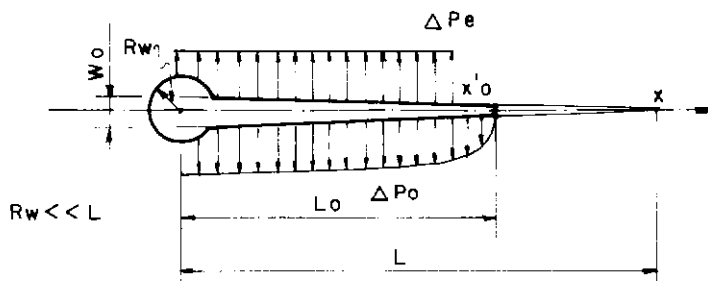


Figura IV. 15 – Forma da Fratura Vertical Assimétrica da Solução de Zheltov-Kristianovitch (1955), Com a Distribuição Real de Pressão do Fluido ($\Delta P_o = P_o - u$) e a Distribuição Equivalente ($\Delta P_e = P_e - u$)

A distribuição real de pressões na fratura (ΔP_0) foi calculada considerando perdas de carga idênticas às que ocorrem no escoamento laminar de um fluido Newtoniano entre duas lâminas de faces paralelas. Posteriormente substituíram a distribuição real, por uma distribuição de pressões uniforme equivalente (ΔP_e) sobre uma fração da extensão da fratura. Devendo tal distribuição atender às condições de momento em relação ao eixo do furo e forças que se exercem na parede da fratura, idênticos ao da distribuição real.

A fratura foi admitida de seção reta uniforme em toda a altura (h), que corresponde à altura da formação.

A expressão para a espessura máxima da fratura é:

$$W_0 = B \left(\frac{Q\eta L^2}{Eh} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.80)$$

com

$$B = \left[\frac{12 \alpha_0}{(1+\nu^2) K \beta A} \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.81)$$

Sendo α_0 , K, β e A coeficientes que dependem da forma da fratura e são dados em função do parâmetro auxiliar θ_0 (Figura IV.16).

$$\theta_0 = \arccos \frac{L_0}{L} \dots\dots\dots (IV.82)$$

O volume da fratura é dado por

$$V = W_0 h L \tau \dots\dots\dots (IV.83)$$

Para valores de $\frac{L_0}{L}$ próximos da unidade, o volume da fratura (V) é aproximadamente igual ao volume injetado (V_*) assim:

$$V \simeq V_* = W_0 h L \tau_* \dots\dots\dots (IV.84)$$

onde τ_* é um parâmetro adimensional também dado em função do parâmetro θ_0 (Figura IV.16).

Os autores também apresentaram a seguinte expressão para a espessura máxima.

$$W_0 = \frac{\alpha_0}{(1+\nu^2)} \frac{\sigma_h L}{E} \dots\dots\dots (IV.85)$$

Para

$$\frac{L_0}{L} \geq 0,98 \Rightarrow \theta_0 \rightarrow 0 \text{ e}$$

$$\Delta P_e \simeq \Delta P_0$$

$$\alpha_0 \simeq \frac{\Delta P_0 - \sigma_h}{\sigma_h}$$

$$\tau_* = 0,7 \text{ (Figura IV.18)}$$

Assim

$$V = 0,7 W_0 h L \dots\dots\dots (IV.86)$$

$$W_0 = \frac{(\Delta P_0 - \sigma_h) L}{E(1+\nu^2)} \dots\dots\dots (IV.87)$$

(IV.87) em (IV.86)

$$V = \frac{0,7}{(1+\nu^2)} \frac{(\Delta P_0 - \sigma_h)}{E} h L^2 \dots\dots\dots (IV.88)$$

Assim

$$L = 1,20 \left[\frac{EV(1+\nu^2)}{(\Delta P_0 - \sigma_h) h} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (IV.89)$$

(IV.89) em (IV.87)

$$W_0 = 1,20 \left[\frac{V (\Delta P_0 - \sigma_h)}{Eh(1+\nu^2)} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (IV.90)$$

No caso de $\frac{L_0}{L} \geq 0,98$, os autores propuseram uma relação prática para o cálculo do desenvolvimento da fratura que for

nece o valor de ΔP_0 ($\approx \Delta P_e$) em função do tempo.

$$\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} \left(\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} - 1 \right)^3 = 84,0 \frac{(1 + v^2)^2}{\sigma_h} \left(\frac{E}{\sigma_h} \right)^2 \frac{Q\eta}{V} \dots\dots\dots (IV.91)$$

sendo

$$V = Qt, \text{ pois para } \frac{L_3}{L} \geq 0,98, V = V_*$$

Com os parâmetros acima em unidades coerentes, por exemplo:

ΔP_0 , σ_v e E em kgf/cm^2

Q em m^3/s

η em kgf.s/cm^2

V em m^3

t em s

Ao contrário do que ocorre no fraturamento horizontal em que $\frac{P_0}{\sigma_v}$, varia muito pouco, $\frac{\Delta P_0}{\sigma_h}$ decresce rapidamente em função do tempo t no fraturamento vertical. A expressão (IV.91) fornece boa aproximação para $\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} < 1,35$.

Como no início do tratamento $\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} \geq 1,35$, só se deve utilizar a expressão após alguns minutos t de injeção (≈ 10 min), onde se espera que a fratura já possua uma forma definida.

(C) Solução de Geertsma - de Klerk³³

Geertsma & de Klerk (1969) calculam a distribuição de pressão na fratura, admitindo o escoamento laminar de fluido viscoso entre duas placas paralelas. Posteriormente admitiram uma pressão média para $0 \leq x \leq R_0$ e pressão nula para $R_0 < x \leq R$, ou

seja, admitindo a condição de extremidade proposta por Barenblatt, que tem como solução a expressão (IV.62).

A forma da fratura está ilustrada na Figura (IV.17) e as expressões para o dimensionamento da mesma, são:

$$W_0 = 2,27 \left[\frac{Q\eta}{G} \frac{L^2}{h} (1-\nu) \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.92)$$

$$W_x = W_0 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2} \dots\dots\dots (IV.93)$$

$$\text{onde } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (IV.48)$$

(IV.48) em (IV.92)

$$W_0 = 2,70 \left[\frac{Q\eta}{Eh} \frac{L^2 (1-\nu^2)}{h} \right]^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (IV.94)$$

Devido às condições de extremidade a teoria é válida para $\frac{L_0}{L} \geq 0,95$.

Os autores admitiram a fratura se propagando simétrica ou assimetricamente em relação ao furo, sendo o volume da fratura dado por:

$$V = \frac{\pi}{2} h L W_0 \text{ (fratura simétrica)} \dots\dots\dots (IV.95)$$

$$V = \frac{\pi}{4} h L W_0 \text{ (fratura assimétrica)} \dots\dots\dots (IV.96)$$

Experiências em laboratório têm demonstrado que a probabilidade de desenvolvimento de fratura vertical assimétrica é muito maior que a simétrica (conforme Le Tirant & Dupuy⁴⁶), e portanto admitindo configuração assimétrica, tem-se:

$$V = \frac{\pi}{4} h L W_0 \dots\dots\dots (IV.96)$$

(IV.94) em (IV.96)

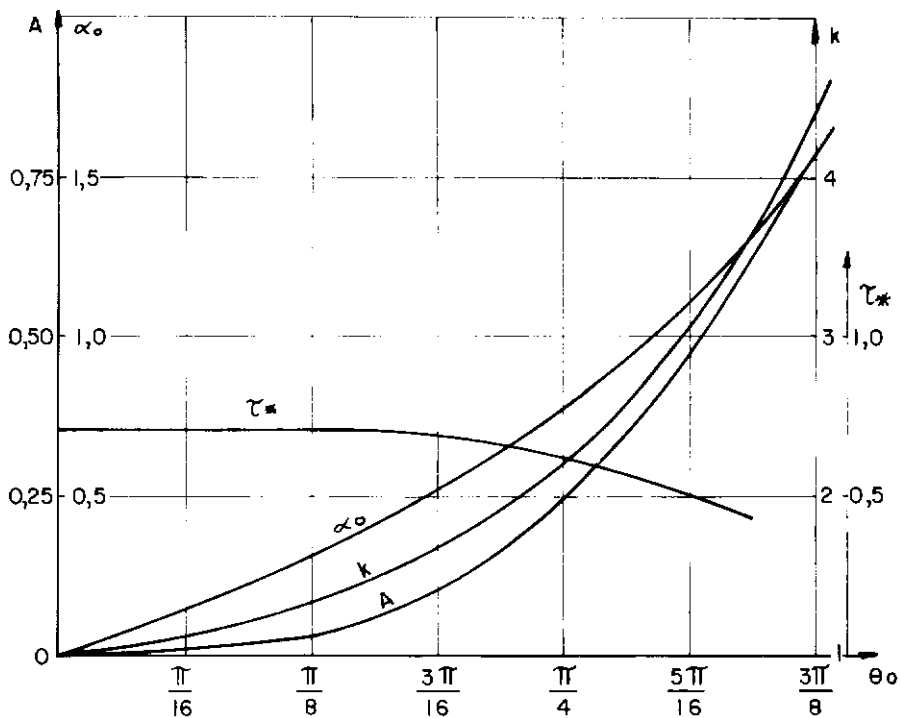


Figura IV.16 - Variação dos Coeficientes A , α_0 , k e τ_* em Função do Parâmetro $\theta_0 = \arccos \frac{L_0}{L}$

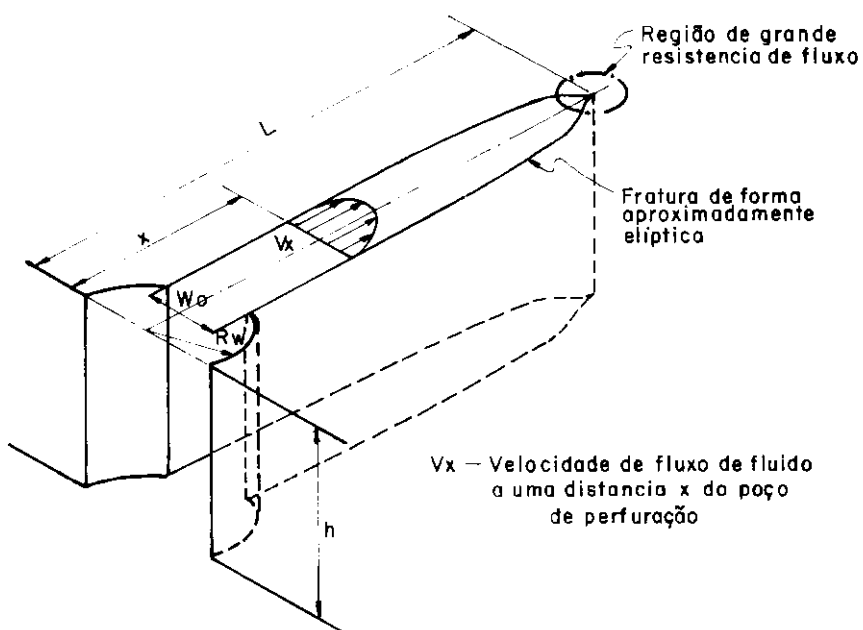


Figura IV.17 - Seção Esquemática da Fratura Vertical da Solução de Geertsma-de Klerk⁵ (1969)

$$L = 0,61 \left[\frac{EV^4}{Q\eta h^3 (1-\nu^2)} \right]^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (IV.97)$$

(IV.97) em (IV.96)

$$W_0 = 2,09 \left[\frac{Q\eta V^2 (1-\nu^2)}{E h^3} \right]^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (IV.98)$$

Nota: A Figura (IV.18) apresenta a relação entre as espessuras de fratura vertical calculadas pelas soluções de Perkins - Kern (W_{0P}) e Zheltov-Kristianovitch (W_{0Z}) em função de $\frac{L_0}{L}$ para diferentes valores de $\frac{L}{h}$ com $\nu = 0,15$. Também é apresentada a relação entre as espessuras máximas calculadas pelas soluções de Geertsma - de Klerk (W_{0G}) e Zheltov - Kristianovitch (W_{0Z}) em função de $\frac{L_0}{L}$ para $0,95 \leq \frac{L_0}{L} < 1$, que é o intervalo de validade da solução de Geertsma - de Klerk com $\nu = 0,15$.

(IV.76) dividido por (IV.80)

$$\frac{W_0}{W_0} \frac{P}{Z} = \frac{2,93}{B} \left(\frac{h}{L} \right)^{\frac{1}{4}} \text{ para } \nu = 0,15 \dots\dots\dots (IV.99)$$

(IV.94) dividido por (IV.80)

$$\frac{W_0}{W_0} \frac{G}{Z} = \frac{2,53}{B} \text{ para } \nu = 0,15 \dots\dots\dots (IV.100)$$

(IV.76) dividido por (IV.94)

$$\frac{W_0}{W_0} \frac{P}{G} = 1,09 \left(\frac{h}{L} \right)^{\frac{1}{4}} \text{ para qualquer valor de } \nu \dots\dots\dots (IV.101)$$

Pode ser observado pela Figura (IV.18) que para uma dada da formação (logo, h fixo), a relação $\frac{W_{0P}}{W_{0Z}}$ decresce com o desenvolvimento da fratura. Na área de $\frac{W_{0P}}{W_{0Z}}$ Petróleo onde se tem a relação $\frac{L}{h}$ muito elevada, a solução de Perkins-Kern fornece valo

res bem inferiores para as espessuras máximas, que as calculadas pela solução de Zheltov-Kristianovitch. Resultados reais de tratamento, tem demonstrado que as espessuras calculadas pela solução de Perkins-Kern são bastante conservativas.

As espessuras máximas calculadas pela solução de Geerstma-de Klerk são aproximadamente 20% inferiores às calculadas pela solução de Zheltov-Kristianovitch, conforme a (Figura IV.18).

A Figura (IV.19) apresenta a relação entre as espessuras máximas calculadas pelas soluções de Perkins - Kern e Geerstma - de Klerk, que independem de v , onde se observa que para resultados correntes na área de Petróleo ($\frac{L}{h}$ elevado), as espessuras calculadas pela solução de Perkins - Kern, se apresentam bem inferiores às calculadas pela solução de Geertsma - de Klerk.

IV.3. HIPÓTESE DO FLUIDO FILTRANTE

Antes de serem apresentadas as soluções de Le Tirant - Dupuy (ou método IFP) e de Geertsma - de Klerk para fluidos filtrantes, alguns aspectos que devem ser levados em consideração quando se admite filtração do fluido pelas paredes da fratura induzida, são importantes de serem comentados.

Admitindo uma vazão constante (Q) do fluido injetado na fratura, tem-se:

$$Q = Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots (IV.102)$$

sendo

Q_1 = vazão efetiva, ou seja a que permite a extensão da fratura.

Q_2 = Vazão do fluido que filtra na formação através das paredes da fratura.

Carter, segundo Howard & Fast³⁶, estudou a filtração do fluido injetado, admitindo as seguintes hipóteses:

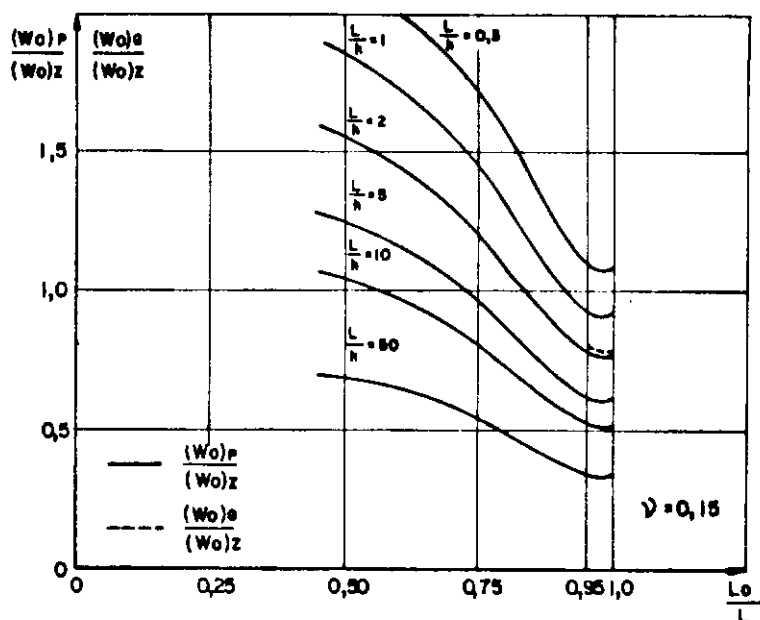


Figura IV.18 — Variação da Relação Entre as Espessuras Máximas das Fraturas Verticais Simétricas da Solução de Perkins-Kern e Assimétricas da Solução de Zheltov-Kristianovitch. E Variação da Relação Entre Espessuras Máximas das Fraturas Verticais Assimétricas da Solução de Geertsma-de Klerk e Zheltov-Kristianovitch.

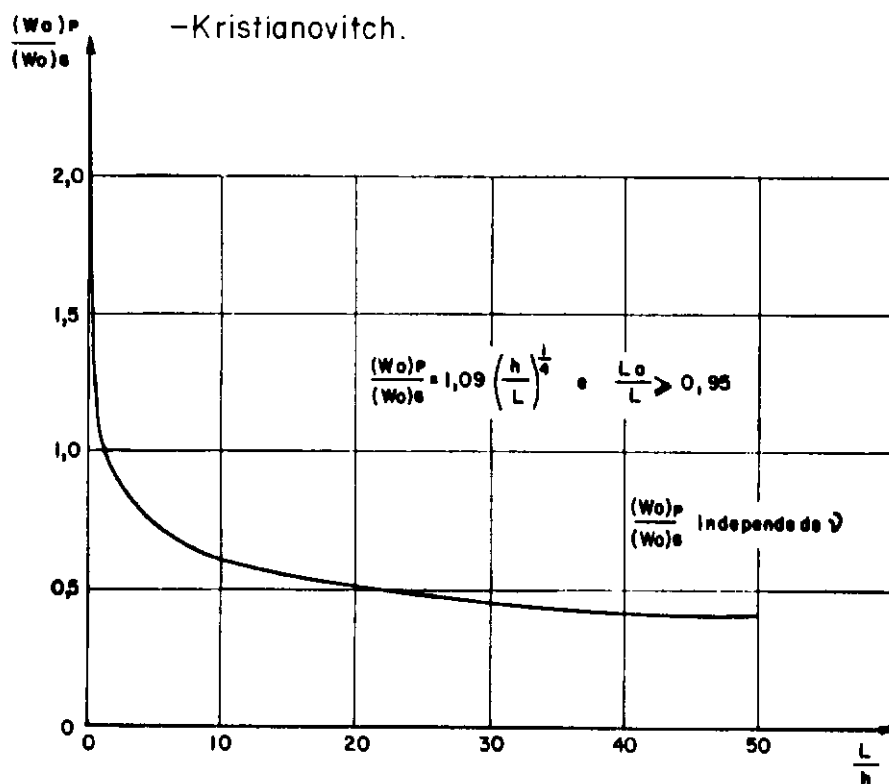


Figura IV.19 — Variação da Relação Entre as Espessuras Máximas das Fraturas Verticais Simétricas da Solução de Perkins-Kern e Assimétricas da Solução de Geertsma-de Klerk.

- a) Fratura com espessura constante
- b) Fluxo do fluido que filtra na formação como linear e perpendicular às paredes da fratura.
- c) Velocidade de filtração (v) em um dado ponto na parede da fratura, depende do intervalo de tempo (Δt) em que este ponto está exposto ao fluido.
- d) A função velocidade ($v(t)$) é a mesma para todos os pontos da formação, entretanto o tempo zero é dado individualmente para cada ponto, no instante em que o fluido alcança o ponto.

Assim,

$$Q_1 = W \frac{dA}{dt}, \dots\dots\dots (IV.103)$$

Sendo

A - Área de uma face da fratura

W - Espessura admitida constante

$$Q_2 = 2 \int_0^{A(t)} v(t) dA, \dots\dots\dots (IV.104)$$

Sendo

v - Velocidade de filtração.

Então, em qualquer instante

$$Q = Q_1 + Q_2 = W \frac{dA}{dt} + 2 \int_0^{A(t)} v(t) dA = cte \dots\dots\dots (IV.105)$$

A solução para a expressão (IV.102) é dada por

$$v(t) = \frac{C}{\sqrt{\Delta t}}, \dots\dots\dots (IV.106)$$

Sendo,

C = Coeficiente de filtração ("Fracturing Fluid Coefficient")
É uma constante assimilável a uma condutância.

$\Delta t = t - \lambda$, Intervalo de tempo de exposição ao fluido, do ponto observado, onde t é o tempo atual e λ o instante em que o ponto entrou em contato com o fluido (ou tempo zero).

O coeficiente de filtração (C), pode ser determinado por

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_I} + \frac{1}{C_{II}} + \frac{1}{C_{III}} \dots \dots \dots (IV.107)$$

Sendo

C_I , C_{II} e C_{III} , coeficientes parciais de filtração que dependem do tipo de mecanismo de fluxo linear envolvido.

Os coeficientes parciais de filtração são analisados abaixo, distintamente.

a) Coeficiente de Filtração C_I

O Coeficiente C_I depende da velocidade do fluido injetado e da permeabilidade intrínseca (K') da formação.

$$C_I = \sqrt{\frac{K' \Delta P_0 n}{2\eta}} \dots \dots \dots (IV.108)$$

Com

$$C_I - \text{em cm}/\sqrt{s}$$

K' - permeabilidade intrínseca da formação em cm^2 .

ΔP_0 - diferença de pressão entre o fluido na parede da fratura (P_0) e o fluido intersticial da formação (u), em kgf/cm^2 .

n - porosidade da formação.

η - viscosidade do fluido injetado, nas condições reais, ou seja, levando em conta a temperatura que o fluido se encontra na fratura, em kgf.s/cm^2 .

Nota:⁴¹ A permeabilidade intrínseca depende apenas do meio poroso e a equação de Darcy para um fluxo uni-direcional é dada por

$$q = K' \frac{\rho g}{\eta} i.A = k i A \dots\dots\dots(\text{IV.109})$$

Sendo

q - vazão do fluido que filtra no meio

K' - permeabilidade intrínseca, absoluta ou específica do meio

ρ - densidade do fluido

g - aceleração da gravidade

η - viscosidade do fluido

i - gradiente hidráulico

A - área de exposição, perpendicular ao fluxo do fluido

K - condutividade hidráulica, ou permeabilidade, como é conhecida em Mecânica dos Solos. Depende do meio poroso e das características do fluido.

Voltando ao coeficiente de filtração C_I , com dados de Howard & Fast³⁶, um exemplo para seu cálculo, pode ser formulado:

$$K = 0,01 \text{ darcy (permeabilidade do meio)}$$

$\Delta P = 1.000 \text{ p.s.i}$ (diferença de pressões esperada no tratamento)

$n = 0,2$ (porosidade do meio)

$\eta_1 = 500 \text{ cP}$ (viscosidade do fluido filtrante).

Transformando as unidades, tem-se:

$$K = 9,66 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

$$\Delta P = 70,307 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_1 = 5,0985 \times 10^{-6} \text{ kgf.s/cm}^2$$

da expressão (IV.109)

$$K = \frac{K' \rho g}{\eta} \dots K' = \frac{K \eta}{\rho g}$$

Como a permeabilidade do meio é referida à água, tem-se:

$$\rho g = 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$$

$$\eta = 1 \text{ cP} = 1,097 \times 10^{-8} \text{ kgf.s/cm}^2$$

$$K' = \frac{9,66 \times 10^{-6} \times 1,0197 \times 10^{-8}}{10^{-3}} = 9,8503 \times 10^{-11} \text{ cm}^2$$

Assim, pela expressão (IV.108)

$$C_I = \sqrt{\frac{9,8503 \times 10^{-11} \times 70,307 \times 0,2}{2 \times 5,0985 \times 10^{-6}}} = 0,0116 \frac{\text{cm}}{\sqrt{\text{s}}}$$

b) Coeficiente de filtração C_{II}

O coeficiente C_{II} depende da viscosidade e da compressibilidade do fluido intersticial da formação. É adotado quando

o fluido injetado tem as mesmas características (propriedades físicas idênticas) do fluido intersticial.

$$C_{II} = \Delta P_0 \sqrt{\frac{K' n c}{\eta \pi}} \text{ em } \frac{\text{cm}}{\sqrt{s}} \dots\dots\dots (IV.110)$$

Com

$$C_{II} - \text{em cm}/\sqrt{s}$$

$$\Delta P_0 - \text{em kgf/cm}^2$$

$$c - \text{compressibilidade do fluido } \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \right)$$

$$\eta - \text{viscosidade absoluta do fluido (kgf.s/cm}^2\text{)}$$

c) Coeficiente de filtração C_{III}

Quando o fluido injetado possui algum aditivo que facilite a filtração ("fluid loss additives") deve-se levar em conta o coeficiente C_{III} , que é determinado experimentalmente através de ensaios de laboratório.

$$C_{III} = \frac{m}{2A_c} \dots\dots\dots (IV.111)$$

Com C_{III} em cm/\sqrt{s}

$$m = \frac{V}{\sqrt{t}}, \text{ coeficiente angular da reta do gráfico volume de filtração acumulado (V) por } \sqrt{t}, \text{ em } \text{cm}^3 \sqrt{s}.$$

$$A_c - \text{é a área de exposição ao fluido, perpendicular ao fluxo (cm}^2\text{)}$$

Obs: Alguns fluidos apresentam no gráfico volume acumulado por \sqrt{t} , um intercepto na origem, ou seja, um volume instantâneo (V_{sp}) no tempo zero de ensaio ("Spurt Loss"). Assim, a equação da reta se torna

$$V = m \sqrt{t} + V_{sp} \dots \dots \dots (IV.112)$$

A expressão da velocidade de filtração, tendo somente o coeficiente C_{III} é:

$$v_{III} = \frac{1}{A_c} \frac{dV}{dt} = \frac{C_{III}}{\sqrt{t}} \dots \dots \dots (IV.113)$$

Assim

$$C_{III} = \frac{\sqrt{t}}{A_c} \frac{dV}{dt} \dots \dots \dots (IV.114)$$

Pode ser observado através da diferenciação da expressão (IV.112) que o volume instantâneo (V_{sp}), por ser uma constante, é eliminado. Assim, o coeficiente C_{III} independe do volume instantâneo (V_{sp}).

Obs: Howard & Fast³⁶ em sua publicação citam procedimentos experimentais para a determinação de C_{III} .

Nota: Como o fluido injetado não apresenta as mesmas características do fluido intersticial e como as soluções teóricas para o dimensionamento da fratura não considerem a influência de aditivos, a determinação do coeficiente de filtração se faz, conhecendo o coeficiente C_I , sendo $C_I = C$.

IV.3.1. Fratura Horizontal

A fratura é suposta se desenvolvendo num meio ilimitado horizontalmente, e a distribuição de pressões é não uniforme devido às perdas de carga por atrito entre o fluido (em regime dinâmico) e as paredes da fratura.

(A) Solução de Le Tirant - Dupuy ou método IFP^{2, 46, 47}

Le Tirant & Dupuy (1967) desenvolveram um método baseado na solução de Zheltov-Zheltov ($0,98 \leq \alpha \leq 1$) introduzindo as hi

póteses de Carter para filtração e admitindo que a fratura se propague telescopicamente (Figura IV.20), para o cálculo da vazão filtrante (Q_2).

Para simplificar a resolução numérica, os autores admitiram que a pressão média equivalente (P_e) é independente da filtração através das paredes da fratura quando o coeficiente de filtração é suficientemente pequeno, e justificaram por:

- a) No início da fratura a relação $\frac{Q_1}{Q_2} \sim 1$, e o valor de Q_2 na formação é geralmente muito baixo para $C \leq 0,01 \text{ cm}/\sqrt{s}$, e assim o problema pode ser admitido sem grande erro como um desenvolvimento da fratura no caso de fluido não filtrante.
- b) À medida que a fratura se propaga, as paredes progressivamente se saturam. Pode ser desprezada sem erro apreciável a vazão Q_2 na vizinhança do poço de perfuração, admitindo que toda a vazão Q injetada se direcione à extremidade da fratura.
- c) Devido à forma da fratura admitida, em que a espessura diminui rapidamente em direção à extremidade (condição de Barenblatt), e como a perda de carga é diretamente proporcional à vazão do fluido injetado e inversamente proporcional ao cubo de espessura da fratura, tem-se localizada na extremidade quase toda a perda de carga da fratura. Os autores admitiram que as perdas de carga são proporcionais à vazão total Q do fluido injetado.

Assim, a expressão (IV.45) pode ser aplicada sem grande erro para o caso de fluido filtrante.

O sistema de equações encontrado, dá o dimensionamento da fratura em qualquer tempo.

$$\left(\frac{P_0 - \sigma_v}{E} \right)^3 \cdot \frac{P_0 - \sigma_v}{\Delta P_0} = 0,0463 \frac{(1 + \nu^2)^2}{E} \frac{Q\eta}{V(i)} \dots\dots\dots (IV.115)$$

$$R = \left(\frac{\pi E V(i)}{16,64 (1 - \nu^2) (P_0 - \sigma_v)} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,57 \left[\frac{EV(i)}{(1 - \nu^2) (P_0 - \sigma_v)} \right]^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (IV.116)$$

$$Q_2 = 2 \sum_{i=1}^{i=n} \pi \rho^2 \left| \frac{\rho_2(i)}{\rho_1(i)} \frac{C}{\sqrt{t - \lambda_{\text{médio}} \rho_2(i)}} \right| \dots \dots \dots (IV.117)$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = \text{cte.} \dots \dots \dots (IV.105)$$

como

$$0,98 \leq \alpha \leq 1, \quad V(i) \simeq V_*(i)$$

$$V(i) = 2,08 W_0 R^2 = V_{i-1} + |Q_1 \cdot \Delta t|_{t=t_{i-1}}^{t=t_i} \dots \dots \dots (IV.118)$$

$$W_0 = \frac{8 (1-v^2) (P_0 - \sigma_v)^2}{\pi E} \dots \dots \dots (IV.1)$$

(IV.4) com R em evidência, em (IV.1)

$$W_0 = 1,46 \left\{ \left[\frac{(1-v^2) (P_0 - \sigma_v)}{E} \right]^2 V(i) \right\}^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots (IV.119)$$

Considerando a contribuição total das n partições, tem-se:

$$\left(\frac{P_0 - \sigma_v}{E} \right)^3 \frac{P_0 - \sigma_v}{\Delta P_0} = 0,0463 \frac{(1 + v^2)^2}{E} \frac{Q\eta}{V} \dots \dots \dots (IV.45)$$

$$V = \int_0^t (Q - Q_2) dt \dots \dots \dots (IV.120)$$

$$R = 0,57 \left[\frac{E}{(1+v^2) (P_0 - \sigma_v)} \right]^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots (IV.6)$$

$$Q_2 = 4\pi \int_0^R \rho \frac{C}{\sqrt{t - \lambda(\rho)}} d\rho \dots \dots \dots (IV.121)$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = \text{cte.} \dots \dots \dots (IV.105)$$

$$V = 2,09 W_0 R^2 \dots \dots \dots (IV.4)$$

$$W_0 = \frac{8 (1-v^2) (P_0 - \sigma_v) R}{\pi E} \dots \dots \dots (IV.1)$$

$$W_0 = 1,46 \left\{ \left[\frac{(1-\nu^2) (P_0 - \sigma_v)}{E} \right]^2 V \right\}^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (IV.5)$$

(B) Solução de Geertsma - de Klerk⁵

Geertsma - de Klerk (1969), introduziram na solução apresentada para fluido não filtrante, as hipóteses de Carter, além de admitirem a contribuição do volume instantâneo por unidade de área (S_p) ("Spurt loss").

A solução para o dimensionamento da fratura é apresentada em forma de ábaco (Figura IV.21), utilizando os seguintes parâmetros auxiliares:

$$K_S = \frac{C \sqrt{t}}{S_p}, \quad K_U = \frac{C \sqrt{t}}{W_0}, \quad K_R = \frac{C R^2}{Q \sqrt{t}} \dots\dots (IV.122)$$

$$K_{\eta_R} = \frac{1}{K_U^8 K_R} = 256,0 \left(\frac{Q}{C^3 \sqrt{t}} \right)^3 \left(\frac{\eta}{Gt} \right)^2 \dots\dots (IV.123)$$

Sendo

t - tempo de injeção

S_p - volume de fluido que filtra no meio por unidade de área de exposição ("Spurt loss"), antes da formação da película que reveste as paredes da fratura ("Filter- Cake") e que rege posteriormente o fluxo de filtração, através de sua permeabilidade.

Entrando no ábaco com os valores de K_S e K_{η_R} , tem-se K_U e K_R , que fornecem os valores de W_0 e R respectivamente.

Pode ser observado no ábaco, uma reta passando pela origem definida para $C = 0$ e $K_S = \infty$, que são condições para hipótese de fluido não filtrante. É definido por:

de (IV.122)

$$\frac{K_R}{K_U} = \frac{R^2 W_0}{Qt} = \frac{R^2 W_0}{V} \dots\dots\dots (IV.124)$$

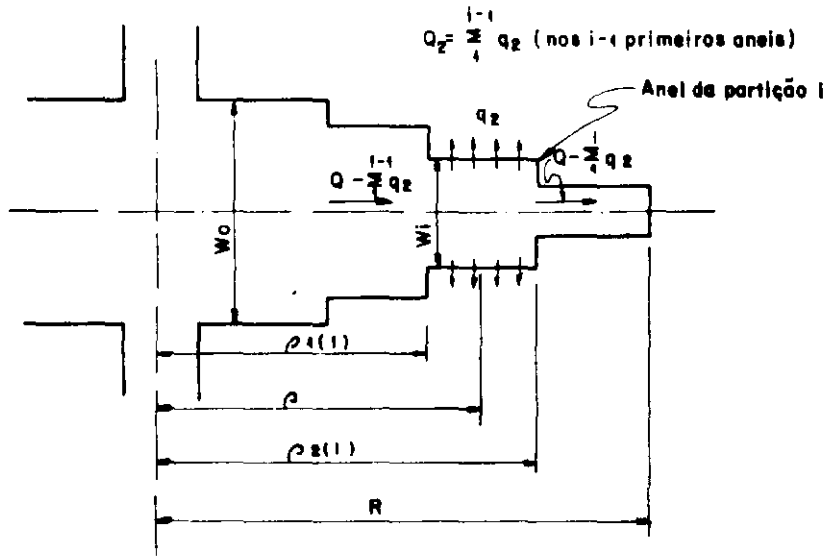


Figura IV.20 - Forma da Fratura Horizontal (telescópica), Admitida pela Solução de Le Tirant-Dupuy^{2 10 11} (1967), para o Cálculo da Vazão de Filtração (Q_2).

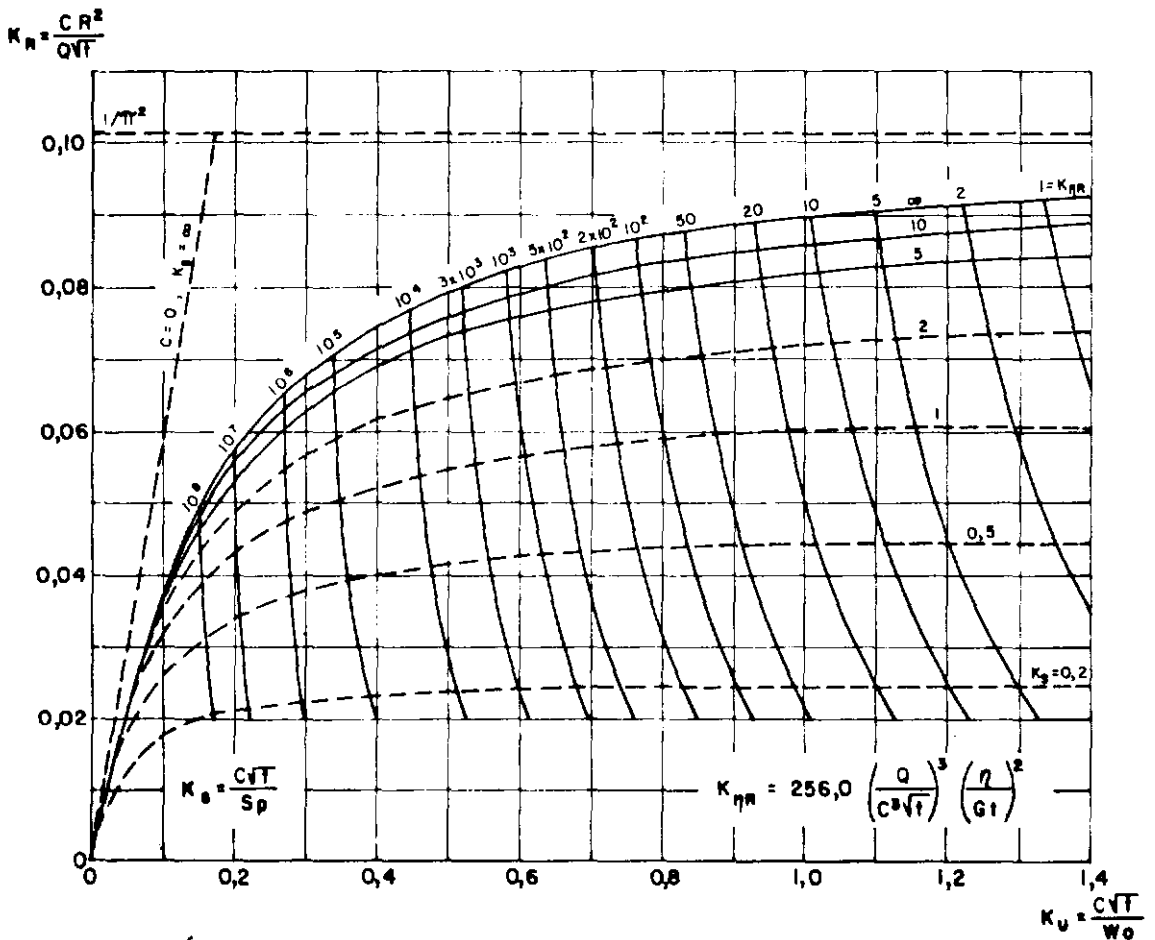


Figura IV.21 - Ábaco para o Dimensionamento da Fratura Horizontal da Solução de Geertsma-de Klerk (1969) para Fluido Filtrante

Assim

$$V = R^2 W_0 \frac{K_U}{K_R} \dots\dots\dots (IV.125)$$

Como $V = \frac{8\pi}{15} W_0 R^2 \dots\dots\dots (IV.53)$

Tem-se

$$\frac{K_U}{K_R} = \frac{8\pi}{15} \dots\dots K_U = \frac{8\pi}{15} K_R \dots\dots\dots (IV.126)$$

Nota: A Figura (IV.22) apresenta uma comparação entre as espessuras máximas (W_0) e raios de fratura (R) calculados pelas soluções de Le Tirant - Dupuy e Geertsma - de Klerk, variando o coeficiente de filtração (C).

Como a solução dos autores franceses não leva em conta S_p ("Spurt loss"), as comparações são feitas para $K_s = \infty$. Os valores escolhidos para o módulo cisalhante (G), coeficiente de Poisson (ν), viscosidade do fluido (η), tempo de injeção (t) e vazão (Q), correspondem a um exemplo fornecido por Baron et al². De acordo com as curvas traçadas, se verifica que as duas soluções fornecem resultados bem próximos entre si, tendo significativas diferenças nos valores calculados da extensão (L), para baixos coeficientes de filtração ($C \rightarrow 0$). Como a solução de Geertsma - de Klerk assume um número bem menor de hipóteses simplificadoras que a de Le Tirant - Dupuy, parece ser a que apresenta resultados mais realísticos.

IV.3.2. Fratura Vertical

A fratura é suposta limitada pela altura (h) da formação, e a distribuição de pressões leva em conta as perdas de carga (fluido em regime dinâmico).

(A) Solução de Le Tirant - Dupuy ou Método do IFP^{2, 46, 47}

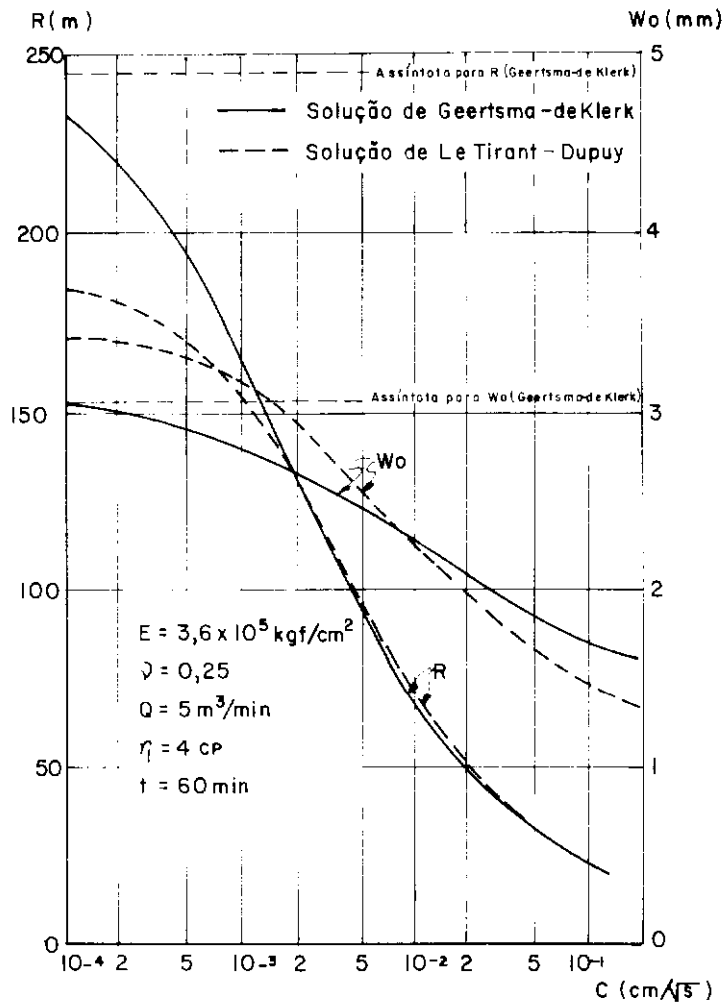


Figura IV.22 – Dimensões da Fratura Horizontal (W_0 e R) das Soluções de Le Tirant-Dupuy^{2 10 11} (1967) e Geertsma-de Klerk³ (1969), em Função do Coeficiente de Filtração (C).

Le Tirant & Dupuy (1967) desenvolveram um método numérico baseado na solução de Zheltov-Kristianovitch, introduzindo as hipóteses de Carter para filtração e admitindo como no caso da fratura horizontal, uma propagação telescópica da fratura no cálculo da vazão filtrante (Q_2). As simplificações feitas para a resolução numérica do dimensionamento da fratura vertical, são as mesmas apresentadas para a fratura horizontal. Como $\frac{\Delta P_0}{\sigma_v}$ decresce muito rapidamente em função do tempo, ao contrário do que ocorre com $\frac{\Delta P_0}{\sigma_v}$ no fraturamento horizontal, a aplicação da solução de Zheltov - Kristianovitch só é válida quando a fratura se encontra numa forma definida, ou seja, após alguns minutos de injeção.

O sistema de equações encontrado dá o dimensionamento da fratura vertical em qualquer tempo.

$$12(1 + v^2)^2 \frac{E^2}{\sigma_h} \frac{1}{\sigma_h} = \frac{A K \alpha_0^2}{\tau_*} \frac{V_*(i)}{Q\eta} \dots\dots\dots (IV.127)$$

$$hL^2 = \frac{1 + v^2}{\alpha_0} \frac{E}{\sigma_h} \frac{V_*(i)}{\tau_*} \dots\dots\dots (IV.128)$$

$$Q_2 = 2h \sum |L| \frac{L_2(i)}{L_1(i)} - \frac{C}{\sqrt{t - \left| \lambda \right| \frac{L_2(i)}{L_1(i)}}} \dots\dots\dots (IV.129)$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = \text{cte} \dots\dots\dots (IV.105)$$

$$V_*(i) = V_{*(i-1)} + \left| Q_1 \Delta t \right|_{t=t_{i-1}}^{t_i} \dots\dots\dots (IV.130)$$

Onde os coeficientes adimensionais A , α_0 , K e τ_* são dados por Zheltov - Kristianovitch (Figura IV.16).

A espessura máxima da fratura é dada por:

$$W = \frac{V_*(i)}{hL \tau_*} \dots\dots\dots (IV.131)$$

Para baixos valores de $\Theta_0 \left(\frac{L_0}{L} \geq 0,98 \right)$, tem-se:

$$\Delta P_e \simeq \Delta P_0$$

$$\alpha_0 \simeq 2 \frac{\Theta_0}{\pi} = \frac{\Delta P_0}{\sigma_h} - 1$$

$$A \simeq 0,2 \frac{\Theta_0}{\pi} \frac{1}{10} \left(\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} - 1 \right)$$

$$\tau_* \simeq 0,7$$

$$V_*(i) \simeq V$$

Aplicando os valores acima:

em (IV.127)

$$\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} \left(\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} - 1 \right)^3 = 84 \left(\frac{1+v^2}{\sigma_h} \right) \frac{E^2}{\sigma_h} \frac{Q_n}{V(i)} \dots\dots\dots (IV.132)$$

em (IV.128)

$$hL^2 = \frac{1 + v^2}{\Delta P_0 - \sigma_h} \frac{EV}{0,7} = 1,43 \frac{(1+v^2)}{\Delta P_0 - \sigma_h} EV(i) \dots\dots\dots (IV.133)$$

em (IV.131)

$$W_0 = \frac{V(i)}{0,7hL} = 1,43 \frac{V(i)}{hL} \dots\dots\dots (IV.134)$$

(IV.134) em (IV.133)

$$W_0 = \frac{(\Delta P_0 - \sigma_h)}{E(1 + v^2)} L \dots\dots\dots (IV. 87)$$

(IV.134) com $V(i)$ em evidência

$$V(i) = 0,7 W_0 hL \dots\dots\dots (IV.135)$$

(IV.87) em (IV.135)

$$V(i) = \frac{0,7}{(1 + v^2)} \frac{(\Delta P_0 - \sigma_h)}{E} hL^2 \dots\dots\dots (IV.136)$$

Assim

$$L = 1,20 \left[\frac{EV_{(i)} (1 + v^2)}{(\Delta P_0 - \sigma_h) h} \right]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (IV.137)$$

(IV.137) em (IV.87)

$$W_0 = 1,20 \left[\frac{V_{(i)} (\Delta P_0 - \sigma_h)}{E h (1 + v^2)} \right]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (IV.138)$$

Considerando a contribuição total das n partições tem-se:

$$\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} \left(\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} - 1 \right)^3 = 84 \frac{(1 + v^2)^2}{\sigma_h} \left(\frac{E}{\sigma_h} \right)^2 \frac{Q\eta}{V} \dots \dots \dots (IV. 91)$$

$$V = \int_0^t (Q - Q_2) dt \dots \dots \dots (IV.120)$$

$$hL^2 = 1,43 \frac{(1 + v^2)}{(\Delta P_0 - \sigma_h)} EV \dots \dots \dots (IV.139)$$

$$Q_2 = 2h \int_0^L \frac{C}{\sqrt{t - \lambda(L)}} dL \dots \dots \dots (IV.140)$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = \text{cte} \dots \dots \dots (IV.105)$$

$$W_0 = 1,43 \frac{V}{hL} \dots \dots \dots (IV.141)$$

(IV.141) em (IV.139)

$$W_0 = \frac{(\Delta P_0 - \sigma_h)}{E(1 + v^2)} L \dots \dots \dots (IV.87)$$

(IV.141) com V em evidência

$$V = 0,7 W_0 h L \dots \dots \dots (IV.86)$$

(IV.87) em (IV.86)

$$V = \frac{0,7}{(1 + \nu^2)} \frac{(\Delta P_0 - \sigma_h)}{E} h L^2 \dots \dots \dots (IV.88)$$

Assim

$$L = 1,20 \left[\frac{EV (1 + \nu^2)}{(\Delta P_0 - \sigma_h) h} \right]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (IV.89)$$

(IV.89) em (IV.87)

$$W_0 = 1,20 \left[\frac{V (\Delta P_0 - \sigma_h)}{E h (1 + \nu^2)} \right]^{\frac{1}{4}} \dots \dots \dots (IV.90)$$

(B) Solução de Geertsma - de Klerk³³

Geertsma - de Klerk (1969), introduziram as hipóteses de Carter na solução apresentada de fratura vertical para fluido não filtrante, admitindo fratura simétrica, além de considerar a contribuição do volume instantâneo por unidade de área (S_p) ("Spurt loss").

A solução é apresentada em forma de ábaco (Figura IV.23), utilizando os seguintes parâmetros auxiliares:

$$K_S = \frac{C \sqrt{t}}{S_p}, \quad K_U = \frac{C \sqrt{t}}{W_0}, \quad K_L = \frac{CLh}{Q\sqrt{t}} \dots \dots \dots (IV.142)$$

$$K_{\eta L} = \frac{1}{K_U^4 K_L^2} = 8,724 \left(\frac{Q}{h C^2} \right)^3 \frac{\eta}{Gt} \dots \dots \dots (IV.143)$$

Entrando no ábaco com os valores de K_S e $K_{\eta L}$, tem-se K_U e K_L , que fornecem os valores de W_0 e L respectivamente.

A reta para $C = 0$ e $K_S = \infty$, que se encontra no ábaco, representa a correlação entre os parâmetros K_U e K_L na condição de fluido não filtrante e fratura simétrica. É definida por:

de (IV.142)

$$\frac{K_L}{K_U} = \frac{W_0 L h}{Q t} = \frac{W_0 L h}{V} \dots\dots\dots (IV.144)$$

Assim,

$$V = W_0 L h \frac{K_U}{K_L} \dots\dots\dots (IV.145)$$

Como o volume para a fratura vertical simétrica é:

$$V = \frac{\pi}{2} h L W_0 \dots\dots\dots (IV.95)$$

Tem-se

$$\frac{K_U}{K_L} = \frac{\pi}{2} \therefore K_U = \frac{\pi}{2} K_L \dots\dots\dots (IV.146)$$

Nota: A Figura (IV.24) apresenta uma comparação entre as espessuras máximas (W_0) e raios de fratura (R), calculados pela solução de Le Tirant - Dupuy e pela de Geertsma - de Klerk em função do coeficiente de filtração (C). As comparações são feitas para $K_S = \infty$, pois Le Tirant & Dupuy não levam em conta S_p ("Spurt loss"). Os valores numéricos dos parâmetros envolvidos correspondem aos dados de um exemplo fornecido por Baron et al².

Da mesma forma que para fratura horizontal, se verifica que as soluções se encontram satisfatoriamente próximas, apresentando significativas diferenças quando o coeficiente de filtração (C) tende a zero. E novamente, como a solução de Geertsma - de Klerk se baseia em um número bem menor de hipóteses simplificadoras que a solução de Le Tirant - Dupuy, parece ser a que apresenta resultados mais realísticos.

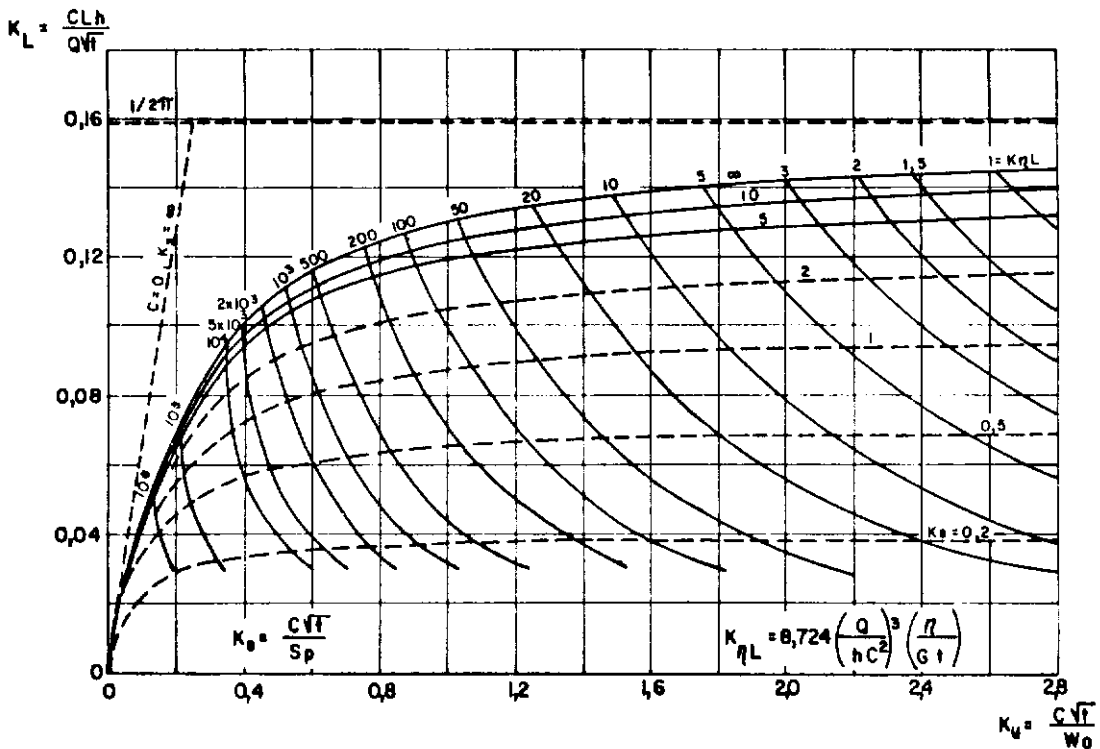


Figura IV.23 – Ábaco Para Dimensionamento da Fratura Vertical (simétrica) da Solução de Geertsma-de Klerk⁵ (1969) para Fluido Filtrante.

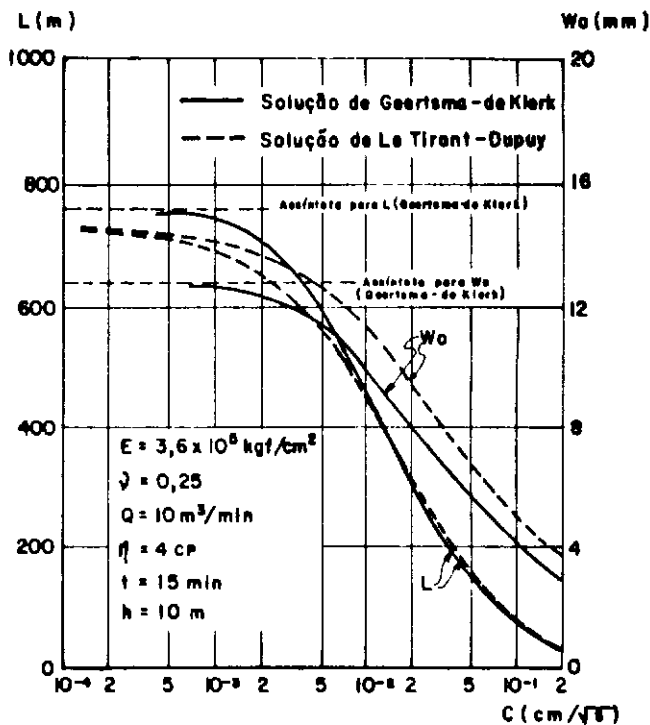


Figura IV.24 – Dimensões da Fratura Vertical (W_0 e L) das soluções de Le Tirant-Dupuy^{2 10 11} (1967) e Geertsma-de Klerk (1969), em Função do coeficiente de Filtração (C).

Nota: A Tabela (IV.1) apresenta um resumo de todas as soluções propostas neste capítulo, com suas hipóteses, forma de frturas e expressões necessárias para dimensionamento das fraturas induzidas por fraturamento hidráulico.

ORIENTAÇÃO	FLUXO	PERDA DE CARGA P	SOLUÇÃO	HIPÓTESES	FORMA DA FRATURA	$W = f(L \text{ ou } R)$	$W = f(V)$	$Le = f(V)$	OBSERVAÇÕES
HORIZONTAL	NÃO FILTRANTE	não	SNEDDON (1946)	• Meio ilimitado horizontalmente • Fluido em regime estático na fratura • Validade da teoria de Griffith		$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,57 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Fluido preenchendo totalmente a fratura
		não	BARENBLATT (1966)	• Meio semi e limitado horizontalmente • Pressão na trefe finita na extremidade da fratura (Pressão oposta ao espalhamento viscoso) • Fluido em regime estático não preenchendo totalmente a fratura, devido a sua viscosidade		$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)}{\pi E} P_0 R \ln \frac{R}{L}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)}{\pi E} P_0 R \ln \frac{R}{L} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)}{\pi E} P_0 R \ln \frac{R}{L} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Nota: A solução pode ser utilizada para mais exatidão, substituindo P_0 e C_0 por ΔP_0 e C_0 , respectivamente.
		não	PERKINS-KIRBY (1961)	• Baseado na solução de Sneddon com fluido newtoniano em escoamento laminar ($Q < Q_L$) • Distribuição de pressões com pontos de carga iguais a de uma fratura com $W_0 = 2L/3$	IDÊNTICA A DE SNEDDON	$W_0 = 1,7 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E} \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,57 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Expressões válidas para $R < \frac{L}{2}$. Sendo H a profundidade que se situa a fratura.
		sim	ZHELTOV-ZHELTOVA-KRISTOVICH (1960)	• Meio ilimitado horizontalmente • Fluido newtoniano em escoamento laminar ($Q < Q_L$) • Adapta das condições de extremidade de Barenblatt • Substituição da distribuição real de pressões por uma distribuição uniforme equivalente		$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,57 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$\left(\frac{P_0 - C_0}{E} \right) \frac{R}{L} = 0,043 \frac{1(1-\nu^2)}{E} \frac{Q}{V}$ com $V = Q$
		sim	GEERTMA-DE KLERK (1966)	• Meio ilimitado horizontalmente • Fluido newtoniano em escoamento laminar ($Q < Q_L$) • Adapta das condições de extremidade de Barenblatt • Distribuição de pressões igual a de uma fratura com $W_0 = 2L/3$		$W_0 = 2,50 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E} \right]^{1/2}$ $W = W_0 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2}$	$W_0 = 2,10 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,57 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Expressões válidas para $0,96 < \frac{L}{R} < 1$
		sim	LE THIAUT-IMPY OU I.F.P. (1967)	• Baseado na solução de Zheltov-Zheltova, introduzindo as hipóteses de Carter • Fratura se propagando telescopicamente (no cálculo de Q_2)	IDÊNTICA A DE BARENBLATT	$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,57 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Nota: Expressões válidas para $0,96 < \frac{L}{R} < 1$
VERTICAL	NÃO FILTRANTE	não	SNEDDON (1946)	• Meio ilimitado • Fluido em regime estático na fratura • Validade da teoria de Griffith		$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,57 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Fluido preenchendo totalmente a fratura
		não	BARENBLATT (1966)	• Meio semi estático • Adapta das condições de extremidade proposta na fratura horizontal		$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)}{\pi E} P_0 R \ln \frac{R}{L}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)}{\pi E} P_0 R \ln \frac{R}{L} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$R = 0,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)}{\pi E} P_0 R \ln \frac{R}{L} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Nota: A solução pode ser utilizada para mais exatidão, substituindo P_0 e C_0 por ΔP_0 e C_0 , respectivamente.
		sim	PERKINS-KIRBY (1961)	• Baseado na solução de Sneddon para fratura limitada pelo altura da fratura de Carter • Fluido newtoniano em escoamento laminar ($Q < Q_L$) • Distribuição de pressões calculada pela equação de Fanning		$W_0 = 2,50 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E} \right]^{1/2}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 2,10 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$L = 0,41 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	A fratura suposta é um elipse de revolução de semi-eixo $L = \frac{W_0}{2}$
		sim	ZHELTOV-KRISTOVICH (1960)	• Fratura limitada e assimétrica • Fluido newtoniano em escoamento laminar ($Q < Q_L$) • Fluido não preenchendo totalmente a fratura, devido a sua viscosidade • Distribuição de pressões igual a de uma fratura com $W_0 = 2L/3$		$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$L = 0,50 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$\left(\frac{P_0 - C_0}{E} \right) \frac{R}{L} = 0,043 \frac{1(1-\nu^2)}{E} \frac{Q}{V}$ com $V = Q$
		sim	GEERTMA-DE KLERK (1966)	• Fratura limitada e assimétrica • Adapta das condições de extremidade de Barenblatt • Fluido newtoniano em escoamento laminar ($Q < Q_L$) • Distribuição de pressões igual a de uma fratura com $W_0 = 2L/3$		$W_0 = 2,70 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E} \right]^{1/2}$ $W = W_0 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2}$	$W_0 = 2,10 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$L = 0,41 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Expressões válidas para $0,96 < \frac{L}{R} < 1$
		sim	LE THIAUT-IMPY OU I.F.P. (1967)	• Baseado na solução de Zheltov-Kristovich introduzindo as hipóteses de Carter • Fratura se propagando telescopicamente (no cálculo de Q_2)	IDÊNTICA A FORMA DE ZHELTOV-KRISTOVICH	$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$L = 0,50 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Nota: Expressões válidas para $0,96 < \frac{L}{R} < 1$
VERTICAL	FILTRANTE	não	GEERTMA-DE KLERK (1966)	• Baseado na solução para fluido não filtrante, introduzindo as hipóteses de Carter (completo "spurt loss") e fratura simétrica	IDÊNTICA A FORMA DE GEERTMA-DE KLERK PARA FLUIDO NÃO FILTRANTE, COM FRATURA SIMÉTRICA EM RELAÇÃO AO POÇO DE PERFURAÇÃO	$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$L = 0,50 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Expressões válidas para $0,96 < \frac{L}{R} < 1$
		sim	GEERTMA-DE KLERK (1966)	• Baseado na solução para fluido não filtrante, introduzindo as hipóteses de Carter (completo "spurt loss") e fratura simétrica	IDÊNTICA A FORMA DE GEERTMA-DE KLERK PARA FLUIDO NÃO FILTRANTE, COM FRATURA SIMÉTRICA EM RELAÇÃO AO POÇO DE PERFURAÇÃO	$W_0 = \frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)R}{\pi E}$ $W = W_0 \left[1 - \left(\frac{x}{R}\right)^2 \right]^{1/2}$	$W_0 = 1,46 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	$L = 0,50 \left[\frac{8(1-\nu^2)(P_0 - C_0)}{\pi E} \right]^{1/2} V^{1/2}$	Expressões válidas para $0,96 < \frac{L}{R} < 1$

HIPÓTESE GERAL

Meio homogêneo, isotrópico e elástico linear

$\frac{W}{L} < 1$ e $\frac{W}{R} < 1$, logo R desprezado

DEFINIÇÃO	UNIDADE	DEFINIÇÃO	UNIDADE	DEFINIÇÃO	UNIDADE
r - Raio do poço de perfuração	m	Q_2 - Vazão filtrante no meio	m ³ /s	G_v - Tensão total vertical do meio na profundidade da fratura	kgf/cm ²
W - Espessura e uma distância x do eixo de simetria de uma fratura de revolução do raio R	m	C - Coeficiente de filtração	m/s	G_h - Tensão total horizontal do meio na profundidade da fratura	kgf/cm ²
R_0 - Raio da área lavada pelo fluido injetado na fratura de revolução do raio R	m	t - Tempo de injeção	s	$G_v = G_h$ - Tensão efetiva vertical do meio na profundidade da fratura	kgf/cm ²
W_0 - Espessura e uma distância x do eixo do poço de perfuração, de uma fratura de revolução (assimétrica) ou $2L$ (simétrica)	m	A - Área em que a ponta considerada ficou exposta ao fluido	m ²	E - Módulo de elasticidade (Young's modulus)	kgf/cm ²
L - Extensão da fratura invadida pelo fluido injetado	m	ρ - Densidade média na região da fratura telescópica	m	ν - Coeficiente de Poisson do meio	—
W_0 - Espessura média da fratura	m	P_0 - Pressão do fluido a uma distância x do eixo do poço de perfuração (Purkin-Kora)	kgf/cm ²	$\sigma = \frac{E}{1+\nu}$ - Módulo elástico do meio	kgf/cm ²
L - Altura da fratura limitada	m	R_0 - Pressão do fluido na fratura	kgf/cm ²	σ_0 - Valor que filtra instantaneamente no meio por unidade de área ("spurt loss")	kgf/cm ²
V - Vazão da fratura, igual ao volume do fluido injetado (V_0), quando R_0 ou L for, tendo a unidade	m ³	P_0 - Pressão equivalente do fluido na fratura	kgf/cm ²	$K_1, K_2, K_3, K_4, K_5, K_6$ - Coeficientes adimensionais	—
Q - Vazão do fluido injetado	m ³ /s	$\Delta P_0 = P_0 - C_0$ ou $\Delta P_0 = P_0 - C_0$, onde C_0 é a pressão do fluido intersticial. Para $0,96 < \frac{L}{R} < 1$, $\Delta P_0 = \Delta P_0$	kgf/cm ²	γ - Viscosidade do fluido injetado	kgf/cm ²

TABELA RESUMO

DIMENSIONAMENTO DAS FRATURAS INDUZIDAS POR FRATURAMENTO HIDRÁULICO

CAPÍTULO V

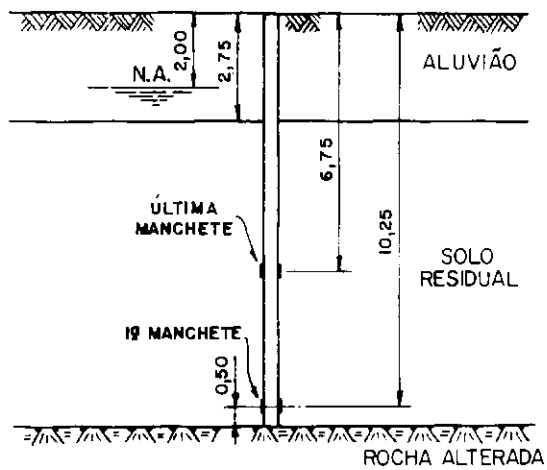
DIMENSIONAMENTO DAS FRATURAS INDUZIDAS NO TERRENO DE FUNDAÇÃO DA
UHE BALBINA

V. 1 INTRODUÇÃO

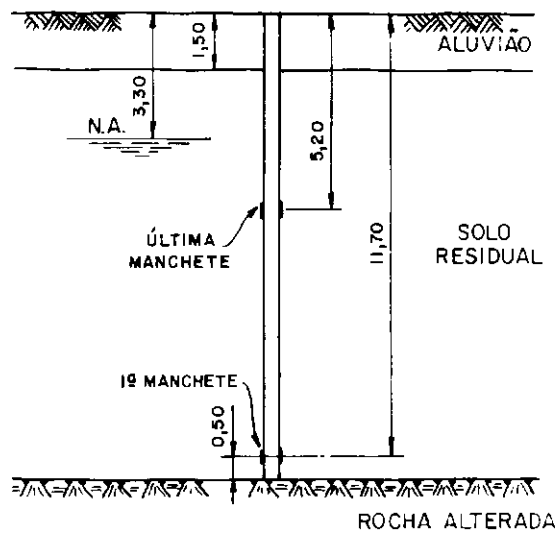
Procura-se neste Capítulo, através da aplicação dos parâmetros reológicos da calda de injeção, nas soluções teóricas do Capítulo anterior, estimar as dimensões (espessura e extensão) das fraturas induzidas pelo tratamento, buscando testar a adequabilidade do modelo teórico à situação real através das comparações entre as espessuras calculadas e as medidas nas trincheiras de inspeção, além de, a partir da extensão calculada, definir o raio de ação da calda injetada em cada sub-trecho experimental de injeção.

O objetivo principal é a aplicação prática das soluções teóricas de dimensionamento propostas, para se desenvolver um método que poderá funcionar como um instrumento útil no estabelecimento de uma estimativa inicial do espaçamento máximo ideal entre furos de injeção que constituirão a malha da cortina de impermeabilização para determinado volume de calda, ou a partir de um espaçamento pré-definido, uma primeira estimativa do volume de calda a ser injetado, tanto no tratamento do solo residual de fundação de Balbina quanto de qualquer outro terreno de fundação cujo tratamento seja por injeção de calda através de fraturamento hidráulico.

Para o dimensionamento foram adotadas algumas simplificações, tais como a admissão de um perfil geológico-geotécnico médio de cada sub-trecho experimental de injeção (Figura V.1), módulo de Young constante com a profundidade e análise nos pontos das manchetes limites (1ª. e última manchete). Além disso, os volumes de calda injetados foram admitidos apenas os relativos a uma fase de injeção, haja visto que, através de inspeções numa trincheira do sub-trecho I, onde se empregou caldas com corantes diferentes para cada fase de injeção, verificou-se a tendência de formação de fraturas (totalmente preenchidas com calda de injeção) pa

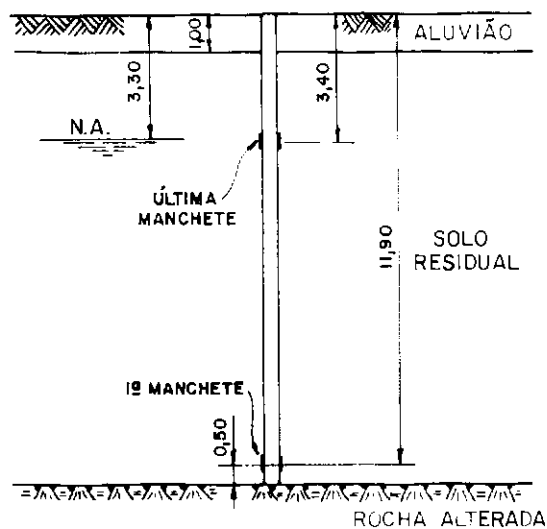


SUB-TRECHO I

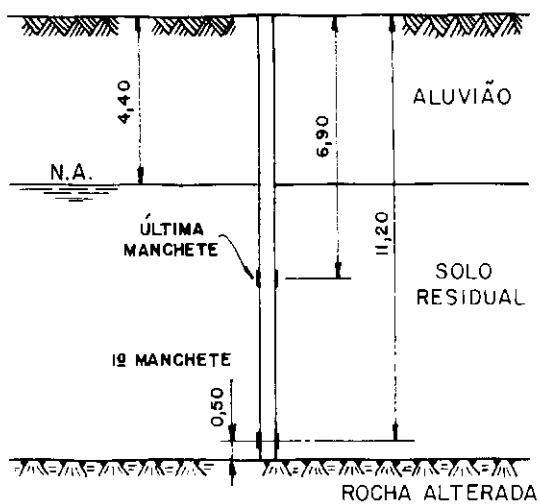


SUB-TRECHO II

ALUVIÃO : $\gamma_h = 1,9 \text{ t/m}^3$
 SOLO RESIDUAL : $\gamma_h = 1,7 \text{ t/m}^3$



SUB-TRECHO III



SUB-TRECHO IV

Figura V. I – Perfis Geológico-geotécnicos admitidos no dimensionamento.

ralelas, bastante próximas entre si, demonstrando assim que o volume total de calda injetada por manchete não desenvolvia apenas uma fratura e sim tantas quanto fossem as fases de injeção.

V.2. ESTIMATIVA DO MÓDULO DE YOUNG NÃO DRENADO (E_u)

Como o processo de injeção é rápido, admite-se que a propagação da fratura se faça sob condições não drenadas, ou seja, sem fluxo pelas paredes da fratura da água constituinte da calda de injeção, sendo assim necessário se estimar o módulo de Young não drenado para a aplicação nas soluções para fluidos não filtrantes do capítulo anterior.

Idealmente, para se estabelecer o parâmetro, seria interessante que ensaios de compressão triaxial UU (não adensado, não drenado) em corpos de prova extraídos de amostras indeformadas do solo residual coletadas nos sub-trechos experimentais a diversas profundidades tivessem sido realizados, e que tais corpos de prova fossem submetidos a tensões de confinamento iguais às que possuem "in situ". Isto forneceria, ao se analisar as curvas tensão x deformação, valores realísticos do módulo de Young não drenados (E_u). Porém, como até o momento de se estabelecer a influência de E_u no processo de propagação da fratura, não se tinha necessidade de uma definição mais rigorosa deste parâmetro nas diversas partes do projeto, os ensaios com as características mencionadas acima não foram realizados. Assim, procurou-se estimá-lo através de correlação com o módulo de Young drenado (E'), obtido em ensaios oedométricos e de adensamento isotrópico realizados. Para tal correlação admite-se o solo residual como perfeitamente elástico, sendo assim válidas as seguintes relações

$$E_u = \frac{1 + \nu_u}{1 + \nu'} E' \quad \dots\dots\dots (V.1)$$

Sendo:

E_u - módulo de Young sob condição não drenada

E_u - módulo de Young sob condição drenada
(módulo de Young do esqueleto sólido)

ν_u - coeficiente de Poisson sob condição não drenada (não há variação de volume, logo $\nu_u = 0,5$)

ν' - coeficiente de Poisson sob condições drenadas (coeficiente de Poisson do esqueleto sólido).

Assim,

$$E_u = \frac{1,5}{1+\nu'} E' \quad \dots\dots\dots (V.2)$$

O módulo de Young drenado (E') pode ser definido a partir do coeficiente de compressibilidade volumétrica unidimensional (m_{V_1}) obtido no ensaio oedométrico ou através do coeficiente de compressibilidade volumétrica tridimensional (m_{V_3}) obtido no ensaio de adensamento isotrópico.

ensaio oedométrico:

$$m_{V_1} = \frac{1}{E_{\text{oed.}}} \quad \dots\dots\dots (V.3)$$

$$E_{\text{oed.}} = \frac{E' (1 - \nu')}{(1 + \nu') (1 - 2\nu')} \quad \dots\dots\dots (V.4)$$

(V.3) em (V.4)

$$E' = \frac{(1 + \nu') (1 - 2\nu')}{(1 - \nu') m_{V_1}} \quad \dots\dots\dots (V.5)$$

sendo:

$E_{\text{oed.}}$ - módulo oedométrico ou módulo confinado

Adensamento isotrópico:

$$m_{V_3} = \frac{1}{B} \quad \dots\dots\dots (V.6)$$

$$B = \frac{E'}{3 (1 - 2\nu')} \quad \dots\dots\dots (V.7)$$

$$E' = \frac{3(1 - 2\nu')}{m_{V_3}} \dots\dots\dots (V.8)$$

sendo: B - módulo de deformação volumétrica

Admitindo $\nu' = 0,3$ tem-se

em (V.2)

$$E_U = 1,15 E' \dots\dots\dots (V.9)$$

em (V.5)

$$E' = \frac{0,74}{m_{V_1}} \dots\dots\dots (V.10)$$

em (V.8)

$$E' = \frac{1,20}{m_{V_3}} \dots\dots\dots (V.11)$$

(V.9) em (V.10)

$$E_U = \frac{0,86}{m_{V_1}} \dots\dots\dots (V.12)$$

(V.9) em (V.11)

$$E_U = \frac{1,38}{m_{V_3}} \dots\dots\dots (V.13)$$

Os pesos específicos aparentes (γ_h) do aluvião e do solo residual para estabelecer a faixa de trabalho relativa a tensões verticais, foram obtidos a partir dos ensaios realizados na fase do Projeto Básico ^{1,14} sendo:

camada de aluvião: $\gamma_h = 1,9 \text{ tf/m}^3$

camada de solo residual: $\gamma_h = 1,7 \text{ tf/m}^3$

As Figuras (V.2) e (V.3) apresentam as curvas de deformação específica (ϵ) versus logaritmo de pressão efetiva ($\log \sigma_v$) e as curvas do coeficiente de compressibilidade volumétrica unidimensional (m_{V_1}) versus logaritmo da pressão efetiva ($\log \sigma_v$) dos ensaios oedométricos realizados em corpos de prova extraídos das amostras do solo residual coletadas na margem esquerda (ME) e na margem direita (MD) respectivamente. Enquanto que a Figura

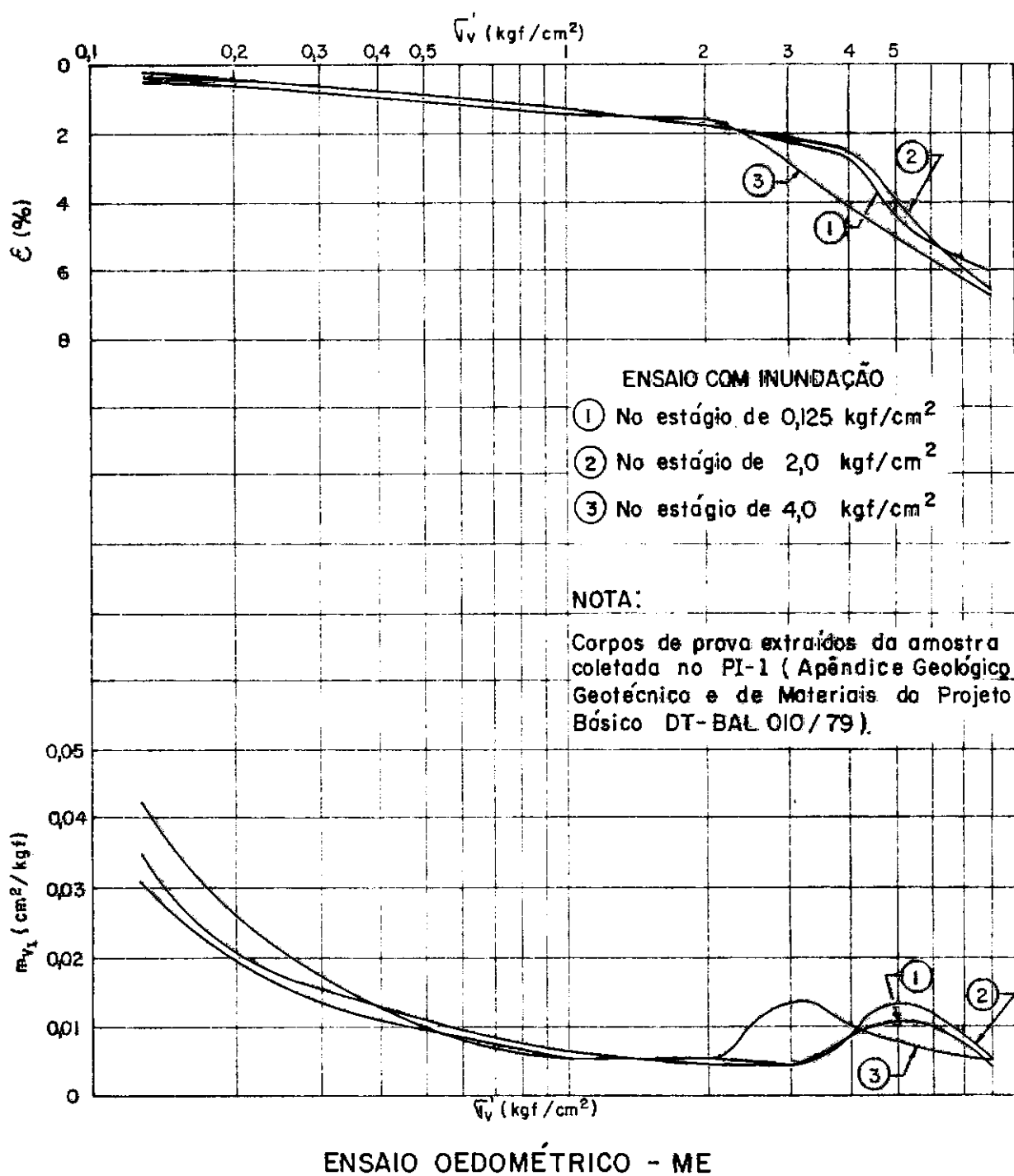


Figura V.2 — Curva de deformação específica (ϵ %) e coeficiente de Compressibilidade volumétrica unidimensional (m_{v1}) versus logaritmo da pressão efetiva ($\log \sigma'_v$) — Amostras da Margem Esquerda.

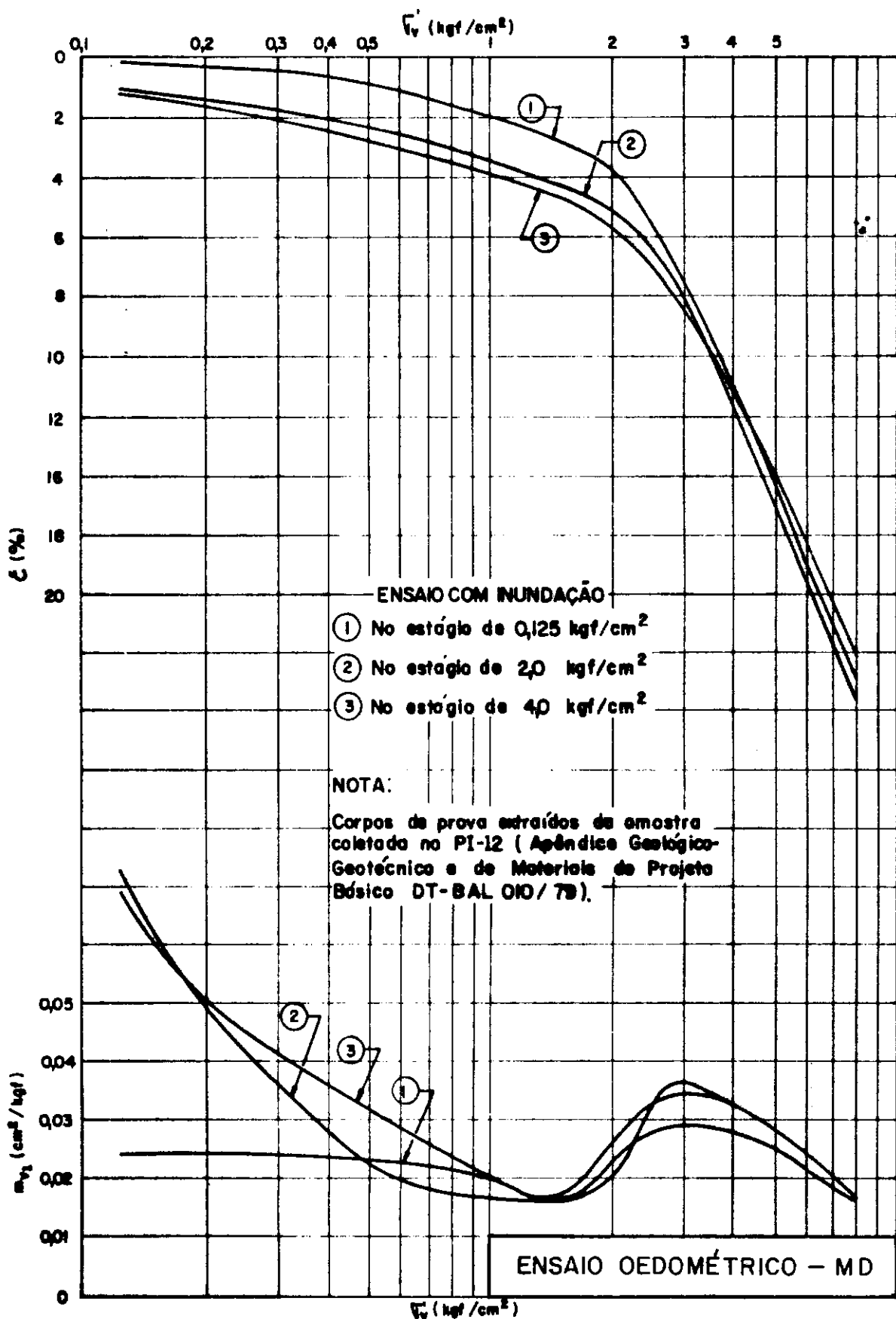


Figura V.3 — Curva de deformação específica ($\varepsilon\%$) e coeficiente de Compressibilidade volumétrica unidimensional (m_{v1}) versus logaritmo da pressão efetiva ($\log \sigma'_v$) — Amostras da Margem Direita.

(V.4) apresenta as curvas de deformação específica (ϵ) versus logaritmo da pressão efetiva ($\log \sigma_v'$) e as curvas do coeficiente de compressibilidade volumétrica tridimensional (m_{v_3}) versus logaritmo da pressão efetiva ($\log \sigma_v'$) dos ensaios de adensamento isotrópicos realizados em corpos de provas extraídos de amostras coletadas na margem direita.

A figura (I.2) apresenta a planta de localização dos pontos de coleta das amostras citadas nas figuras (V.2), (V.3) e (V.4).

Das curvas $m_{v_1} \times \log \sigma_v'$ (Figuras V.2 e V.3) e $m_{v_3} \times \log \sigma_v'$ (figura V.4) plotadas a partir de $\epsilon \times \sigma_v'$ dos ensaios oedométricos e de adensamento isotrópico respectivamente¹⁰, utilizando a faixa de trabalho das tensões efetivas verticais (relativa aos pontos das machetes limites) e aplicando as expressões (V.12) e (V.13), chega-se à faixa de variação do módulo de Young não drenado (E_u). A Tabela (V.1) apresenta, o cálculo executado para se obter aos valores adotados:

$$E_{u \min} = 50,0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_{u \max} = 150,0 \text{ kgf/cm}^2$$

V.3. ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)

O estabelecimento dos valores das tensões efetivas horizontais nos pontos de análise (manchetes limites), tem sua importância no cálculo do dimensionamento das fraturas verticais e, por conseguinte, deve-se estimar o valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) do solo residual para tal estabelecimento.

A estimativa de um parâmetro K_0 , contante com a profundidade, como se pretende adotar, corresponde a se admitir o meio como homogêneo e isotrópico. Estas suposições estão bem mais próximas do comportamento real de um solo sedimentar normalmente depositados, do que do comportamento do solo residual, devido às heterogeneidades que apresenta inerentes de sua natureza. Porém, como se trabalha com faixas de profundidades bastante estreitas

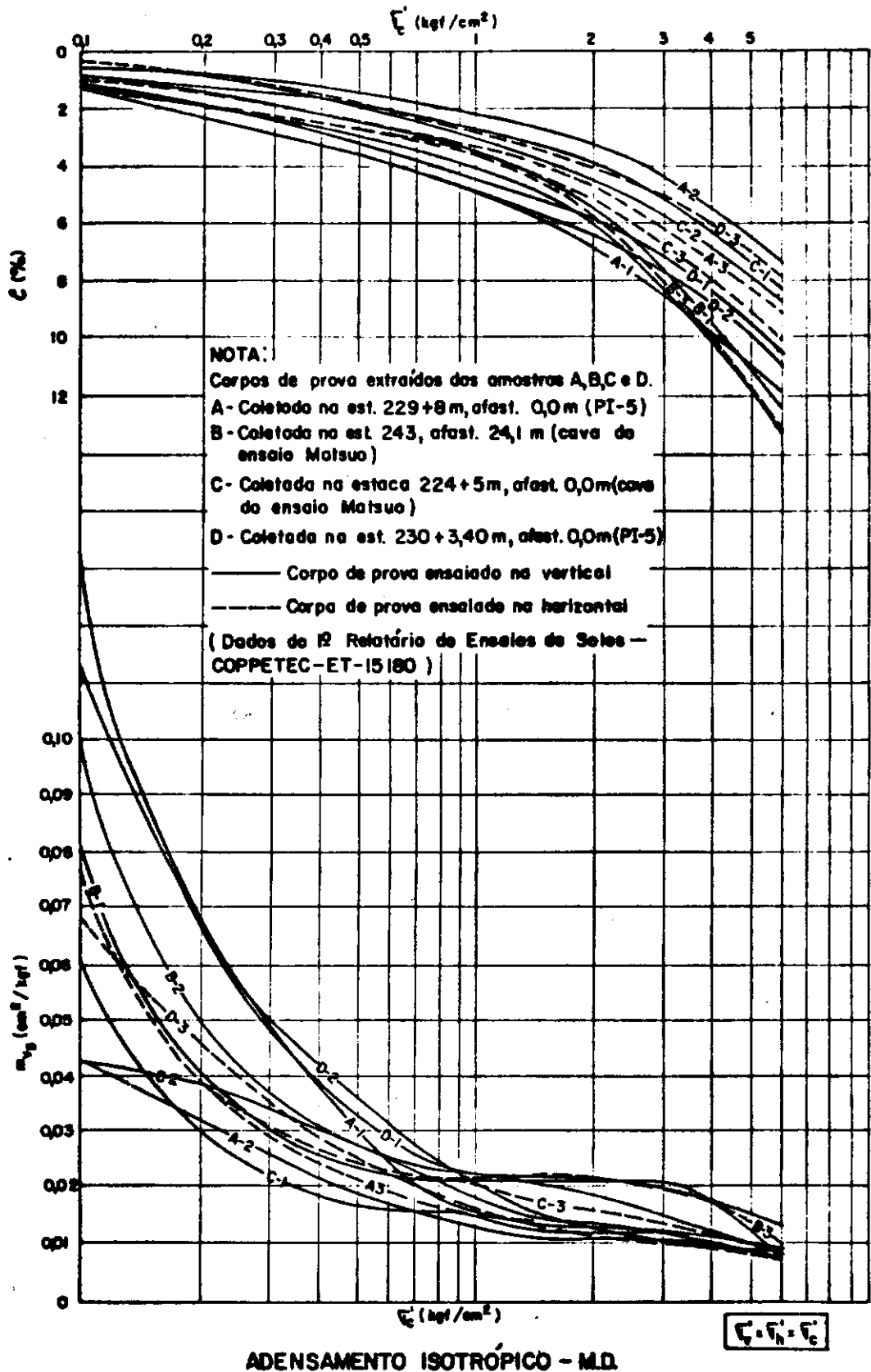


Figura V. 4 - Curvas de deformação específica (ϵ) e coeficiente de compressibilidade volumétrica tridimensional (m_{v3}) versus logaritmo da pressão efetiva ($\log \sigma'_c$).

Sub-trecho	Manchete	γ_{vo} (kgf/cm ²)	Ensaio Oedométrico (Fig.5.3)			Ensaio Oedométrico (Fig.5.4)			Ensaio de Adensamento Isotrópico (Fig.5.5)		
			m_{v1} (cm ² /kgf)	E_u (kgf/cm ²)	$E_{u\text{médio}}$ (kgf/cm ²)	m_{v1} (cm ² /kgf)	E_u (kgf/cm ²)	$E_{u\text{médio}}$ (kgf/cm ²)	m_{v3} (cm ² /kgf)	E_u (kgf/cm ²)	$E_{u\text{médio}}$ (kgf/cm ²)
I	1ª	0,97	0,0055	155,84	146,29	0,0193	44,41	44,40	0,0190	72,87	71,72
	Última	0,73	0,0067	127,93		0,0220	38,96		0,0212	65,31	
II	1ª	1,18	0,0051	168,07		0,0166	51,64		0,0173	80,04	
	Última	0,72	0,0067	127,93		0,0220	38,96		0,0212	65,31	
III	1ª	1,18	0,0051	168,07		0,0166	51,64		0,0173	80,04	
	Última	0,59	0,0087	98,52		0,0241	35,57		0,0241	57,45	
IV	1ª	1,22	0,0051	168,07		0,0169	50,72		0,0171	80,97	
	Última	0,92	0,0055	155,84		0,0198	43,29		0,0193	71,74	

Adotado: $E_{u\text{min.}} = 50,00 \text{ kgf/cm}^2$

$E_{u\text{máx.}} = 150,00 \text{ kgf/cm}^2$

Tabela V.1 – Estimativa do Módulo de Young não drenado (E_u) do Solo Residual.

(distâncias entre as manchetes limites) e como o objetivo é empregar um método que sirva como estimativa inicial de espaçamento entre furos ou de volume a se injetar, parece ser bastante válida a adoção de um parâmetro K_0 constante com a profundidade.

Uma maneira mais realística de se estimar K_0 seria através de ensaios K_0 em célula tipo Poulos & Davis ¹³ em corpos de prova extraídos de amostras indeformadas, coletadas nos sub-trechos experimentais à diversas profundidades. Porém, utilizando a mesma justificativa mencionada no item anterior, tais ensaios não foram realizados. Assim, procurou-se estimar K_0 fazendo uso de resultados de pressão de ruptura do solo em Ensaios de Perda D'Água sob Pressão (Ensaio Prévios) aplicando-os nas soluções teóricas de Início do Processo de Fraturamento Hidráulico (Capítulo III) e através do Ábaco de Brooker & Ireland⁶ que correlaciona K_0 com a Razão de Prê-Adensamento (R.P.A. ou O.C.R.) e com o índice de Plasticidade (IP) do solo.

V.3.1 Através dos Ensaios de Perda D'Água sob Pressão

Ensaios de Perda D'Água sob Pressão foram realizados no solo residual de fundação nos sub-trechos experimentais, anteriores (Ensaio Prévios) e posteriores (Ensaio de Controle) à execução da cortina de impermeabilização. Os Ensaios Prévios foram executados com o objetivo de se determinar os coeficientes de permeabilidade do solo residual "in natura", que comparados com os resultados posteriormente obtidos nos Ensaios de Controle auxiliaram na verificação da eficácia do tratamento. As pressões nos Ensaios Prévios foram levadas até a ruptura do solo, para se estimar a faixa de variação dessas pressões, funcionando assim, também, como um ensaio de fraturamento hidráulico.

Nos Ensaios de Perda D'Água sob Pressão, devido às aplicações de pressão serem feitas por estágios algo defasados, resultando em pontos nos gráficos Pressão efetiva x Vazão específica muito espaçados, sugerindo uma certa dificuldade em se plotar as curvas resultantes, a determinação da pressão de ruptura se fez quase de forma subjetiva. Com isto, a estimativa de K_0 a partir da pressão de ruptura determinada, se apresenta um tanto grosseira. Acrescido do fato de que, como a pressão de ruptura está intimamente ligada ao estado de tensões do solo circunvizinhos ao furo,

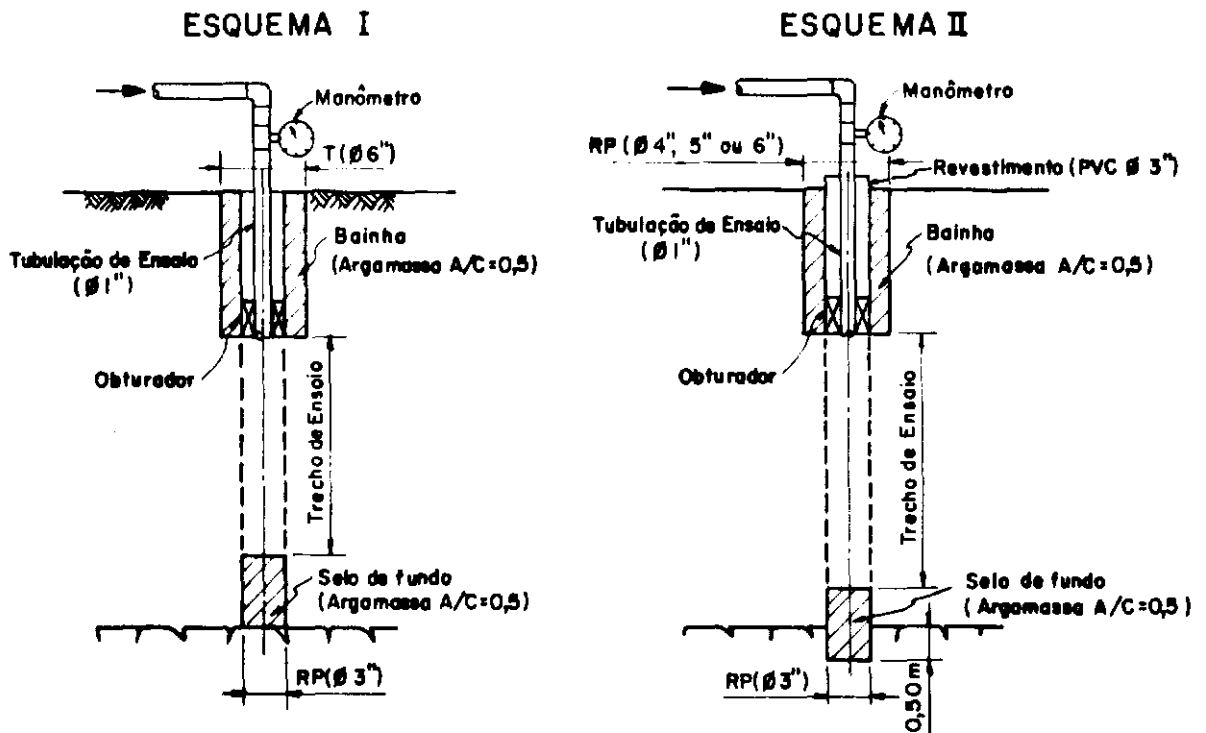
qualquer distúrbio neste estado de tensões devido à execução do furo, pode aumentar ainda mais a incerteza da sua determinação, e consequentemente, na estimativa de K_0 . Deve-se ressaltar que, na concepção da programação dos Ensaios Prévios não se tinha o interesse de tal estimativa que, para tanto, necessita de ensaios mais elaborados, por exemplo, como os que sugerem Bjerrum & Andersen³, que consiste na utilização de ensaios de fraturamento hidráulico com piezômetro através da aplicação gradual de pressões até a ruptura do solo e posterior redução até uma queda abrupta da vazão. Onde a pressão de redução, correspondente ao fechamento da fratura induzida, auxiliaria na estimativa de K_0 de modo mais convincente, pois sua determinação estaria mais livre dos efeitos de concentração de tensões na periferia do furo.

Porém, não se encontrou nenhuma trabalho que utilize este tipo de ensaio para determinação "in situ" de K_0 em solo residual. Ficando aqui uma sugestão para futuras pesquisas, as quais poderiam ser conduzidas tanto no campo como em laboratório (Ensaios K_0) para checagem dos resultados obtidos.

Analizando os Ensaios de Perda D'Água, tem-se na Figura (V.5), os esquemas e a localização dos furos de ensaios, enquanto que nas Figuras (V.6) a (V.25), as tabelas descritivas do ensaio, gráficos de pressão efetiva x vazão específica e os diagramas de pressões no solo circunvizinho (admitindo regime permanente de fluxo e ausência de concentração de tensões no solo devido à perfuração dos furos de sondagem empregados na execução dos ensaios), cobrindo 20 Ensaios Prévios realizados.

A pressão de ruptura (pressão de clacagem) para cada ensaio, na verdade excesso de pressão (Δu_c), foi estabelecida através das curvas de pressão efetiva x vazão específica, como sendo o ponto a partir do qual ocorrem elevados acréscimos de vazão para pequenos incrementos de pressão (ponto correspondente a inflexão brusca da curva), que é assinalado nos gráficos com uma seta.

A partir das soluções teóricas do Processo de Iniciação do Fraturamento Hidráulico abordadas no Capítulo III, admitindo



LEGENDA

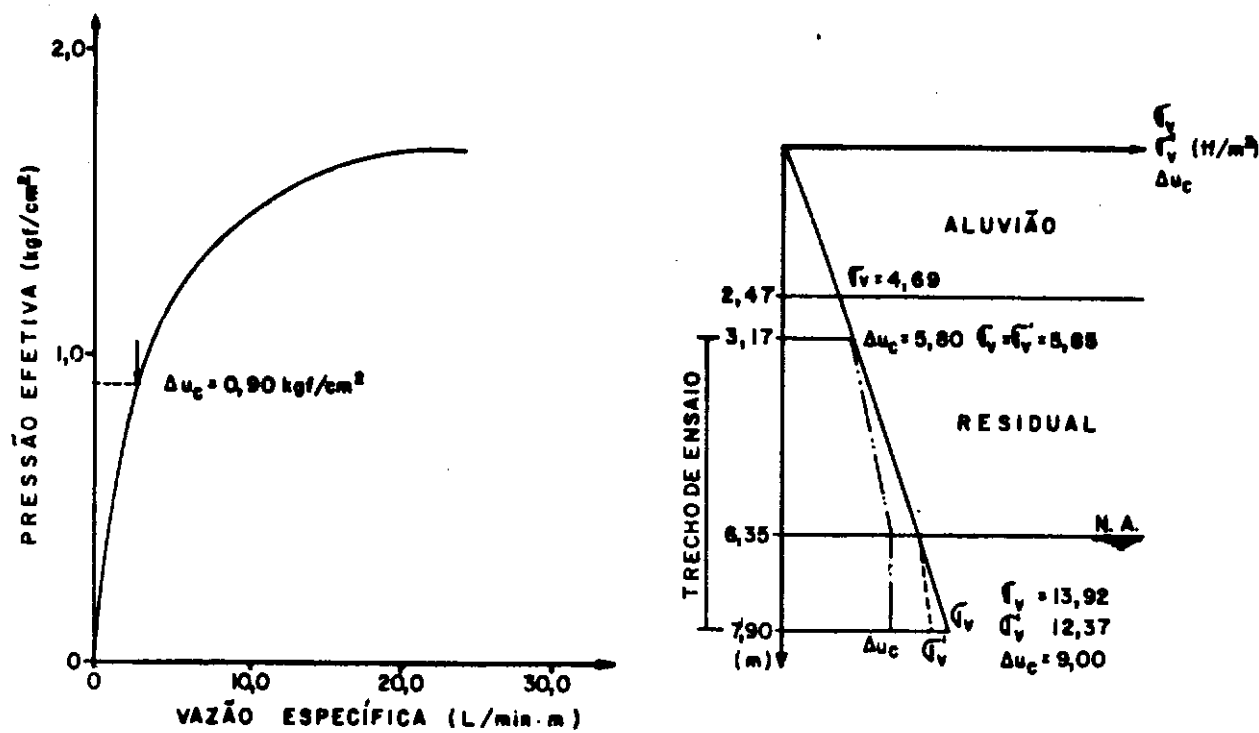
T - Furo a trado

RP - Furo a roto-percussão

Furo	Estaca	Afastamento (m)	Esquema	
			I	II
HC 04	82 + 3,0	16,00	X	
05	83 + 1,0	14,00	X	
06	83 + 9,0	16,00		X
07	87 + 7,0	14,00		X
9A	85 + 5,0	15,00		X
10	87 + 0,0	15,00	X	
11A	87 + 4,0	15,00		X
12	88 + 6,0	15,00	X	
13	89 + 4,0	15,00		X
15	91 + 0,0	15,00		X
16	91 + 8,0	15,00	X	
17	92 + 6,0	15,00	X	
18	93 + 4,0	15,00	X	
19	94 + 2,0	15,00	X	
20	95 + 0,0	15,00	X	
22	96 + 6,0	15,00	X	
24	99 + 0,0	15,00	X	
26	101 + 4,0	15,00		X
49A	82 + 0,0	15,00		X
52	100 + 6,0	15,00		X

Figura V.5 - Tabela e esquema dos Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HCs-04



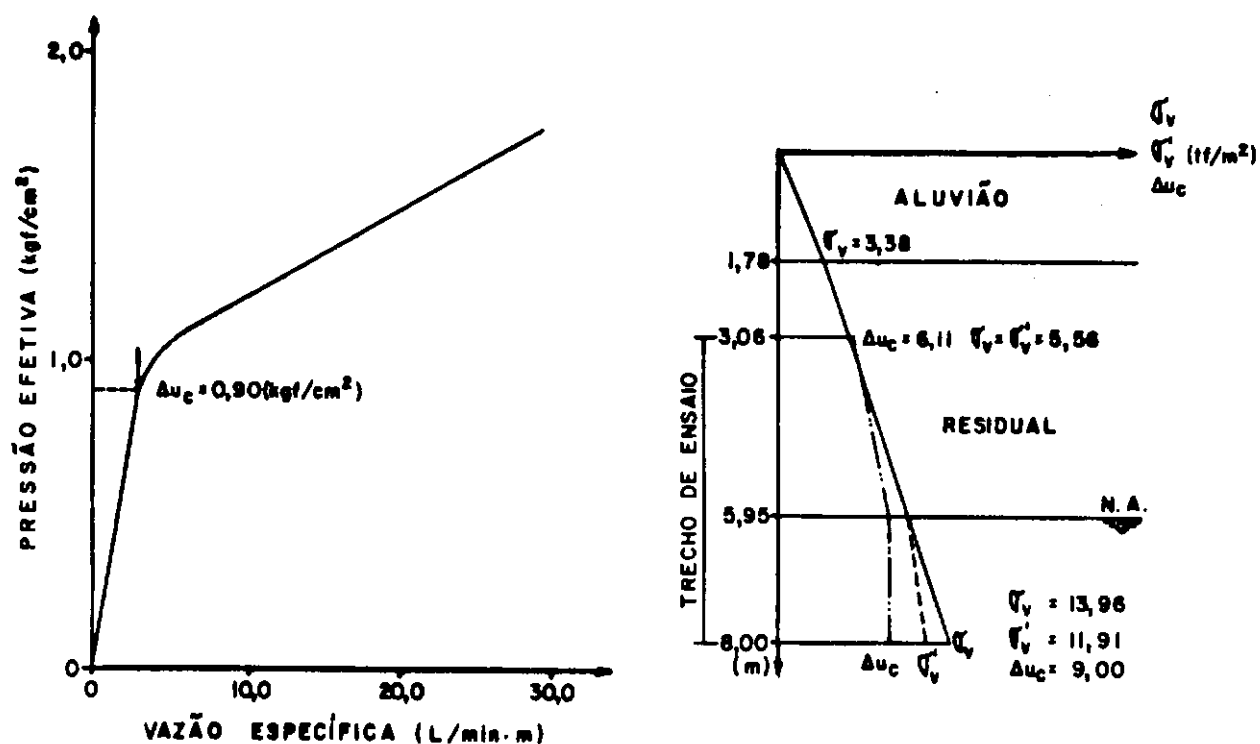
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	CÓLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,73	—	0,83	10,12	2,13	1"
0,40	"	—	1,13	21,61	4,55	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,02	1,41	40,99	8,63	0,95 m
1,00	"	0,08	1,65	82,79	17,43	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,10	"	0,15	1,68	114,38	24,08	3,15 m
						TRECHO DE ENSAIO
						3,15 e 27,90 m

POSIÇÃO	Δu_c (H/m²)
TOPO	5,80
CENTRO	7,92

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.6 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual – Emsaio Prévio

FURO HC8-05



PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PENSA DE CARGA	EFETIVA	MEDIDA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,70	—	0,80	11,91	2,41	1"
0,40	"	—	1,10	23,12	4,68	ALTURA DO MANÓMETRO
0,70	"	0,07	1,33	70,59	14,29	1,05 m
1,00	"	0,14	1,56	111,99	22,67	POSICÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,24	1,78	144,30	29,21	3,06 m
						TRECHO DE ENSAIO
						3,06 a 8,00 m

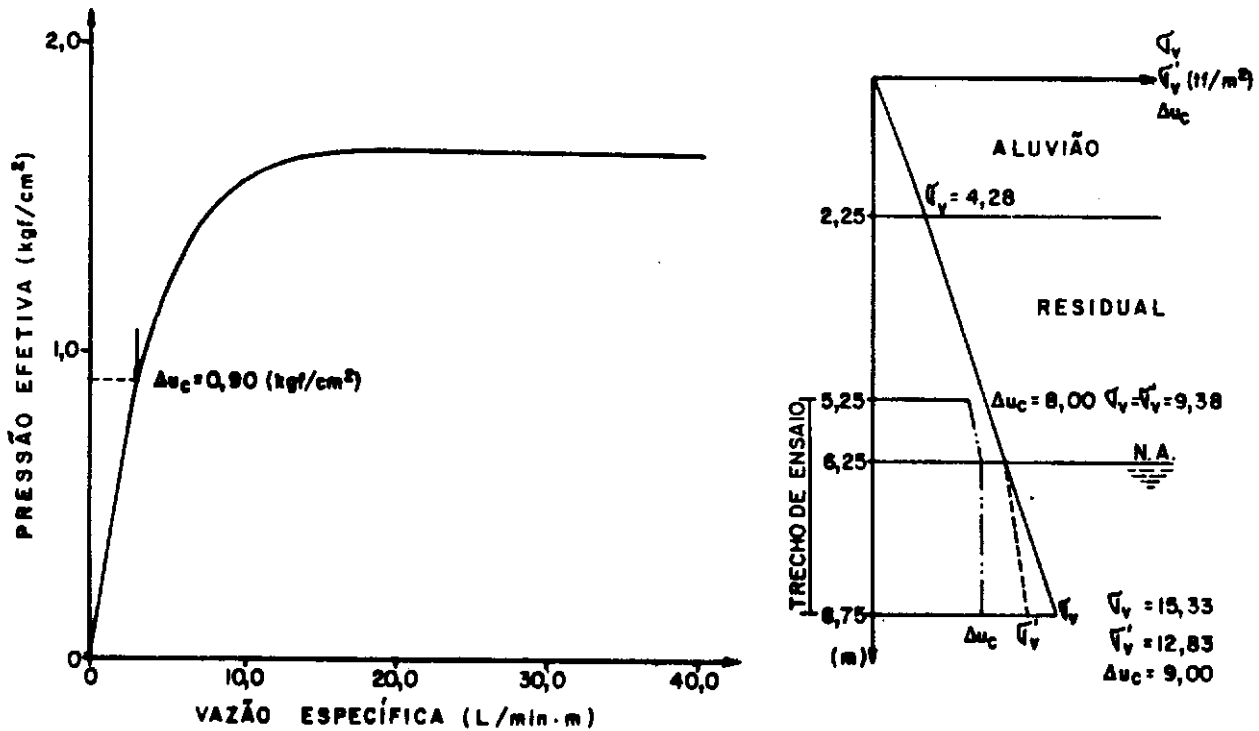
POSICÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	6,11
CENTRO	8,15

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.7 — Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual Ensaio Prévio.

FURO HCs-06



PRESSÃO (kgf/cm ²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUMNA D'ÁGUA	PENSA DE CARSA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,73	—	0,83	8,61	2,46	1"
0,40	"	—	1,13	14,49	4,14	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	—	1,43	24,01	6,86	1,07 m
1,00	"	0,07	1,66	59,19	16,91	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30		0,36	1,66	139,62	39,89	5,25 m
						TRECHO DE ENSAIO
						5,25 e 8,75 m

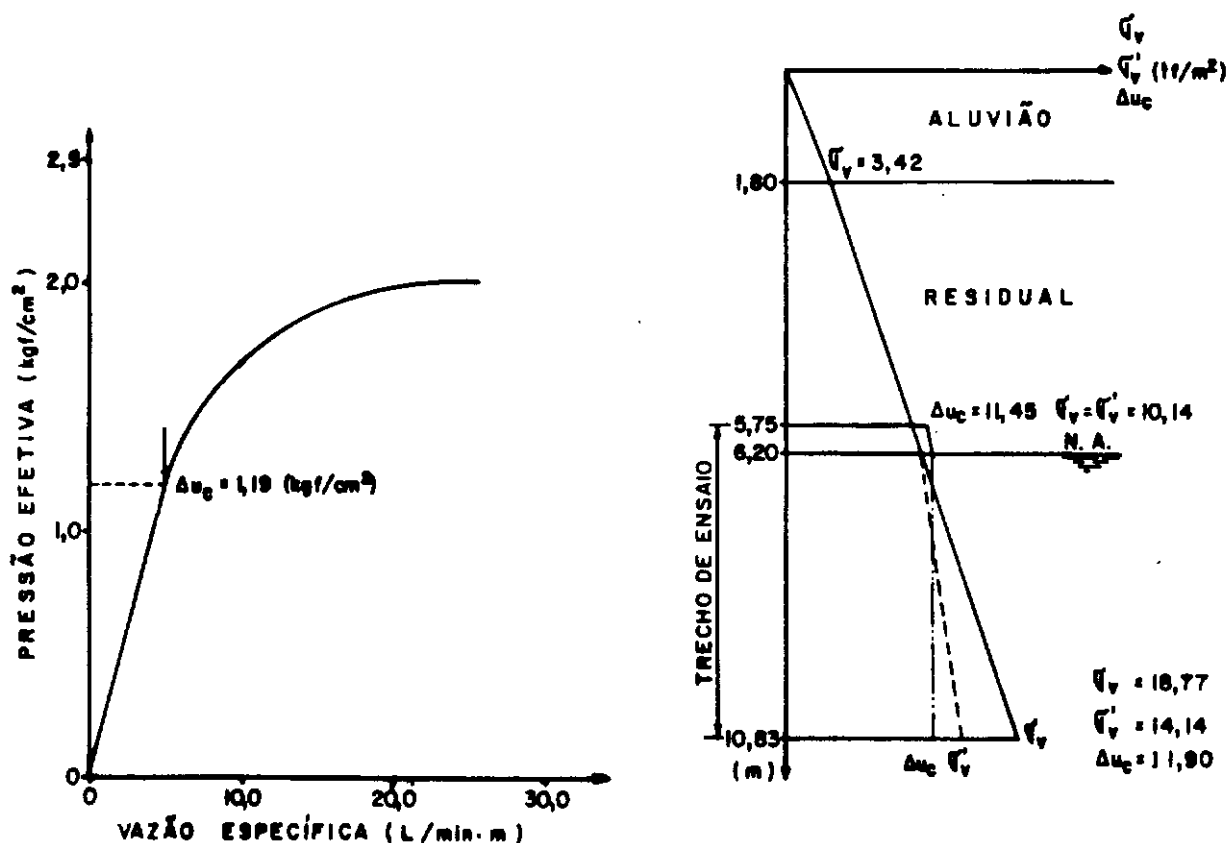
POSIÇÃO	Δu_c (tf/m ²)
TOPO	8,00
CENTRO	8,86

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADOTADO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.8 — Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual Ensaio Prévio.

FURO HCs-07



PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUMNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,77	—	0,87	17,02	3,35	1"
0,40	"	—	1,17	24,28	4,78	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,03	1,44	38,20	7,52	1,53 m
1,00	"	0,06	1,72	46,28	9,11	POSICÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,16	1,92	83,52	16,44	5,75 m
1,60	"	0,36	2,01	130,20	25,63	TRECHO DE ENSAIO
						5,75 e 10,83 m

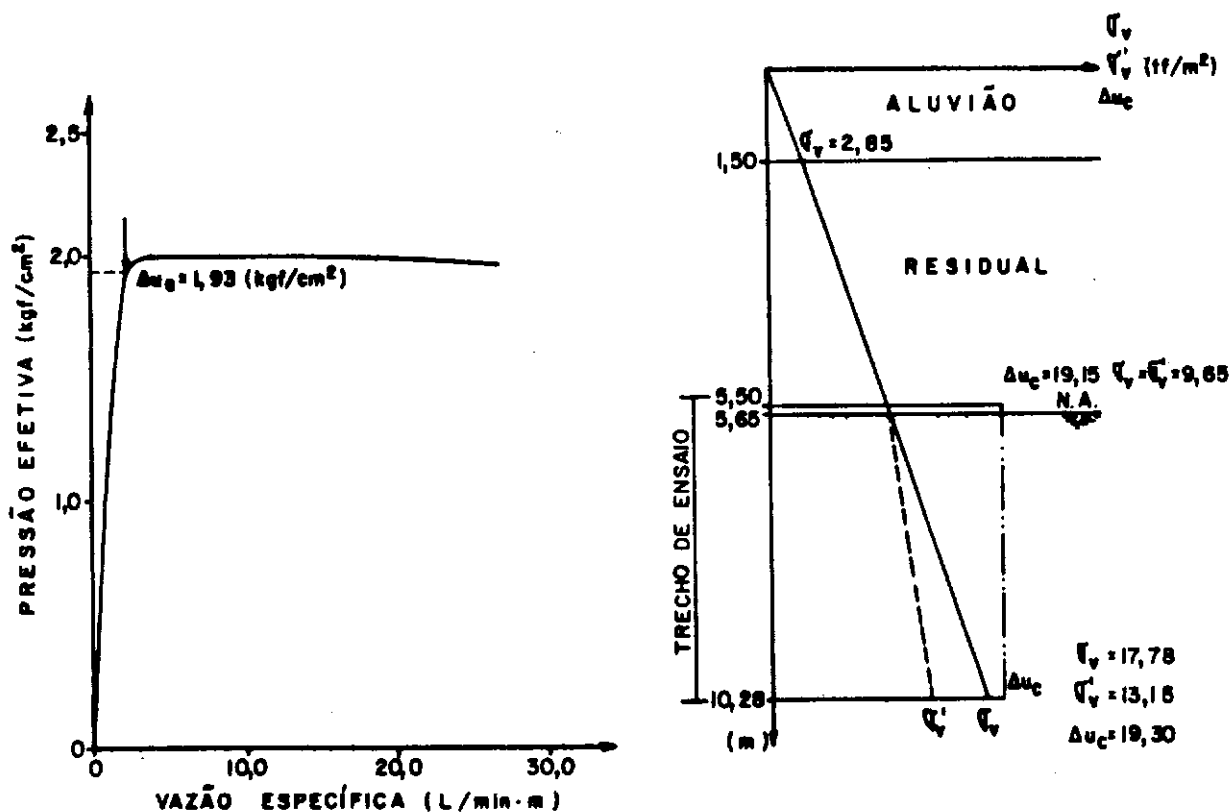
POSICÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	11,45
CENTRO	11,88

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADOPTADO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.9 — Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual Ensaio Prévio.

FURO HC8-09A



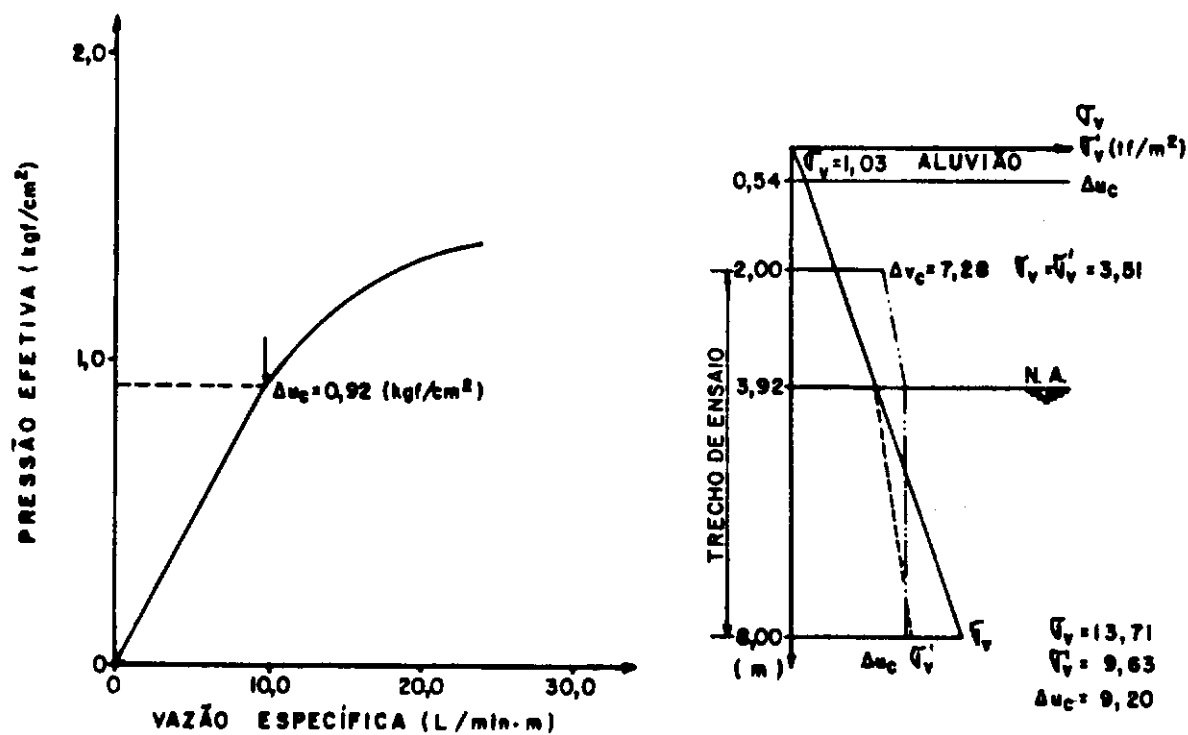
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUMNA D'ÁGUA	PENSA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,70	—	0,80	2,92	0,61	1"
0,40	"	—	1,10	4,68	0,98	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	—	1,40	8,99	1,88	1,38 m
1,00	"	—	1,70	11,52	2,41	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	—	2,00	12,81	2,68	5,50 m
1,60	"	0,33	1,97	127,39	26,65	TRECHO DE ENSAIO
						5,50 a 10,28 m

POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	19,15
CENTRO	19,30

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_g MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.10 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual
 Ensaio Previo.

FURO HC8-10



PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PENSA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,53	0,01	0,62	38,22	6,37	1"
0,40	"	0,03	0,90	57,30	9,55	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,06	1,17	88,20	14,70	1,38 m
1,00	"	0,15	1,39	142,50	23,75	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,19	1,64	159,60	26,60	2,00 m
						TRECHO DE ENSAIO
						2,00 e 8,00 m

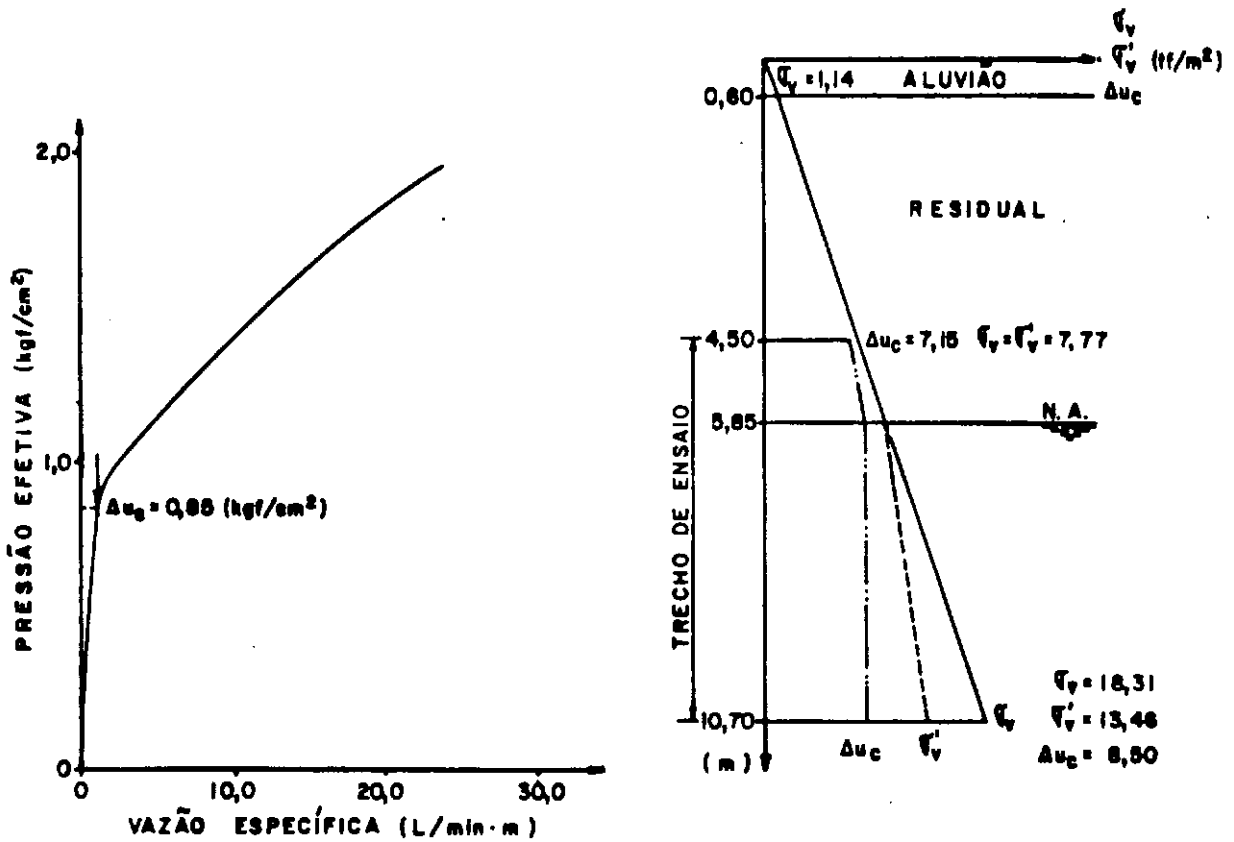
POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	7,28
CENTRO	8,89

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.11 — Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual
Ensaio Prévio.

FURO HCs - IIA



PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MEDIDA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min·m)	
0,10	0,73	—	0,83	6,20	1,00	1"
0,30	"	—	1,13	28,89	1,86	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,06	1,37	58,22	9,39	1,46 m
1,00	"	0,13	1,60	86,99	14,03	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,18	1,85	114,02	18,39	4,50m
1,60	"	0,37	1,96	147,68	23,82	TRECHO DE ENSAIO
						4,50 a 10,70m

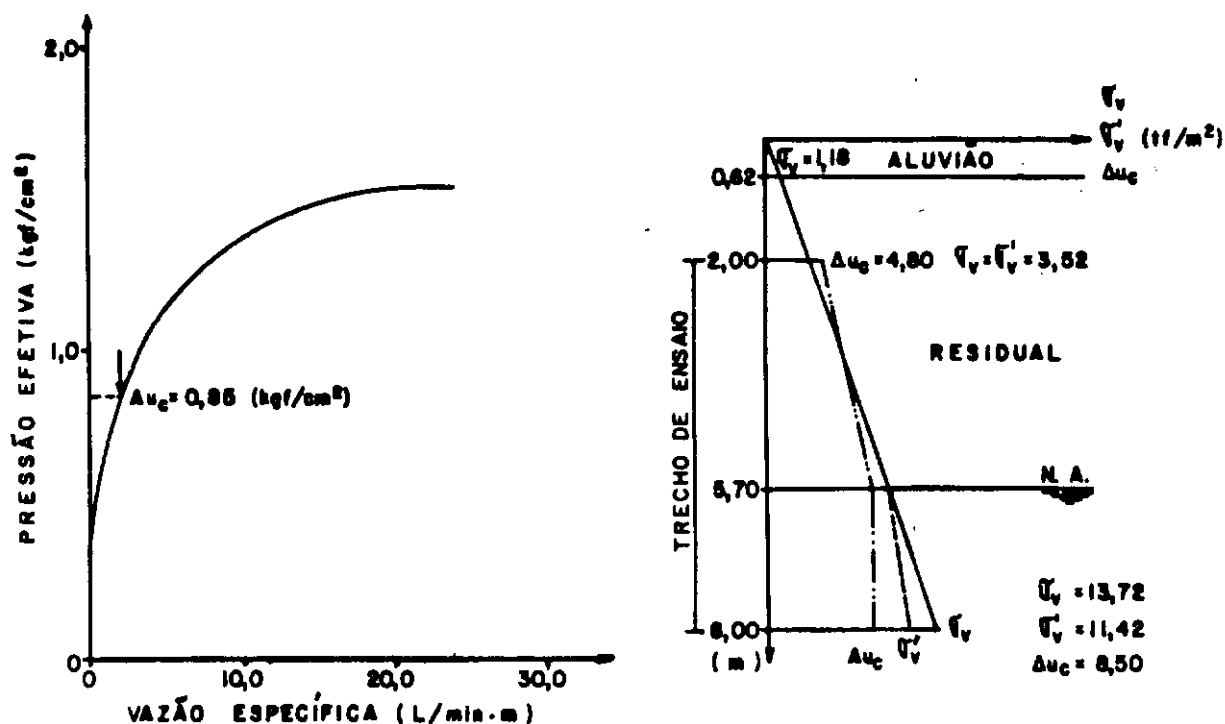
POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	7,15
CENTRO	8,35

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADOPTADO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.12 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual
Ensaio Prévio.

FURO HCs-12



PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (L/min.)	ESPECÍFICA (L/min·m)	
0,10	0,69	—	0,79	8,52	1,44	1"
0,40	"	—	1,09	24,12	4,02	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,03	1,36	60,18	10,03	1,21 m
1,00	"	0,15	1,54	144,00	24,00	POSICÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,19	1,80	180,02	26,67	2,00 m
						TRECHO DE ENSAIO
						2,00 a 8,00 m

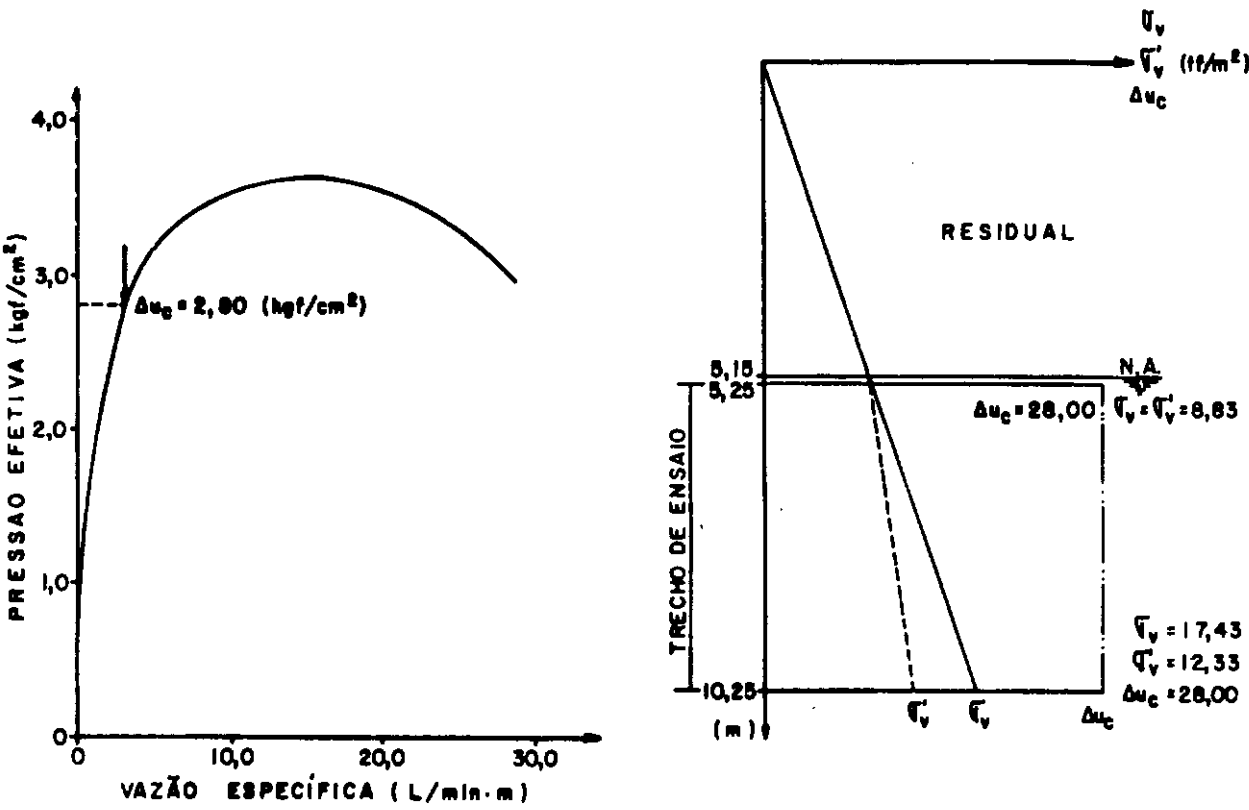
POSICÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	4,80
CENTRO	7,36

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.13 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual
Ensaio Prévio.

FURO HC8-13



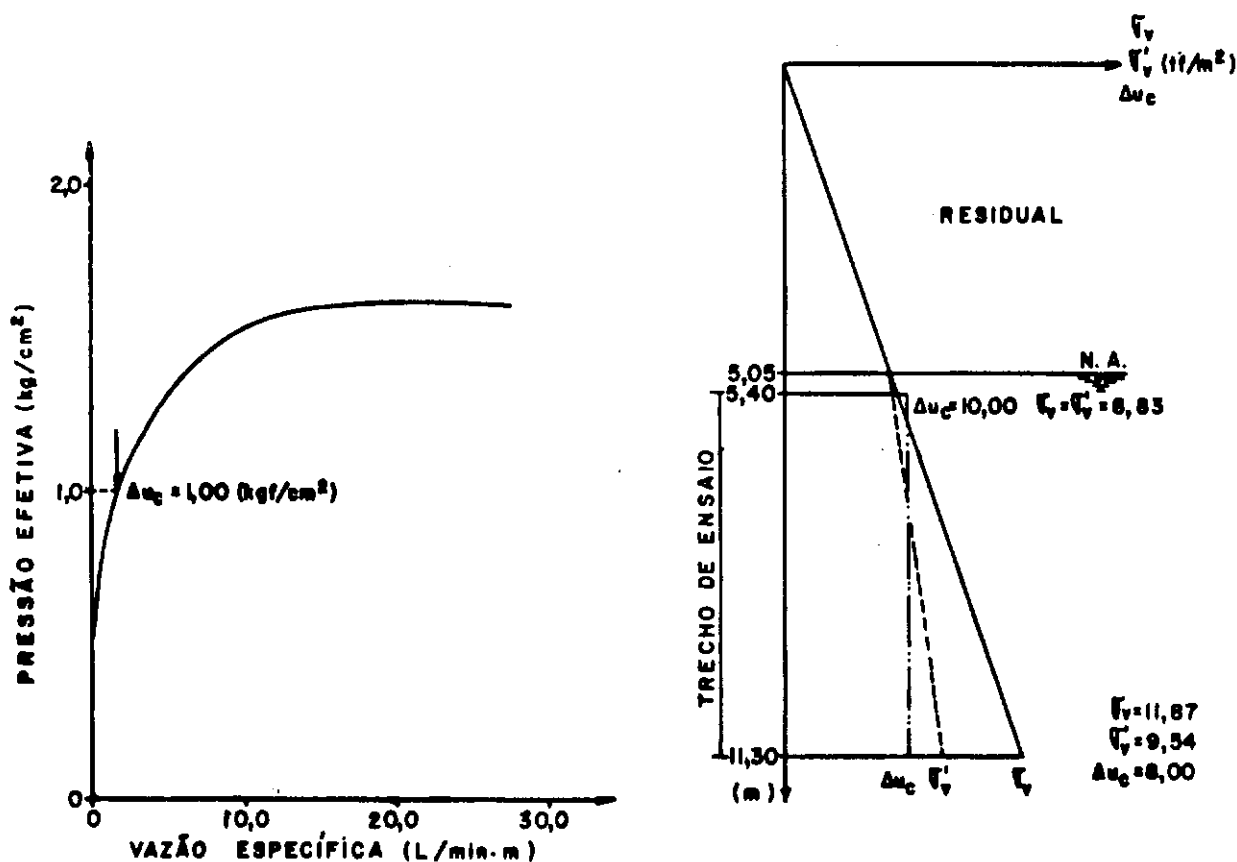
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PENSA DE CARGA	EFETIVA	MEDIDA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,67	—	0,77	0,60	0,12	1"
0,40	"	—	1,07	1,80	0,36	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	—	1,37	2,60	0,52	1,51 m
1,00	"	—	1,67	4,60	0,92	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	—	1,97	7,70	1,54	5,25 m
1,60	"	—	2,27	9,90	1,98	TRECHO DE ENSAIO
1,90	"	—	2,57	11,10	2,22	5,25 e 10,25 m
2,20	"	—	2,87	15,20	3,04	
2,50	"	—	3,17	21,90	4,38	
2,80	"	0,03	3,44	35,90	7,18	
3,10		9,13	3,64	79,80	15,92	
2,70		0,40	2,97	147,60	28,72	

POSIÇÃO	Δu_c (tf/m²)
TOPO	28,00
CENTRO	28,00

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADOTADO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.14 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual Ensaio Prévio.

FURO HC8-15



PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUMNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,64	—	0,74	2,48	0,42	1"
0,40	"	—	1,04	9,20	1,56	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,02	1,32	32,69	5,54	1,35 m
1,00	"	0,08	1,56	60,23	10,22	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,31	1,63	124,02	21,02	5,40 m
1,50	"	0,52	1,62	161,13	27,31	TRECHO DE ENSAIO
						5,40 e 11,30 m

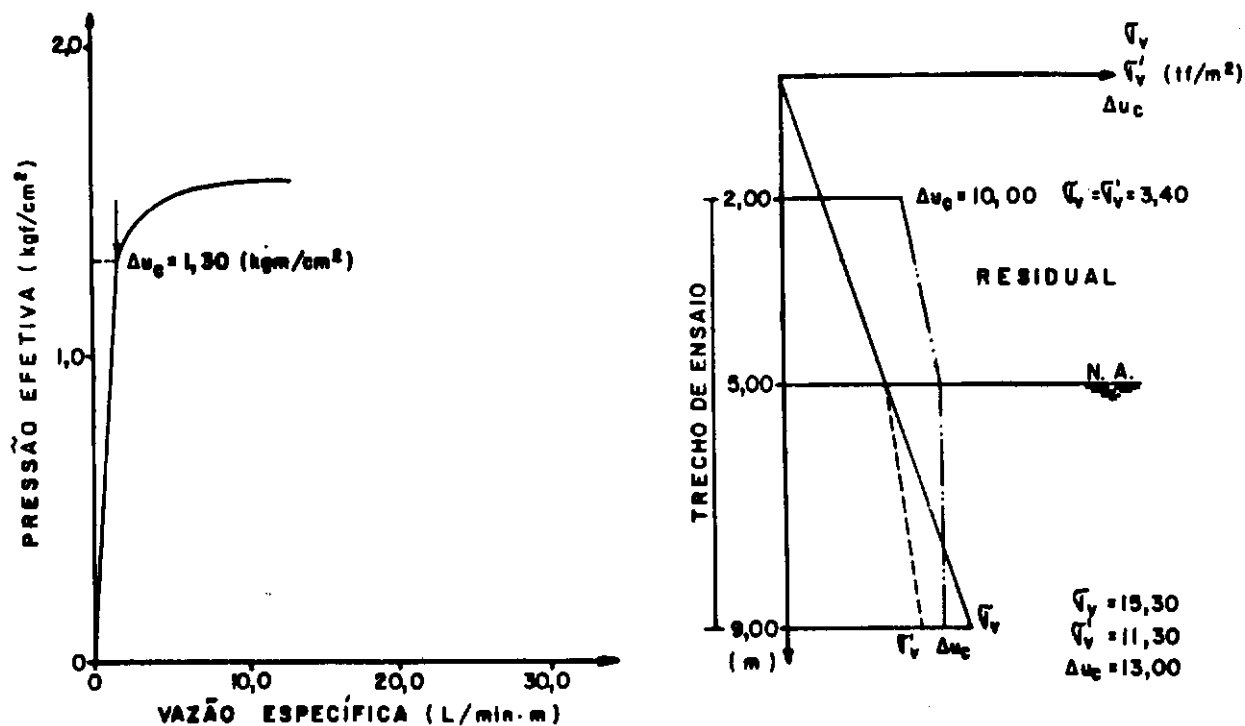
POSIÇÃO	Δu_c (tf/m²)
TOPO	10,00
CENTRO	10,00

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADOPTADO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.15—Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual
Ensaio Prévio.

FURO HCs-16



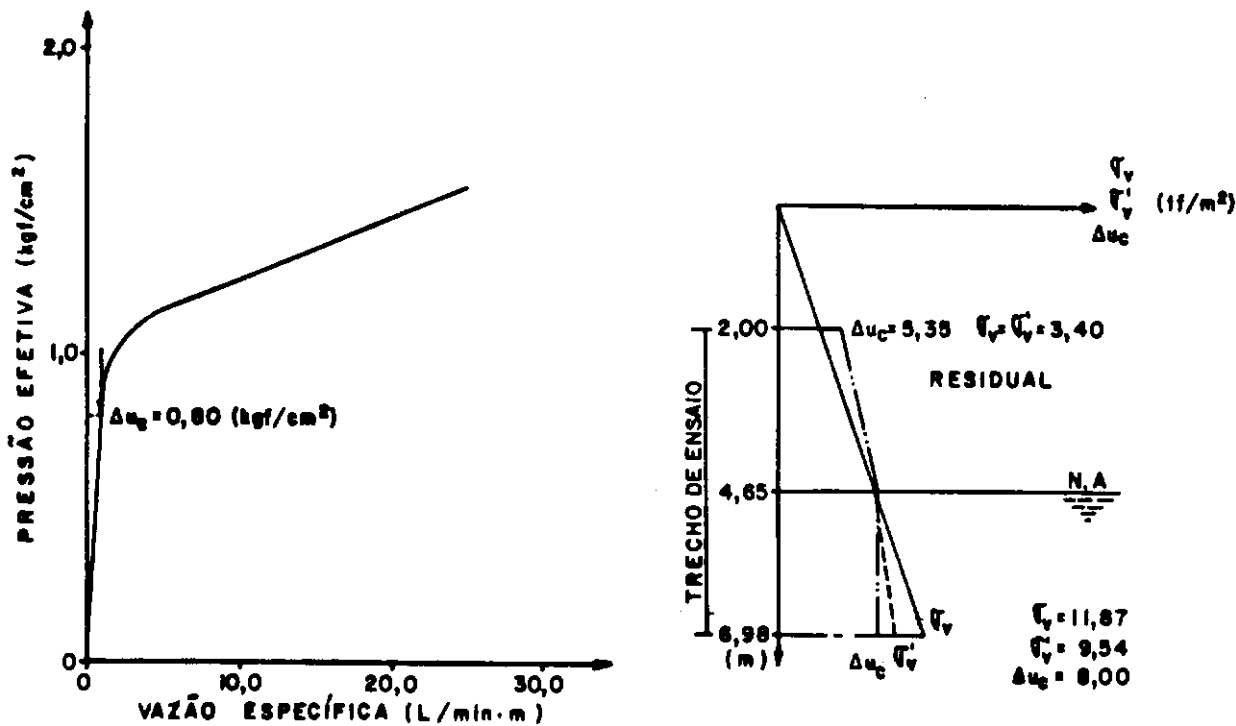
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MEDIDA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,88	—	0,78	4,76	0,68	1"
0,40	"	—	1,08	7,00	1,00	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	—	1,38	11,06	1,58	1,80 m
1,00	"	0,11	1,57	8,82	12,60	POSIÇÃO DO OBTURADOR
						2,00 m
						TRECHO DE ENSAIO
						2,00 a 9,00 m

POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	10,00
CENTRO	12,36

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.16 — Ensaio de Perda D'Água sobre Pressão em Solo Residual
Ensaio Prévio

FURO HC8-17



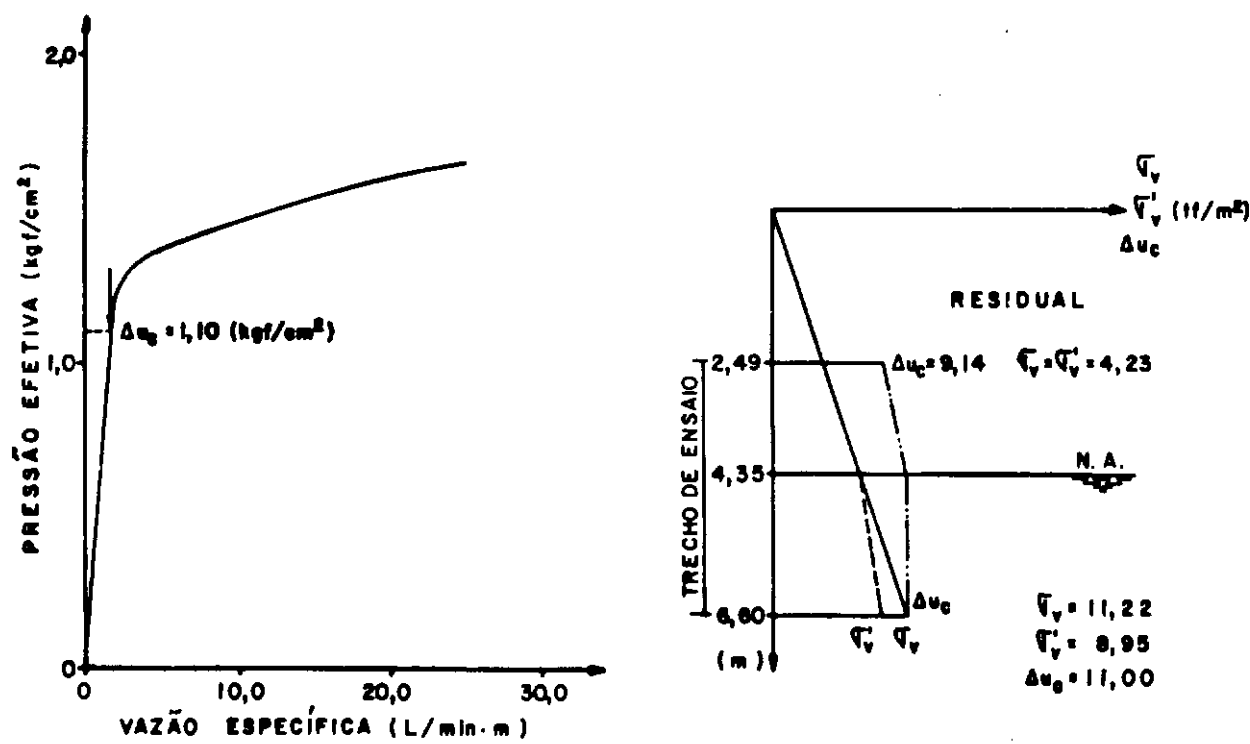
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMETRICA	COLUNA D'ÁGUA	PENDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,64	—	0,74	2,99	0,60	1"
0,40	"	—	1,04	7,82	1,57	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,04	1,30	72,91	14,64	1,73 m
1,00	"	0,10	1,54	115,09	23,11	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,17	1,77	159,31	31,99	2,00 m
						TRECHO DE ENSAIO
						2,00 e 6,98 m

POSIÇÃO	$\Delta u_c \text{ (l/m}^2\text{)}$
TOPO	5,35
CENTRO	8,00

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.17 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HCs-18



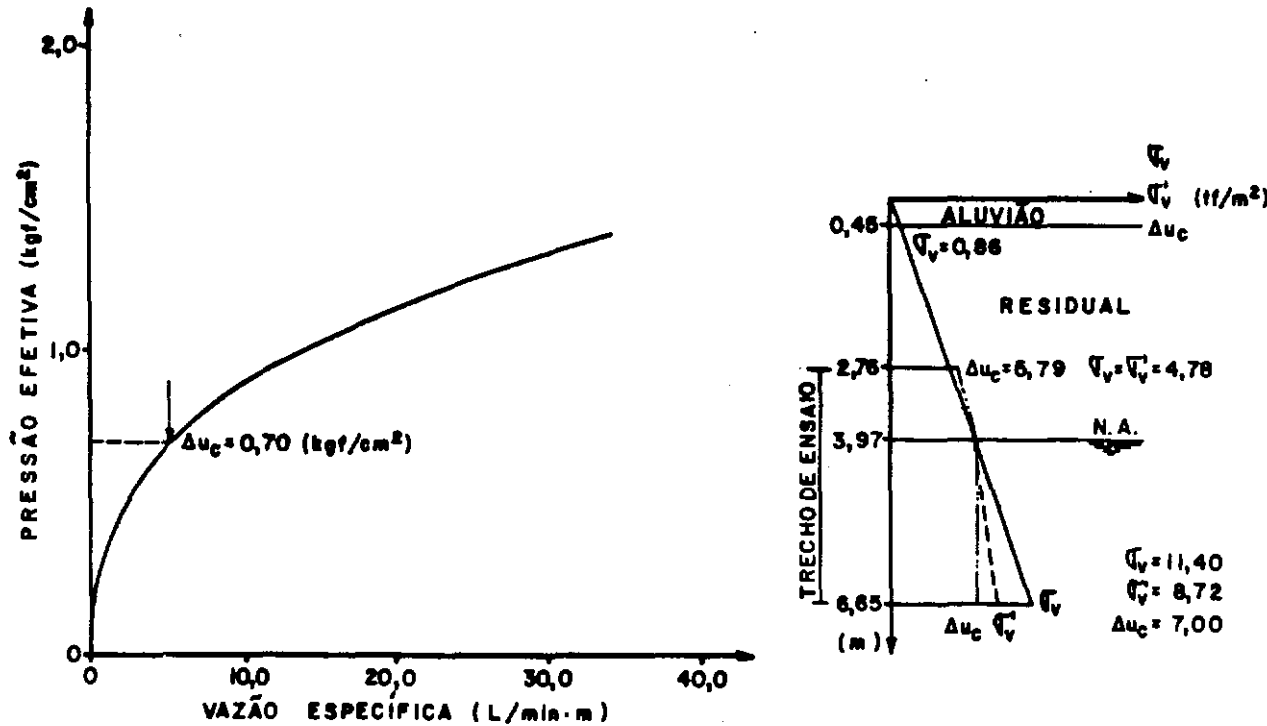
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,60	—	0,70	3,90	0,95	1"
0,30	"	—	1,00	5,59	1,36	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	—	1,30	10,81	2,63	
1,00	"	0,05	1,55	71,80	17,47	POSICÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,11	1,75	110,31	26,84	
						2,49 m
						TRECHO DE ENSAIO
						2,49 e 6,60 m

POSICÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	9,14
CENTRO	10,58

NOTA:
 Δu_0 NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_0 MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.18 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HCs-19



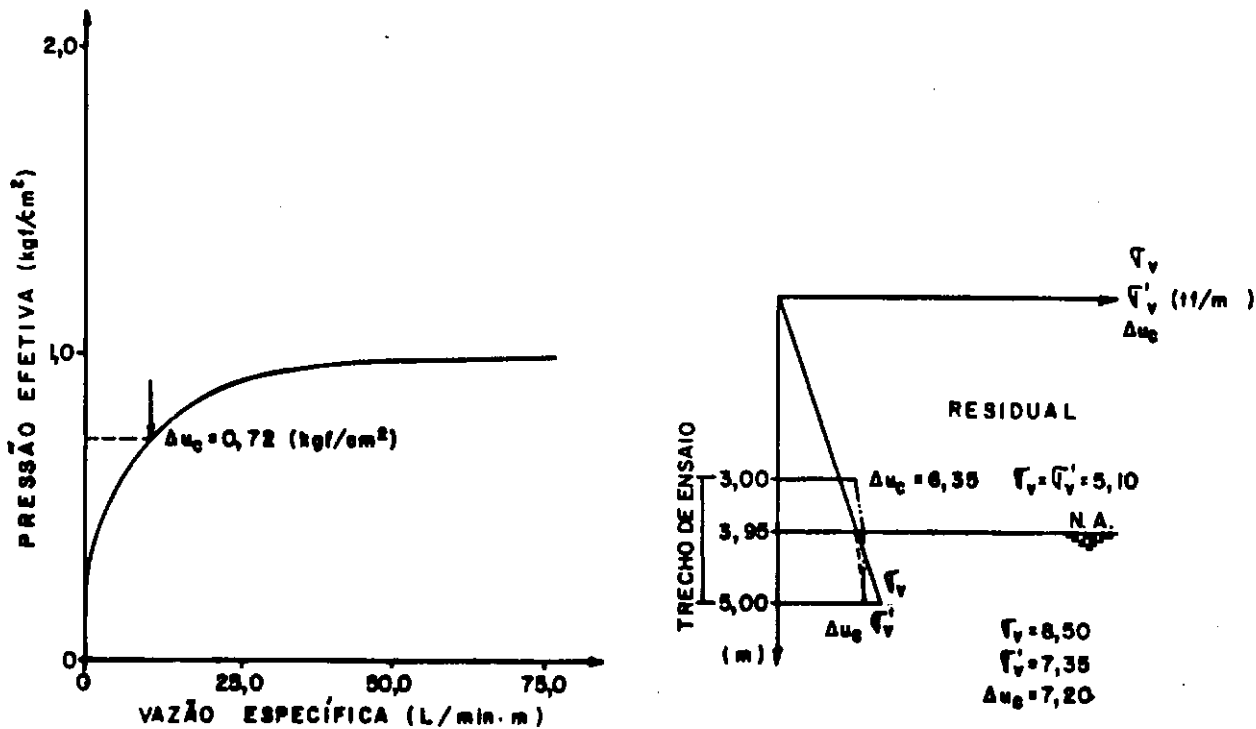
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PENSA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,56	—	0,66	16,18	4,16	1"
0,40	"	0,02	0,94	43,00	11,31	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,08	1,18	86,40	22,21	1,61 m
1,00	"	0,16	1,38	132,30	34,01	POSIÇÃO DO OBTURADOR
						2,76 m
						TRECHO DE ENSAIO
						2,76 a 6,65 m

POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	5,79
CENTRO	6,81

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.19 — Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual Ensaio Prévio.

FURO HCs-20



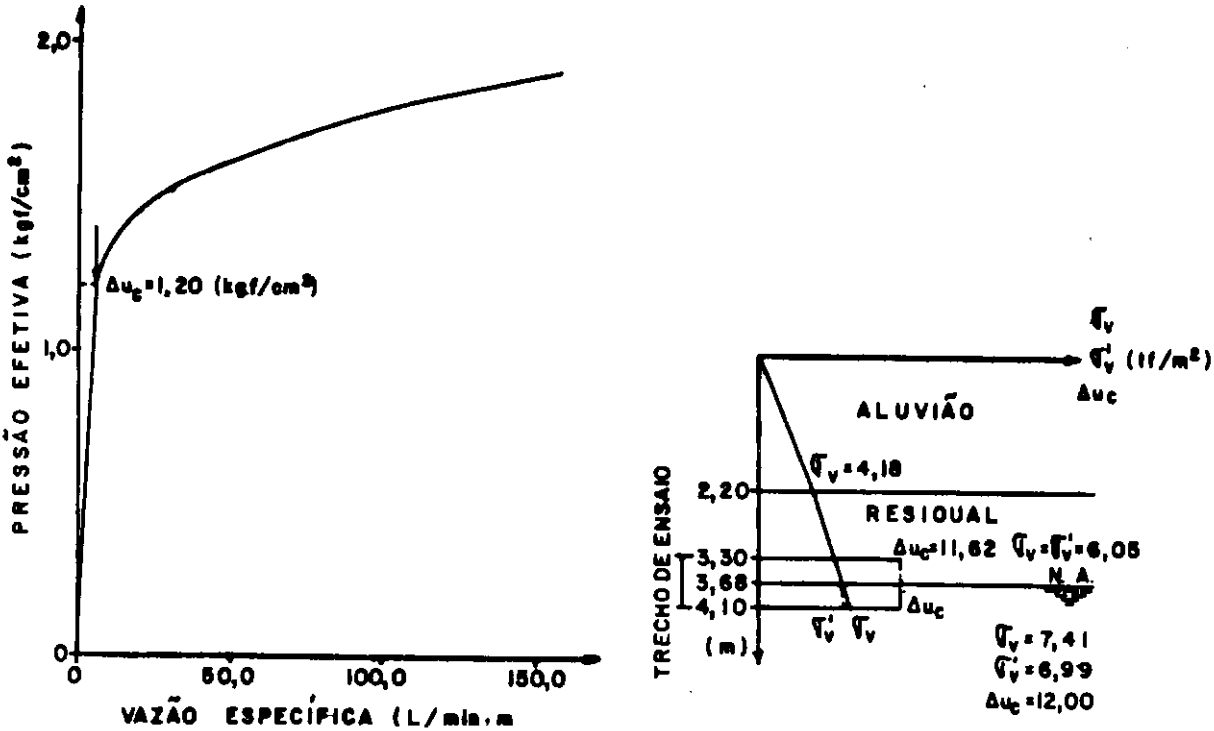
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMETRICA	COLUMNA D'ÁGUA	PENSA DE CARGA	EFETIVA	MEDIDA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,55	—	0,65	13,18	6,90	1"
0,40	"	0,03	0,92	52,60	26,30	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	0,26	0,99	153,20	76,60	1,63 m
						POSIÇÃO DO OBTURADOR
						3,00 m
						TRECHO DE ENSAIO
						3,00 a 8,00 m

POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	6,35
CENTRO	7,02

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADOTADO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.20 – Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HC8-22



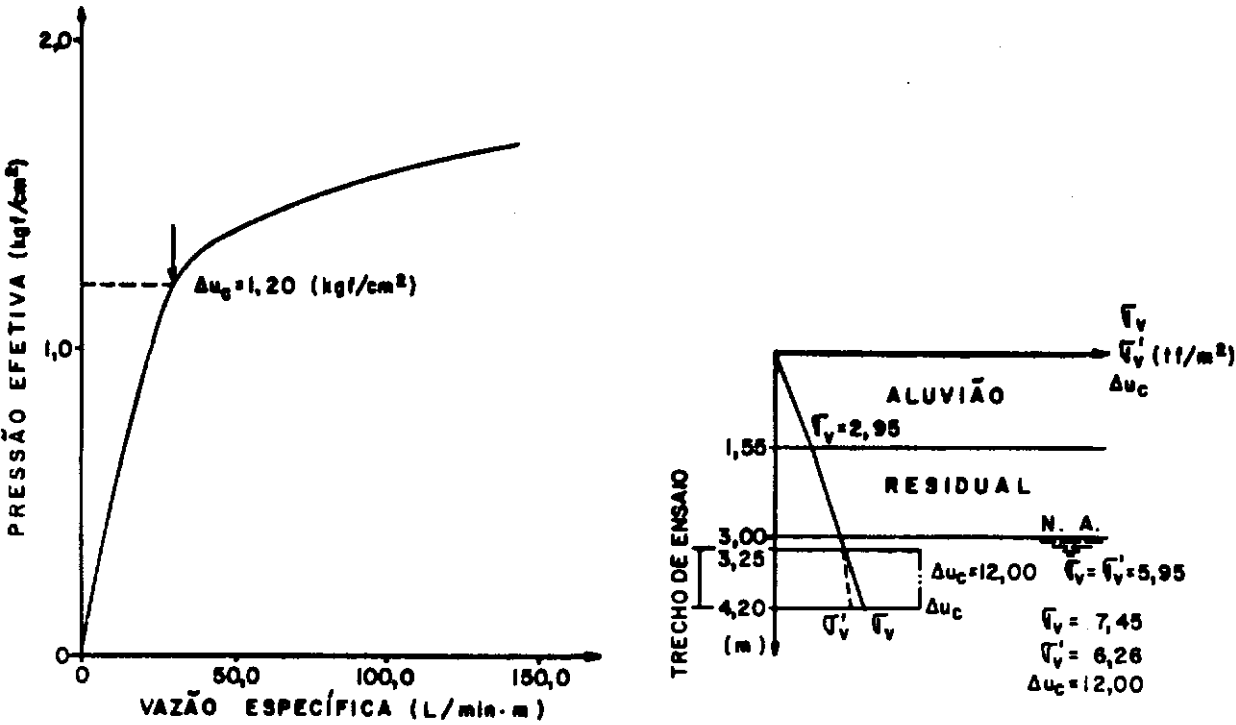
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,51	—	0,61	1,10	1,38	1"
0,40	"	—	0,91	2,80	3,50	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	—	1,21	4,40	5,50	1,42 m
1,00	"	—	1,51	19,70	24,63	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,06	1,75	67,30	84,13	3,30 m
1,60	"	0,19	1,92	126,10	157,63	TRECHO DE ENSAIO
						3,30 a 4,10 m

POSIÇÃO	Δu_c (l/min.m²)
TOPO	11,62
CENTRO	11,91

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.21 - Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HCs - 24



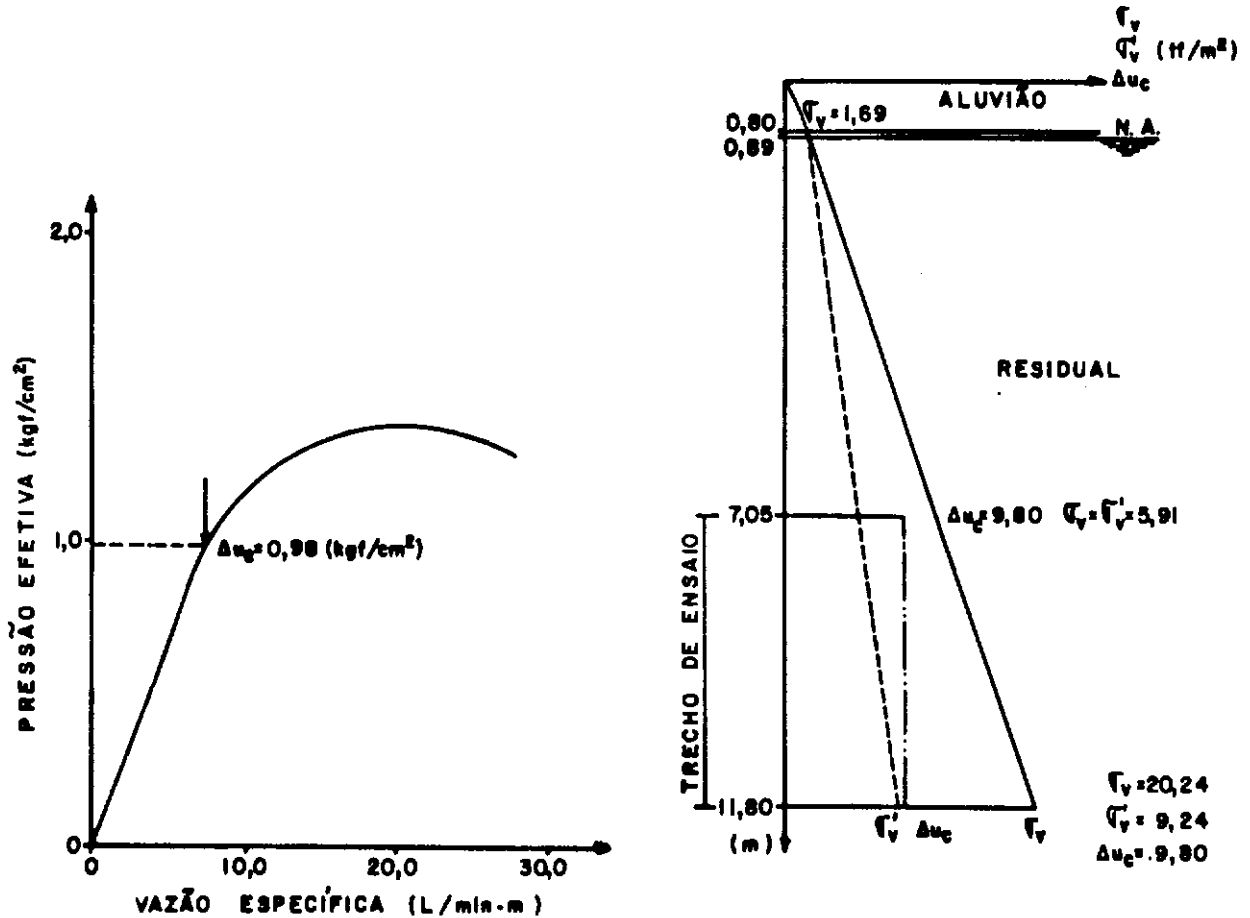
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min·m)	
0,10	0,29	—	0,39	6,60	6,95	1"
0,40	"	—	0,69	13,75	14,47	ALTURA DO MANÓMETRO
0,70	"	—	0,99	22,61	23,80	1,37 m
1,00	"	—	1,29	29,80	31,37	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,08	1,51	80,00	84,21	3,25 m
1,6	"	0,22	1,67	136,30	143,30	TRECHO DE ENSAIO
						3,25 a 4,20 m

POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	12,00
CENTRO	12,00

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.22 - Ensaio de Perda D' Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HC8-26



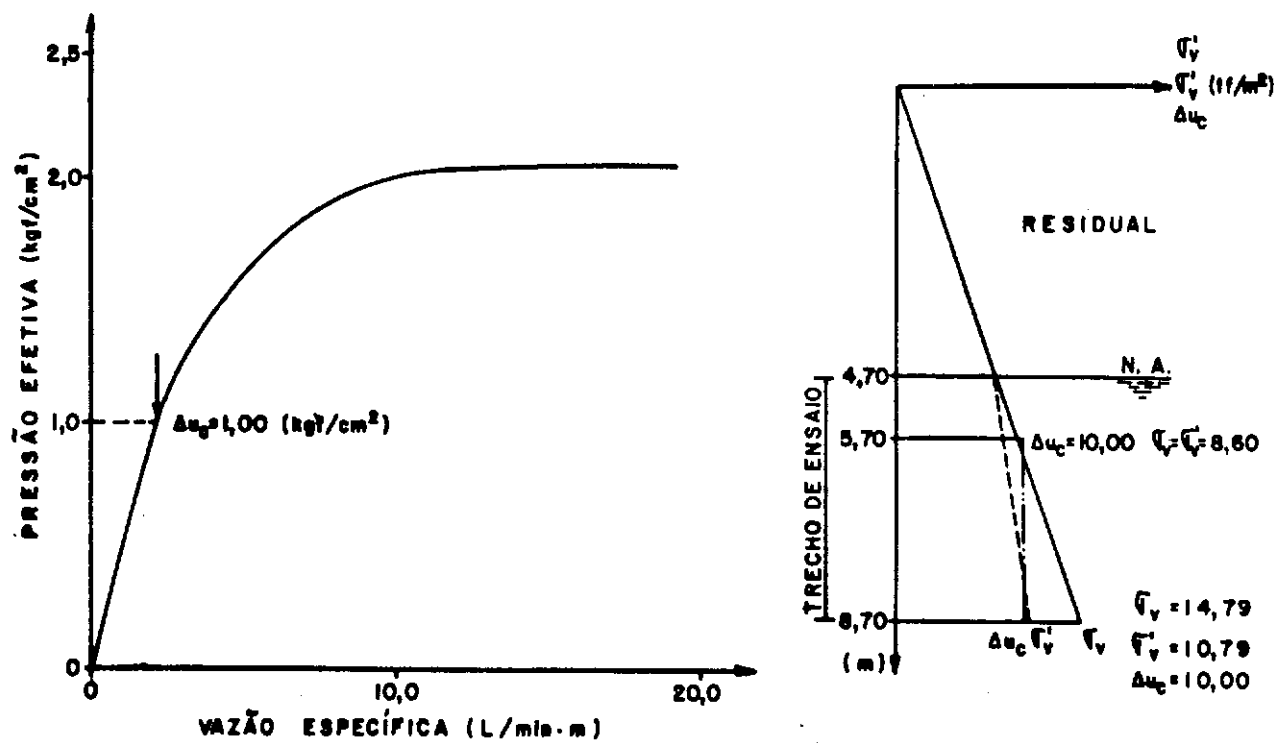
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		Ø TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUMNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MEDIDA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,28	—	0,38	12,02	2,53	1"
0,40	"	—	0,66	21,99	4,63	ALTURA DO MANÓMETRO
0,70	"	—	0,96	32,68	6,86	1,75m
1,00	"	0,08	1,18	49,02	10,32	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	0,21	1,35	79,18	16,67	7,05m
1,60	"	0,58	1,28	132,48	27,89	TRECHO DE ENSAIO
						7,05 a 11,80 m

POSIÇÃO	Δu_c (lf/m²)
TOPO	9,80
CENTRO	9,80

NOTA:
 Δu_c NO CENTRO FOI ADOTADO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.23 - Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HCs - 49 A



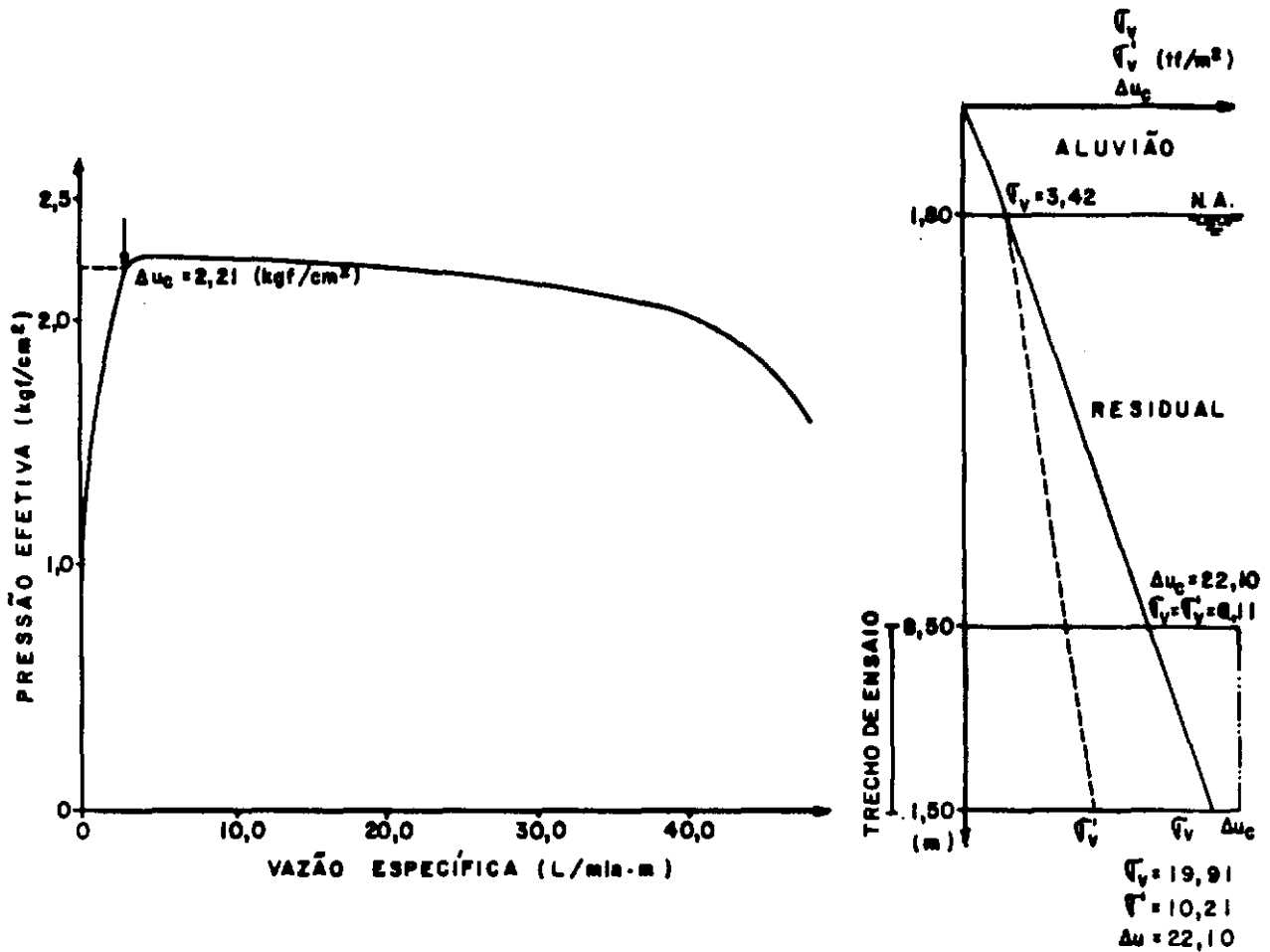
PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUMNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
—	0,57	—	0,57	3,36	1,12	1"
—	0,87	—	0,87	5,25	1,75	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	0,57	—	1,27	7,59	2,53	1,00 m
1,00	"	—	1,57	14,91	4,97	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	—	1,87	21,60	7,20	5,70 m
1,60	"	0,12	2,08	57,33	19,11	TRECHO DE ENSAIO
						5,70 e 8,70 m

POSIÇÃO	$\Delta u_c \text{ (l/m}^2\text{)}$
TOPO	10,00
CENTRO	10,00

NOTA:
 Δu_0 NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_0 MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.24 - Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

FURO HCs-52



PRESSÃO (kgf/cm²)				VAZÃO		TUBULAÇÃO DE ENSAIO
MANOMÉTRICA	COLUNA D'ÁGUA	PERDA DE CARGA	EFETIVA	MÉDIA (l/min.)	ESPECÍFICA (l/min.m)	
0,10	0,36	—	0,46	—	—	1"
0,40	"	—	0,76	—	—	ALTURA DO MANOMETRO
0,70	"	—	1,06	—	—	1,74 m
1,00	"	—	1,36	0,99	0,33	POSIÇÃO DO OBTURADOR
1,30	"	—	1,66	3,00	1,00	8,50 m
1,60	"	—	1,96	4,98	1,66	TRECHO DE ENSAIO
1,90	"	—	2,26	10,98	3,66	8,50 a 11,50 m
2,20	"	0,55	2,01	120,00	40,00	
2,00	"	0,79	1,57	144,57	48,19	

POSIÇÃO	Δu_c (l/m²)
TOPO	22,10
CENTRO	22,10

NOTA:

Δu_c NO CENTRO FOI ADMITIDO IGUAL AO Δu_c MÉDIO DO TRECHO DE ENSAIO

Figura V.25 - Ensaio de Perda D'Água sob Pressão em Solo Residual - Ensaio Prévio

condição drenada, é analisada a situação de fraturamento no centro e no topo do trecho de ensaio.

As Figuras (V.26) e (V.27) apresentam o excesso de pressão (Δu_c) x tensão efetiva vertical (σ'_{v_0}), para fraturamento no centro e no topo do trecho de ensaio, respectivamente.

Para a situação de fraturamento no centro, as soluções a serem utilizadas são as que supõem o furo e trecho de ensaio como infinitos comparados com o diâmetro.

Através da Figura (V.26) observa-se que a região de maior incidência de pontos pode ser delimitada pelas retas $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 0,76$ e $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,41$, tendo uma reta média $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,03$.

(A) Solução de Morgerstern - Vaughan

$$\text{Admitindo } \sigma'_{v_0} = \sigma'_1 \text{ e } \sigma'_{h_0} = \sigma'_3$$

$$\Delta u_c = \frac{\sigma'_{v_0} (1 + K_0)}{2} - \frac{\sigma'_{v_0} (1 - K_0) + c' \cotg \phi'}{2 \text{ sen } \phi'} \dots (III.72)$$

$$c' = 0 \quad (\text{estimados a partir de ensaios } \overline{CU})^{14}$$

$$\phi' = 25$$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,68 K_0 - 0,68 \dots (V.14)$$

$$\text{para } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 0,76 \Rightarrow K_0 = 0,86$$

$$\text{para } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,03 \Rightarrow K_0 = 1,02 \approx 1,00$$

$$\text{para } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,41 \Rightarrow K_0 = 1,24 > 1,00 \text{ (impossível)}$$

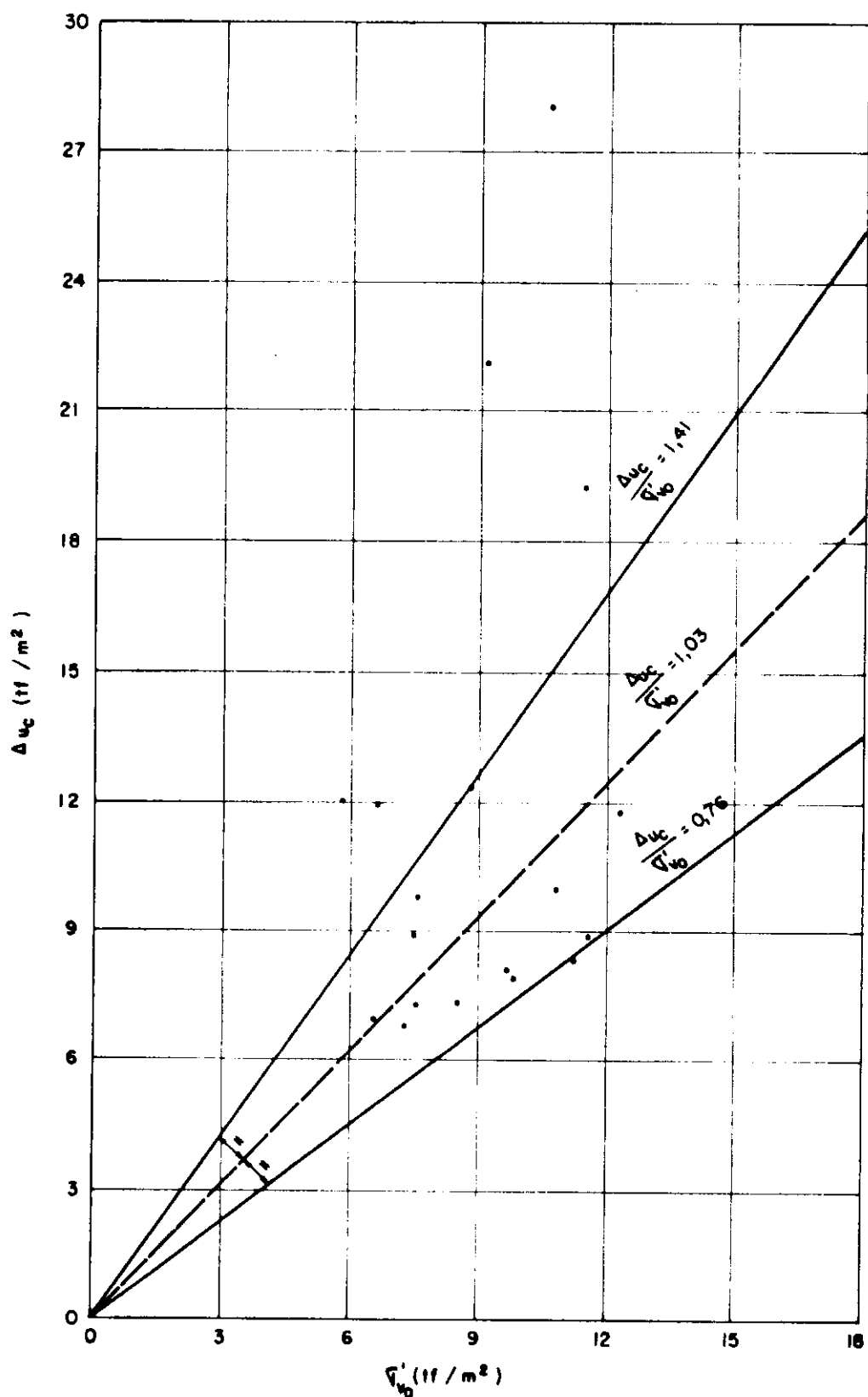


Figura V.26 — Gráfico de Excesso de Pressão no momento da ruptura (Excesso de Pressão crítica = Δu_c) versus tensão efetiva vertical (σ'_{v0}), no centro do trecho de ensaio.

(B) Solução de Jaeger

admitindo $\sigma'_{v_0} = \sigma'_1$:

Solo residual com plano de fraqueza horizontal:

$$\Delta u_c = c' \cotg \theta' + \sigma'_{v_0} \dots\dots\dots (III.77)$$

$$\begin{aligned} c' &= 0 \\ \theta' &= 25^\circ \end{aligned} \Rightarrow \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1 \text{ e não determina } K_0 \dots\dots (V.15)$$

Solo residual com plano de fraqueza vertical:

$$\Delta u_c = c' \cotg \theta' + K_0 \sigma'_{v_0} \dots\dots\dots (III.81)$$

$$\begin{aligned} c' &= 0 \\ \theta' &= 25^\circ \end{aligned} \Rightarrow \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = K_0 \dots\dots\dots (V.16)$$

$$\text{para } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 0,76 \Rightarrow K_0 = 0,76$$

$$\text{para } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,41 \Rightarrow K_0 = 1,41 > 1,00 \text{ (impossível)}$$

(C) Solução de Kennard

$$\text{Fratura horizontal: } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1 \dots\dots\dots (III.83)$$

$$\text{Fratura vertical: } \frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = \frac{2 K_0}{1 + \nu'} \dots\dots\dots (III.84)$$

Como K_0 pode ser estimado apenas em caso de fratura vertical, tem-se

$$\begin{aligned} \text{Fratura vertical:} \\ \frac{2 K_0}{1 + \nu'} < 1 \end{aligned}$$

$$\therefore K_0 < \frac{1 + \nu'}{2} \dots\dots\dots (V.17)$$

Com $\nu' = 0,3 \Rightarrow K_0 < 0,65$, que também pode ser obtido pelo âbaco da figura (III. 12)

de (III. 84) com $\nu' = 0,3$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{V_0}} = 1,54 K_0 \dots\dots\dots (V.18)$$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{V_0}} = 0,76 \Rightarrow K_0 = 0,49$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{V_0}} = 1,03 \approx 1,00 \Rightarrow$ fratura horizontal

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{V_0}} = 1,41 > 1,00$ (impossível)

(D) Solução de Bjerrum et al

Fratura Horizontal:

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{V_0}} = 1 \dots\dots\dots (III.95)$$

Fratura Vertical:

$$\Delta u_B > \Delta u_c \quad \Delta u_c = \left(\frac{1}{\nu'} - 1 \right) \left[S'_t + (1 - \alpha) K_0 \right] \sigma'_{V_0} \dots\dots\dots (III.86)$$

admitindo $S'_t = 0$ e $\alpha = \beta = 0$ (sem distúrbio)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{V_0}} = \left(\frac{1}{\nu'} - 1 \right) K_0 \dots\dots\dots (V.19)$$

com $\nu' = 0,3$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{V_0}} = 2,33 K_0 \dots\dots\dots (V.20)$$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 0,76 \Rightarrow K_0 = 0,33$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,03 \approx 1,00 \Rightarrow$ fratura horizontal

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,41 > 1,00$ (impossível)

$$\Delta u_B < \Delta u_c \quad \Delta u_c = (1-\nu') \left[S'_t + (2-\alpha+\beta) K_0 \sigma'_{v_0} \right] \dots (III.87)$$

admitindo $S'_t = 0$, e $\alpha = \beta = 0$ (sem distúrbios)

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = (1-\nu') 2 K_0 \dots (V.21)$$

com $\nu' = 0,3$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,40 K \dots (V.22)$$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 0,76 \Rightarrow K_0 = 0,54$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,03 \approx 1,0 \Rightarrow$ fratura horizontal

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 1,41 > 1,0$ (impossível)

(F) Solução de Haimson-Fairhurst

Fratura Horizontal:

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = \frac{1-\nu'}{\nu'} \dots (III.125)$$

com $\nu' = 0,3$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma'_{v_0}} = 2,33 \dots (V.23)$$

Fratura Vertical:

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 2(1-\nu') K_0 \dots\dots\dots (\text{III.124})$$

com $\nu' = 0,3$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 1,40 K_0 \dots\dots\dots (\text{V.24})$$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 0,76 \Rightarrow K_0 = 0,54$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 1,03 \Rightarrow K_0 = 0,74$

para $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 1,41 \Rightarrow K_0 = 1,01 \approx 1,00$

Para a situação de fraturamento no topo, a solução a ser utilizada é a que supõe o furo de comprimento infinito e trecho de ensaio finito comparados com o diâmetro. Através da Figura (V,27), observa-se que a região de maior incidência de pontos pode ser delimitada pelas retas $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 0,96$ e $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 2,10$ tendo uma reta média $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 1,39$.

(A) Solução de Haimson-Fairhurst-Kehle

Topo do trecho:

Fratura Horizontal: $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = (1-\nu') \dots\dots\dots (\text{III.135})$

com $\nu' = 0,3$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 0,70 \dots\dots\dots (\text{V.25})$$

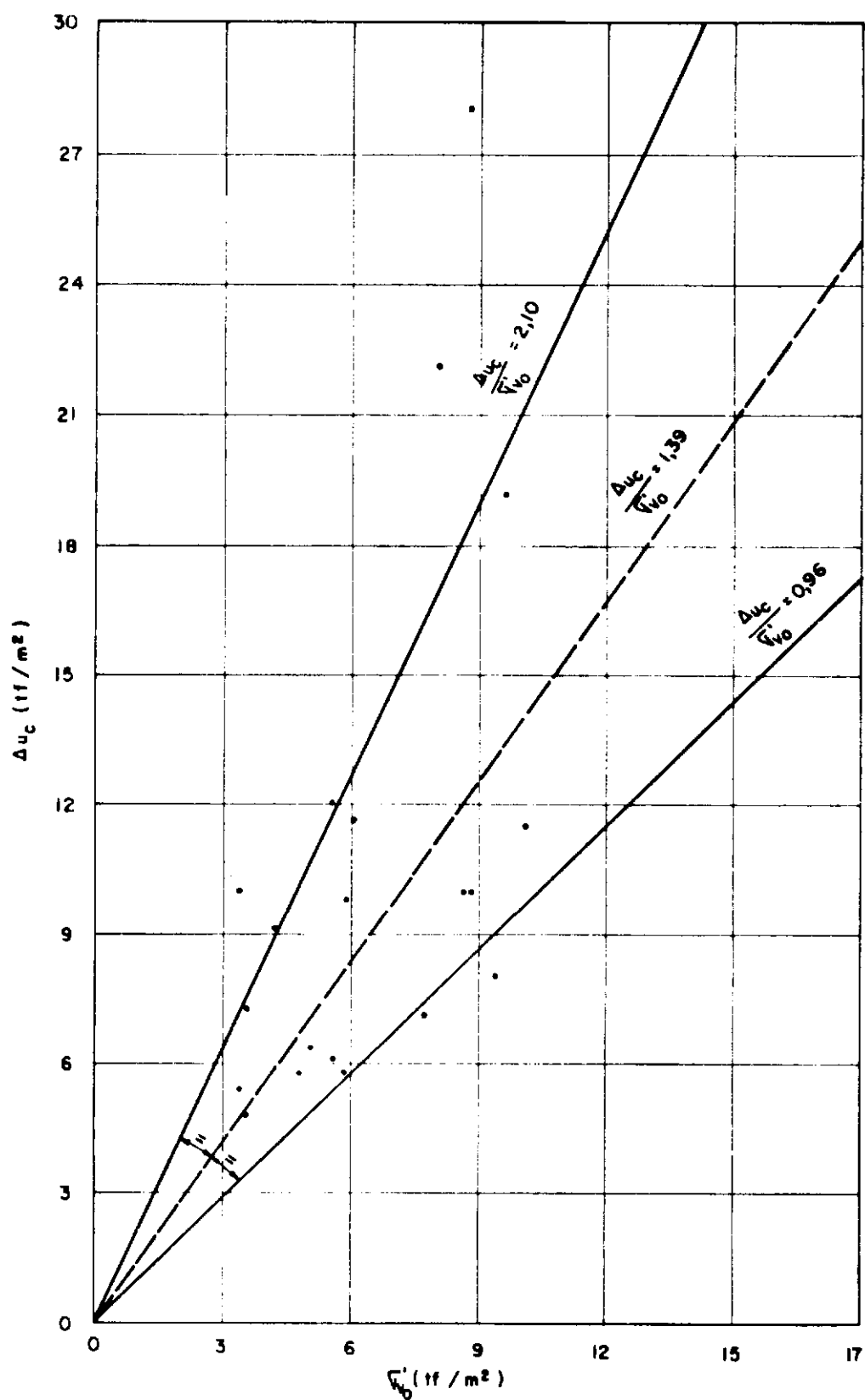


Figura V. 27 — Gráfico de Excesso de Pressão no momento da ruptura (Excesso de Pressão crítico = Δu_c) versus tensão efetiva vertical (σ'_{v0}), no topo do trecho de ensaio.

Fratura Vertical:
$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 2 \frac{(1-\nu')}{\nu'} K_0 \dots\dots\dots (III.133)$$

com $\nu' = 0,3$

$$\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 4,67 K_0 \dots\dots\dots (V.26)$$

Comparando a expressão (V.26) com (V.25) verifica-se que a probabilidade teórica de ocorrência de fratura horizontal no topo do telhado de ensaio é bastante elevada, pois a fratura vertical só poderá ocorrer para $K_0 < 0,15$.

Para os resultados obtidos dos gráficos da Figura(V.27) observa-se que as relações são superiores a $\frac{\Delta u_c}{\sigma_{v_0}} = 0,7$. Assim, K_0 não pode ser determinado.

Dos resultados obtidos através das soluções teóricas, pode-se admitir $0,50 \leq K_0 \leq 1,00$, porém, devido à grande tendência de fraturamento horizontal, valores de K_0 seriam melhor arbitrados próximos da unidade.

Pode ser ressaltado que uma interpretação à partir das soluções teóricas acima expostas significa admitir o solo residual como meio elástico, porém, ao se aplicar os resultados obtidos nos Ensaios (Figura V.6 e V.25), chega-se a valores de K_0 superiores à unidade, que pela Teoria da Elasticidade é impossível ocorrer. Ao se utilizar valores de $K_0 > 1$ estaria extrapolando as soluções para uma região de inaplicabilidade da própria Teoria que deu origem às soluções. Assim resolveu-se admitir valores de K_0 cobertos pela Teoria da Elasticidade. Esta incongruência obtida a partir dos resultados medidos pode ser principalmente explicada pelo fato do solo residual se afastar de um comportamento ideal, ou seja, de um meio perfeitamente elástico, tendo assim um parâmetro K_0 amplamente influenciado pela história de tensões do solo. As imprecisões inerentes ao próprio ensaio, mesmo porque não foi concebido para este fim, pode, também, ter contribuído para o fato.

V.3.2. Através dos Ábacos de Brooker & Ireland ⁶

Brooker & Ireland (1965) analisando a influência da história de tensões no comportamento do parâmetro K_0 , executaram uma série de ensaios oedométricos em célula com controles especiais capacitada para medir tanto a pressão efetiva vertical quanto a pressão lateral.

Foram selecionados 5 tipos de solos de propriedades bem conhecidas, com plasticidade variando de baixa a alta e ângulos de atrito interno efetivo cobrindo a faixa de $15,5^\circ$ a $27,5^\circ$.

Os solos foram remoldados no Índice de Liquidez (IL) de 0,5 e os corpos de prova submetidos a uma pressão de pré-adensamento de 2.200,0 p.s.i. ($\approx 155,0 \text{ Kgf/cm}^2$) à várias razões de pré-adensamento (R.P.A.), sendo encontrada uma relação do parâmetro K_0 com o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e com o índice de plasticidade (IP) para cada R.P.A.

As Figuras (V.28) e (V.29) apresentam $K_0 \times \phi'$ e $K_0 \times \text{IP}$ respectivamente, para R.P.A. de 1, 2, 3, 4, 8, 16 e 32.

Baseado neste trabalho, K_0 será estimado para ser aplicado no cálculo do dimensionamento das fraturas verticais induzidas.

Partindo dos resultados dos ensaios oedométricos realizados no Projeto Básico ¹⁴ (Figuras V.2 e V.3), tem-se

. Amostras da Margem Esquerda (PI-1) - 3 ensaios

N.A. (profundidade) - 8,8 m

Aluvião (espessura) - 5,1 m

Amostra (profundidade da coleta) - 6,2 a 6,5 m

Peso Específico Aparente (γ_h):

$$\text{Aluvião} - \gamma_h = 1,84 \text{ tf/m}^3$$

$$\text{Residual} - \gamma_h = 1,68 \text{ tf/m}^3$$

$$\text{Pressão de Pré-Adensamento (médias dos 3 ensaios)} \sigma_{va} = 50,0 \text{ tf/m}^2$$

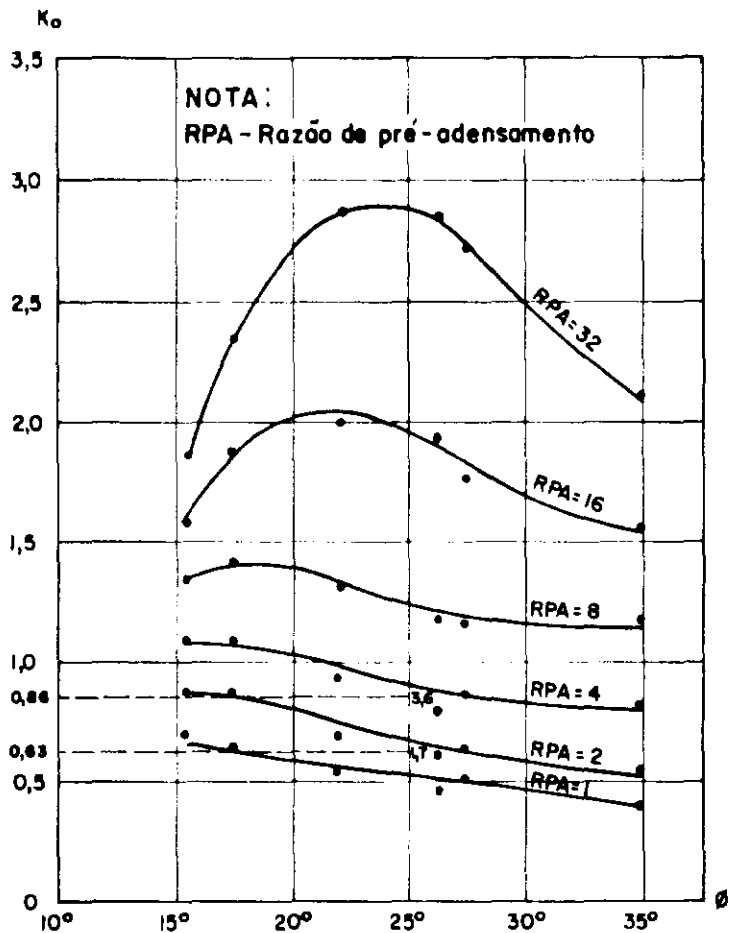


Figura V.28 - Relações entre o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') do solo - Brooker & Ireland (1965).

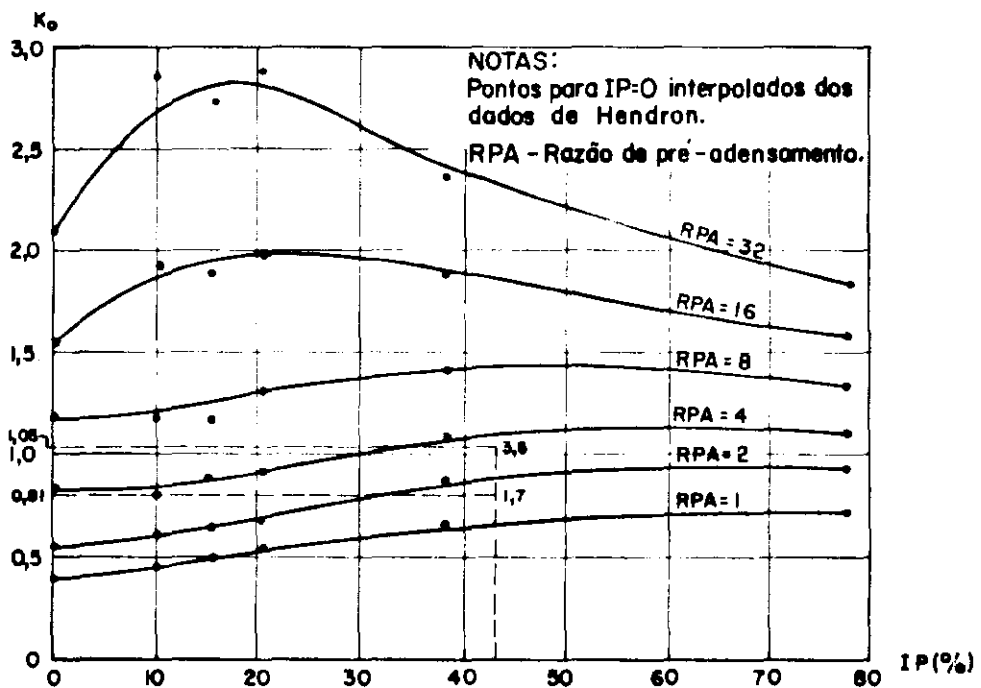


Figura V.29 - Relações entre o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e o índice de plasticidade (IP) do solo - Brooker & Ireland (1965)

Ângulo de atrito interno efetivo: $\phi' = 25^{\circ}$

Índice de Plasticidade: $IP = 43,0 \%$

$$\sigma_v = 11,5 \text{ tf/m}^2$$

amostra saturada \Rightarrow altura capilar = 2,5 m

assim, $u = 2,5 \text{ tf/m}^2$

tendo $\sigma_v' = 14,0 \text{ tf/m}^2$

$$\text{e R.P.A.} = \frac{50,0}{14,0} = 3,6$$

$$\begin{aligned} \text{com R.P.A.} = 3,6 \\ \phi' = 25^{\circ} \end{aligned} \Rightarrow K_0 = 0,86 \text{ (Figura V.28)}$$

$$\begin{aligned} \text{com R.P.A.} = 3,6 \\ IP = 43,0\% \end{aligned} \Rightarrow K_0 = 1,05 \text{ (Figura V.29)}$$

- . Amostra da Margem Direita (PI-12) - 3 ensaios
- N.A. (profundidade) - 9,1 m
- Aluvião (espessura) - 1,7 m

- . Amostra (profundidade da coleta) - 7,4 a 7,7 m
- Peso Específico Aparente (γ_h):

$$\text{Aluvião} - \gamma_h = 1,86 \text{ tf/m}^3$$

$$\text{Residual} - \gamma_h = 1,55 \text{ tf/m}^3$$

- . Pressão de Prê-Adensamento (média dos 3 ensaios): $\sigma_{va}' = 23,3 \text{ tf/m}^2$

Ângulo de atrito interno efetivo: $\phi' = 25^{\circ}$

Índice de Plasticidade - $IP = 43,0 \%$

$$\sigma_v = 12,2 \text{ tf/m}^2$$

Amostra saturada \Rightarrow altura capilar = 1,6 m
 assim, $u = -1,6 \text{ tf/m}^2$

$$\text{tendo } \sigma_v' = 13,8 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{e R.P.A} = \frac{23,3}{13,8} = 1,7$$

$$\begin{aligned} \text{com R.P.A} &= 1,7 \\ \varnothing &= 25^\circ \end{aligned} \Rightarrow K_0 = 0,63 \text{ (Figura V.28)}$$

$$\begin{aligned} \text{com R.P.A.} &= 1,7 \\ \text{IP} &= 43,0\% \end{aligned} \Rightarrow K_0 = 0,81 \text{ (Figura V.29)}$$

Analisando os valores obtidos para o parâmetro K_0 , fazendo distinção entre o solo residual da margem esquerda e da margem direita, poderia-se estimar $K_0 = 0,96$ para a margem esquerda e $K_0 = 0,72$ para a margem direita. Porém pareceu interessante um estudo do solo residual como um todo, assim estimando $K_0 \approx 0,84$.

V.4 DETERMINAÇÃO DA TAXA DE CISALHAMENTO ($\dot{\gamma}$) E DA VISCOSIDADE EQUIVALENTE (η_e) DA CALDA DE INJEÇÃO NA FRATURA.

Cálculo do diâmetro equivalente ⁸ (D_e)

$$D_e = \delta \sqrt{8\Psi(K)} \dots\dots\dots (V.27)$$

sendo:

$$\delta = \frac{D_0 - D_i}{2} \text{ para fluxo anular (Fig. V.30a) ... (V.28)}$$

$$\delta = W_e \text{ para fluxo entre placas paralelas (Fig. V.30b) (V.29)}$$

$$\psi(K) = \frac{(1 + K^2) \ln K + (1 - K^2)}{2 (1 - K)^2 \ln K} \dots\dots\dots (V.30)$$

$$\text{com } K = \frac{D_i}{D_0} \dots\dots\dots (V.31)$$

$$\text{Para tubo cilíndrico } D_i = 0 \Rightarrow K = 0$$

$$\text{quando } K_0 \rightarrow 0 \Rightarrow \psi(K) = \frac{1}{2} \therefore D_e = D_0 \dots (V.32)$$

Para planos paralelos $\Rightarrow D_0$ e D_i são infinitamente grandes,

assim, $\frac{D_i}{D_e} = 1$, porém, $D_0 - D_i \neq 0 \Rightarrow K = 1$

$$\begin{aligned} \text{Quando } K \rightarrow 1 \Rightarrow \psi(K) \rightarrow \frac{1}{3} \quad \therefore D_e &= W_e \sqrt{8 \times \frac{1}{3}} = \\ &= 1,633 W_e \dots\dots\dots (V.33) \end{aligned}$$

Admitindo as paredes da fratura como placas paralelas espaçadas de W_e (espessura média equivalente) tem-se:

Para a fratura horizontal (Figura V.31a) , tem-se

$$\dot{\gamma} = \frac{8\bar{v}}{D_e} \dots\dots\dots (II.30)$$

$$\bar{v} = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (II.19)$$

sendo, Q - Vazão da calda na fratura (admitida constante e igual a vazão da bomba de injeção)

A - Área da seção de passagem da calda na fratura.

$$A = 2 \pi r W_e \dots\dots\dots (V.34)$$

(V.34) em (II.19)

$$\bar{v} = \frac{Q}{2 \pi r W_e} \dots\dots\dots (V.35)$$

(V.33) em (II.30)

$$\dot{\gamma} = \frac{8\bar{v}}{1,633 W_e} \dots\dots\dots (V.36)$$

(V.35) em (V.36)

$$\dot{\gamma} = \frac{0,78 Q}{r W_e^2} \dots\dots\dots (V.37)$$

ou seja, $\dot{\gamma} = f(r)$, variando assim com a propagação da fratura, de r_w até R .

No cálculo de $\dot{\gamma}$ admitiu-se um valor médio, a partir da subdivisão em 50 intervalos do raio da fratura R (Figura V.31b)

O dimensionamento da fratura se fez de forma iterativa a partir de um valor arbitrado inicial de R e W_e , permitindo calcular $\dot{\gamma}_{\text{médio}}$. Com o valor calculado, a viscosidade da calda (η_e) pode ser determinada através das expressões abaixo:

$$\tau = 0,00014 + 3,93 \times 10^{-8} \dot{\gamma} \text{ em kgf/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (\text{II.31})$$

$$\eta_e = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad \dots\dots\dots (\text{II.8})$$

Aplicando η_e nas soluções de dimensionamento (Capítulo IV), chega-se aos valores de R e W_0 , obtem-se W_e (para a solução de Perkins-Kern e de Geertsma-de Klerk, $W_e = \frac{2}{3} W_0$, e para a solução de Zheltov-Zheltov, $W_e = W_0$). Com R e W_e faz-se o próximo passo da iteração que prossegue até que R e W_0 encontrados sejam iguais aos do passo anterior.

Para a fratura vertical tem-se duas situações:

Fratura simétrica em relação ao furo de injeção

$$A = 2hW_e \quad \dots\dots\dots (\text{V.38})$$

sendo,

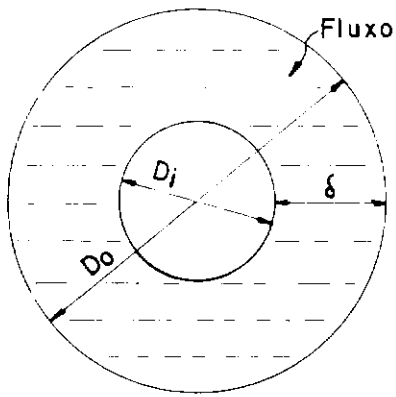
h - altura da fratura vertical limitada (constante com a propagação da fratura)

(V.38) em (II.19)

$$\bar{v} = \frac{Q}{2h W_e} \quad \dots\dots\dots (\text{V.39})$$

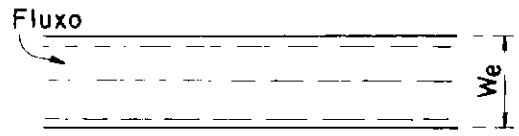
(V.39) em (V.36)

$$\dot{\gamma} = 2,45 \frac{Q}{h W_e^2} \quad \dots\dots\dots (\text{V.40})$$



$$\delta = \frac{D_o - D_i}{2}$$

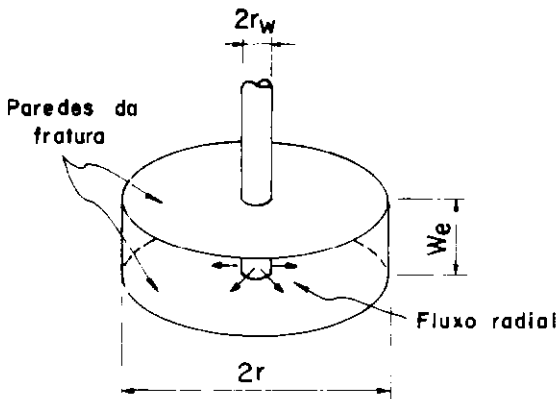
(a)



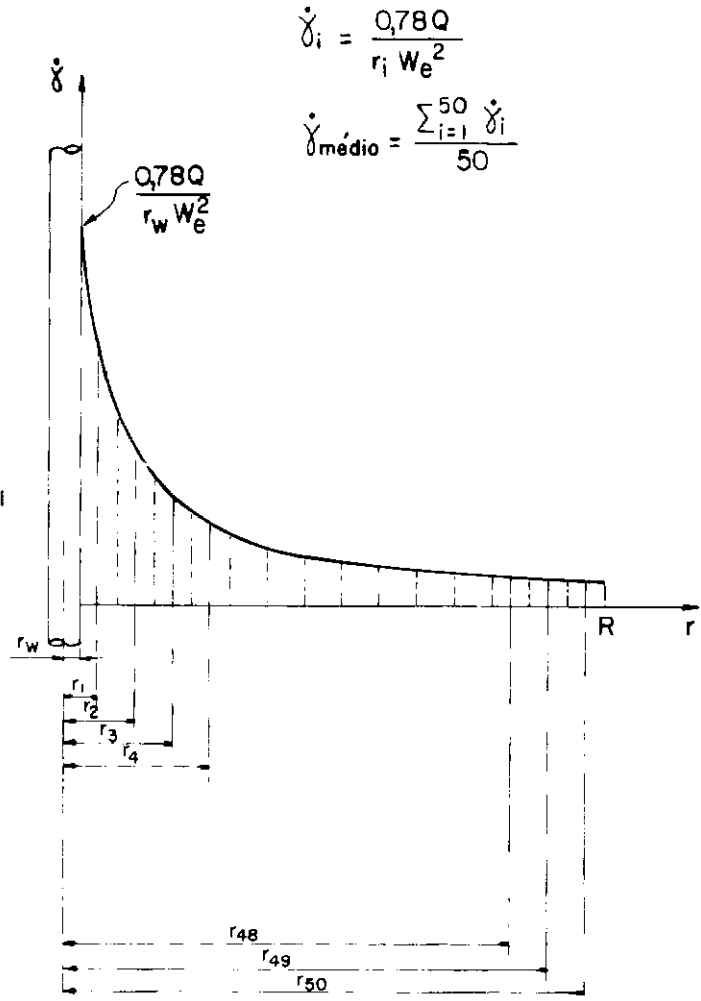
$$\delta = W_e$$

(b)

Figura V.30 – Nomenclatura para o cálculo do diâmetro equivalente.



(a)



(b)

Figura V.31 – Estimativa de $\dot{\gamma}_{\text{médio}}$ – Fratura horizontal.

Fratura Assimétrica em relação ao furo de injeção

$$A = h W_e \quad \dots\dots\dots (V.41)$$

(V.41) em (II.19)

$$\bar{v} = \frac{Q}{h W_e} \quad \dots\dots\dots (V.42)$$

(V.42) em (V.36)

$$\dot{\gamma} = 4,90 \frac{Q}{h W_e^2} \quad \dots\dots\dots (V.43)$$

No caso de fratura vertical, $\dot{\gamma}$ é constante com a propagação. Assim, a partir de um valor de h definido para toda a propagação e um valor arbitrado de W_e , se estabelece um processo iterativo para o dimensionamento da fratura. Onde se calcula $\dot{\gamma}$ pela expressão (V.40) ou (V.43). Com o valor calculado chega-se a η_e através de (II.31) e (II.8), que aplicado nas soluções de dimensionamento fornece L e $W_0 (=W_e)$. Utilizando o valor de W_0 encontrado, se executa o passo seguinte da iteração, que prossegue até que o valor de W_0 encontrado seja igual ao do passo anterior, sendo a extensão da fratura (L) o valor associado a W_0 do último passo executado.

V.5 ESTIMATIVA DO DIMENSIONAMENTO DAS FRATURAS INDUZIDAS

A Tabela(V.2) apresenta os parâmetros necessários utilizados nos cálculos do dimensionamento, lembrando que os volumes de calda foram admitidos apenas os correspondentes à uma fase de injeção, pelos motivos expostos na introdução do capítulo. Quanto à vazão da calda de injeção, foi utilizado o valor de 60 litros/min. (vazão máxima da bomba de injeção) que foi empregado em todo o tratamento.

No dimensionamento da fratura vertical, são analisadas as situações para $K_0 = 0,4 ; 0,6 ; 0,8$ e $1,0$, para posteriormente, em forma de gráfico, se verificar as tendências das variações da extensão e espessura das fraturas em relação a K_0 para diversas so

Sub - trecho	Volume de Calda Injetada por Fase (m ³)	Nº de Fases de Injeção	Vazão de Calda Injetada (m ³ /s)	Eu _{min.} (kgf/cm ²)	Eu _{máx.} (kgf/cm ²)	Manchete	Fratura Horizontal		Fratura Vertical									
							V _{v0} (kgf/cm ²)	V' _{v0} (kgf/cm ²)	U ₀ (kgf/cm ²)	h (m)	K ₀ = 0,4		K ₀ = 0,6		K ₀ = 0,8		K ₀ = 1,0	
											V _{ho} (kgf/cm ²)	V' _{ho} (kgf/cm ²)	V _{ho} (kgf/cm ²)	V' _{ho} (kgf/cm ²)	V _{ho} (kgf/cm ²)	V' _{ho} (kgf/cm ²)	V _{ho} (kgf/cm ²)	V' _{ho} (kgf/cm ²)
I	0,333	3	0,001	50,0	150,0	1ª	1,80	0,97	0,83	2,00	1,22	0,39	1,41	0,58	1,61	0,78	1,80	0,97
						Última	1,21	0,73	0,48	4,00	0,77	0,29	0,92	0,44	1,06	0,58	1,21	0,73
										6,00								
										8,00								
II	0,125	2				1ª	2,02	1,18	0,84	2,50	1,31	0,47	1,55	0,71	1,78	0,94	2,02	1,18
						Última	0,91	0,72	0,19	5,00	0,48	0,29	0,62	0,43	0,77	0,58	0,91	0,72
										7,50								
										10,00								
III	1,000	1				1ª	2,04	1,18	0,86	2,50	1,33	0,47	1,57	0,71	1,80	0,94	2,04	1,18
						Última	0,60	0,59	0,01	5,00	0,25	0,24	0,36	0,35	0,48	0,47	0,60	0,59
										7,50								
										10,00								
IV	0,300	1				1ª	1,90	1,22	0,68	2,50	1,17	0,49	1,41	0,73	1,66	0,98	1,90	1,22
						Última	1,17	0,92	0,25	5,00	0,62	0,37	0,80	0,55	0,99	0,74	1,17	0,92
										7,50								
										10,00								

Tabela V.2 - Valores dos parâmetros que influenciam o dimensionamento das fraturas.

luções. No caso das fraturas limitadas, os cálculos foram executados para os valores de h integrantes da tabela acima citada, que em forma de gráfico possibilita verificar as variações das soluções encontradas em relação à altura da fratura.

Os valores calculados de W_0 , correspondem à espessura máxima das fraturas (Capítulo IV) e estão localizadas nas regiões imediatas aos furos de injeção. No cálculo do dimensionamento devido à ligeira variação da espessura em cada ponto da fratura pareceu coerente admitir fratura com uma espessura constante e igual à espessura média equivalente (W_e).

V.5.1 Fratura Horizontal

No caso de calda em Regime Estático na fratura, a pressão da calda (P_0) pode ser estimada através da condição proposta por Barenblatt, que para meio saturado fornece a expressão:

$$1 - \frac{\sigma'_{V_0}}{\Delta P_0} = 1\sqrt{-\alpha^2} \quad \dots\dots\dots (IV.15)$$

sendo,

$$\Delta P_0 = P_0 - u_0 \quad \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$\alpha = \frac{R_0}{R} \quad \dots\dots\dots (IV.8a)$$

Admitindo $\alpha = 0,98$, ou seja, a calda preenchendo quase que a totalidade da fratura (valor prático proposto por Le Tirant & Dupuy e aplicando os valores de σ'_{V_0} e u_0 da Tabela (V.2) cnega-se aos valores de P_0 para Regime Estático da Tabela (V.3) aplicados na solução de Sneddon e na de Barenblatt.

Para Regime Dinâmico, apenas a solução de Zheltov-Zhel-tov necessita do parâmetro P_0 , que é obtido pela expressão empírica proposta pelos autores:

$$\left(\frac{P_0 - \sigma_v}{E} \right)^3 \frac{P_0 - \sigma_v}{\Delta P_0} = 0,0463 \frac{(1 + \nu^2)^2}{E} \frac{Q\eta}{V} \quad \dots\dots\dots (IV.45)$$

Sub - trecho	Manchete	Pressão de Calda na Fratura - P ₀ (kgf / cm ²)																		
		Fratura Horizontal (simétrica)				Fratura Vertical														
		Regime Estático	Regime Dinâmico		Regime Estático (fratura simétrica)				Regime Dinâmico (fratura assimétrica)											
			E _u = 50kgf/cm ²	E _u = 150kgf/cm ²	K ₀ =0,4	K ₀ =0,6	K ₀ =0,8	K ₀ =1,0	h (m)	E _u = 50 kgf / cm ²				E _u =150 kgf / cm ²						
									K ₀ = 0,4	K ₀ =0,6	K ₀ =0,8	K ₀ =1,0	K ₀ =0,4	K ₀ =0,6	K ₀ =0,8	K ₀ =1,0				
I	1ª	2,04	1,86	1,88	1,28	1,49	1,72	1,94	2,0	2,44	2,65	2,85	3,04	2,69	2,91	3,11	3,30			
									4,0	2,46	2,66	2,86	3,05	2,71	2,92	3,12	3,32			
									6,0	2,46	2,66	2,86	3,05	2,73	2,93	3,13	3,34			
									8,0	2,47	2,67	2,86	3,06	2,73	2,93	3,13	3,34			
	Última	1,39	1,26	1,28	0,81	0,98	1,14	1,32	2,5	1,63	1,78	1,94	2,10	1,85	2,01	2,17	2,34			
									5,0	1,64	1,80	1,95	2,10	1,87	2,03	2,19	2,34			
									7,5	1,64	1,79	1,94	2,10	1,88	2,04	2,20	2,36			
									10,0	1,65	1,80	1,95	2,10	1,88	2,04	2,20	2,35			
II	1ª	2,31	2,08	2,10	1,38	1,65	1,92	2,19	2,5	2,56	2,80	3,03	3,27	2,78	3,03	3,30	3,55			
									5,0	2,57	2,81	3,05	3,29	2,85	3,10	3,35	3,60			
									7,5	2,58	2,82	3,06	3,30	2,85	3,10	3,35	3,59			
									10,0	2,58	2,82	3,06	3,30	2,84	3,09	3,34	3,58			
	Última	1,09	0,97	0,99	0,52	0,68	0,85	1,02	2,5	1,01	1,17	1,33	1,48	1,21	1,37	1,53	1,71			
									5,0	1,03	1,19	1,34	1,49	1,25	1,42	1,58	1,74			
									7,5	1,04	1,19	1,35	1,50	1,25	1,42	1,58	1,73			
									10,0	1,04	1,19	1,34	1,50	1,24	1,41	1,57	1,72			
III	1ª	2,33	2,10	2,13	1,40	1,67	1,94	2,21	2,5	2,60	2,84	3,09	3,33	2,85	3,09	3,35	3,59			
									5,0	2,60	2,84	3,09	3,33	2,86	3,12	3,36	3,60			
									7,5	2,60	2,85	3,09	3,33	2,86	3,11	3,36	3,60			
									10,0	2,62	2,86	3,10	3,34	2,88	3,13	3,37	3,61			
	Última	0,75	0,65	0,67	0,29	0,41	0,55	0,69	2,5	0,56	0,71	0,84	0,98	0,72	0,89	1,04	1,18			
									5,0	0,57	0,71	0,84	0,98	0,74	0,89	1,03	1,18			
									7,5	0,57	0,71	0,84	0,97	0,73	0,89	1,03	1,18			
									10,0	0,57	0,71	0,84	0,97	0,74	0,90	1,04	1,17			
IV	1ª	2,20	1,96	1,99	1,24	1,52	1,80	2,80	2,5	2,25	2,50	2,75	3,01	2,49	2,75	3,01	3,25			
									5,0	2,26	2,51	2,76	3,01	2,51	2,77	3,02	3,27			
									7,5	2,26	2,51	2,76	3,01	2,53	2,78	3,04	3,29			
									10,0	2,27	2,52	2,77	3,02	2,53	2,78	3,03	3,29			
	Última	1,40	1,23	1,25	0,67	0,88	1,10	1,30	2,5	1,24	1,43	1,63	1,82	1,43	1,65	1,85	2,05			
									5,0	1,24	1,44	1,63	1,82	1,46	1,67	1,86	2,06			
									7,5	1,25	1,45	1,64	1,83	1,47	1,68	1,88	2,08			
									10,0	1,25	1,45	1,64	1,83	1,47	1,67	1,88	2,07			

Tabela V.3 – Valores das Pressões da Calda na Fratura (calculados empiricamente).

Adotando $E = E_u$ e $\nu = \nu_u = 0,5$

Como P_0 depende de η ($=\eta_e$), a expressão acima entra no processo iterativo mencionado no item (V.4). Com $\dot{\gamma}$ calculado (a partir da estimativa inicial de R e W_e), encontra-se η_e , que aplicado na expressão acima, juntamente com os valores numéricos dos parâmetros fornecidos pela Tabela (V.2) chega-se a P_0 . Aplicando P_0 nas soluções do dimensionamento encontra-se R e W_0 . De W_0 obtém-se W_e , e com R e W_e tem-se o próximo passo da iteração, e assim por diante, até que os resultados de R e W_0 obtidos sejam iguais ao do passo anterior. Sendo o valor de P_0 para Regime Dinâmico (que consta da Tabela V.3), correspondente ao último passo da iteração.

Os resultados obtidos em todas as Soluções tanto para Regime Estático como Dinâmico, são apresentados nas Tabelas (V.4) e (V.5) para $E_u = 50,0$ e $150,0$ kgf/cm² respectivamente

V.5.2 Fratura Vertical

Os valores de P_0 para as soluções que admitem Regime Estático, foram obtidos a partir da condição proposta por Barenblatt, que para meio saturado fornece a expressão:

$$\alpha = \text{sen } \frac{\pi}{2} \frac{\sigma_{h_0}}{\Delta P_0} \dots\dots\dots (IV.72)$$

$$\text{sendo, } \Delta P_0 = P_0 - u_0 \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$\alpha = \frac{R_0}{R} \dots\dots\dots (IV.8a)$$

Admitindo $\alpha = 0,98$ (valor prático segundo Le Tirant & Dupuy ⁴⁶), juntamente com os parâmetros necessário extraídos da Tabela (V.2) obtém-se os valores de P_0 para Regime Estático da Tabela (V.3), que são aplicados na solução de Sneddon e na de Barenblatt.

Para Regime Dinâmico, apenas a Solução de Zheltov-Kristianovitch necessita do parâmetro P_0 que é obtido pela expressão empírica proposta pelos autores:

SOLUÇÕES	MANCHETE	SUB - TRECHO							
		I		II		III		IV	
		R (m)	W_e (cm)	R (m)	W_e (cm)	R (m)	W_e (cm)	R (m)	W_e (cm)
Sneddon	1ª	2,57	1,60	1,75	1,30	3,49	2,60	2,31	1,70
	última	2,83	1,30	2,05	0,90	4,35	1,70	2,53	1,50
Barenblatt	1ª	2,64	1,60	1,79	1,30	3,57	2,60	2,37	1,80
	última	2,90	1,30	2,10	0,90	4,49	1,70	2,60	1,50
Perkins- Kern	todos	4,76	0,50	3,43	0,30	6,95	0,70	4,58	0,50
Zheltov - Zheltov	1ª	4,08	0,90	2,95	0,70	5,90	1,40	3,95	0,90
	última	4,34	0,80	2,95	0,70	6,27	1,20	3,95	0,90
Geertsma - de Klerk	todos	3,86	0,90	2,74	0,70	5,61	1,30	3,72	0,90

Nota: $W_e = W_0$ (Solução de Zheltov - Zheltov) $W_e = \frac{2}{3} W_0$ (Demais soluções)Tabela V.4 - Estimativa das dimensões das fraturas horizontais - $E_u = 50,0 \text{ kgf/cm}^2$

SOLUÇÕES	MANCHETE	SUB-TRECHO							
		I		II		III		IV	
		R (m)	W_e (cm)	R (m)	W_e (cm)	R (m)	W_e (cm)	R (m)	W_e (cm)
Sneddon	1ª	3,71	0,70	2,52	0,60	5,04	1,30	3,33	0,90
	última	4,08	0,60	2,95	0,50	6,27	0,80	3,64	0,70
Barenblatt	1ª	3,80	0,70	2,58	0,60	5,15	1,30	3,41	0,90
	última	4,18	0,70	3,03	0,50	6,48	0,80	3,74	0,70
Perkins-Kern	todas	5,70	0,30	4,01	0,30	8,35	0,50	5,48	0,30
Zheltov - Zheltov	1ª	5,35	0,50	3,87	0,40	7,44	0,90	4,98	0,60
	última	5,59	0,50	3,87	0,40	8,09	0,70	5,18	0,50
Geertsma-de Klerk	todas	4,65	0,60	3,30	0,50	6,77	0,90	4,48	0,60

Nota: $W_e = W_0$ (Solução de Zheltov - Zheltov)

$W_e = \frac{2}{3} W_0$ (Demais soluções)

Tabela V.5 - Estimativa das dimensões das fraturas horizontais - $E_u = 150,0 \text{ kgf/cm}^2$.

$$\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} \left(\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} - 1 \right)^3 = 84,0 \frac{(1+\nu^2)^2}{\sigma_h} \left(\frac{E}{\sigma_h} \right)^2 \frac{Q\eta}{V} \dots\dots\dots (IV.91)$$

adotando $E = E_u$ e $\nu = \nu_u = 0,5$

Segundo os autores, a expressão acima fornece uma boa aproximação com os valores reais para $\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} < 1,35$. Para $\frac{\Delta P_0}{\sigma_h} \geq 1,35$, as simplificações adotadas no cálculo teórico principalmente admitir $\Delta P_0 \approx \Delta P_e$ (Capítulo IV), fornece imprecisão na estimativa. Esta observação foi feita tendo em vista uma aplicação para rochas petrolíferas, porém, nada se sabe quanto a solo residual. Assim, utilizou-se a expressão acima indistintamente para qualquer valor de $\frac{\Delta P_0}{\sigma_h}$.

O parâmetro P_0 depende de $\eta (= \eta_e)$. Assim, a expressão entra num processo iterativo da seguinte forma: Com W_e e h (estimativa inicial) calcula-se $\dot{\gamma}$ pela expressão (V.43) (Fratura Assimétrica). Com $\dot{\gamma}$ calcula-se η_e pelas expressões (II.31) e (II.8). Aplicando o valor de η_e na expressão (IV.91), juntamente com os demais parâmetros necessários que podem ser extraídos da Tabela (V.2) chega-se a P_0 , que aplicado nas fórmulas de dimensionamento fornece L e $W_0 (= W_e)$. Com W e o mesmo h admitido anteriormente repete-se o processo até que W_0 calculado seja igual ao do passo anterior, sendo P_0 associado ao último passo da iteração.

Os valores obtidos para P_0 no Regime Dinâmico constam da Tabela (V.3), ressaltando que correspondem apenas ao caso de fratura assimétrica.

Os resultados obtidos para a extensão (R ou L) e para a espessura (W_0) da fratura vertical estão apresentados nas Tabelas (V.6) a (V.9), que plotadas fornecem os gráficos das figuras (V.32) a (V.55), onde para fraturas ilimitadas (solução de Sneddon e de Barenblatt) se apresentam variando com K_0 . As fraturas limitigadas que independem de K_0 (solução de Perkins-Kern e de Geertsma-de Klerk) se apresentam com as dimensões variando com a altura da fratura (h). Para a solução de Zheltov-Kristianovitch foram plotadas gráficos da extensão da fratura (L) em relação a K_0 para so diversos valores de h admitidos, enquanto que devido à mi-

FRATURA VERTICAL - DIMENSIONAMENTO

(Calda em Regime Estático na Fratura)

Solução	E _u	Manchete	Sub-Trecho I				Sub-Trecho II				Sub-Trecho III				Sub-Trecho IV				
			K ₀ =0,4	K ₀ =0,6	K ₀ =0,8	K ₀ =1,0	K ₀ =0,4	K ₀ =0,6	K ₀ =0,8	K ₀ =1,0	K ₀ =0,4	K ₀ =0,6	K ₀ =0,8	K ₀ =1,0	K ₀ =0,4	K ₀ =0,6	K ₀ =0,8	K ₀ =1,0	
			R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)
			W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)	W _e (cm)
Sneddon	50,0	12	4,08	3,71	3,33	3,08	2,80	2,49	2,23	2,09	5,61	4,98	4,45	4,17	3,75	3,23	2,98	2,74	
		Última	0,9	1,1	1,4	1,6	0,7	1,0	1,2	1,4	1,5	1,9	2,4	2,7	1,0	1,4	1,6	1,9	
	150,0	12	4,67	4,08	3,71	3,33	3,38	2,95	2,68	2,41	6,76	6,27	5,61	5,16	4,20	3,59	3,23	3,05	
		Última	0,7	0,9	1,1	1,4	0,5	0,7	0,8	1,0	1,0	1,2	1,5	1,8	0,8	1,1	1,4	1,5	
Barenblatt	50,0	12	5,88	5,35	4,81	4,44	4,04	3,59	3,21	3,01	8,09	7,18	6,42	6,02	5,41	4,66	4,30	3,95	
		Última	0,4	0,5	0,7	0,8	0,4	0,5	0,6	0,7	0,7	0,9	1,1	1,3	0,5	0,7	0,8	0,9	
	150,0	12	6,74	5,88	5,35	4,81	4,87	4,26	3,87	3,48	9,75	9,05	8,09	7,44	6,06	5,18	4,66	4,40	
		Última	0,3	0,4	0,5	0,7	0,2	0,3	0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,9	0,4	0,5	0,7	0,7	
Sneddon	50,0	12	3,13	2,85	2,56	2,36	2,15	1,91	1,71	1,60	4,31	3,83	3,42	3,21	2,88	2,48	2,29	2,11	
		Última	1,1	1,3	1,7	2,0	0,9	1,1	1,4	1,6	1,8	2,3	2,8	3,2	1,2	1,6	1,9	2,2	
	150,0	12	3,59	3,14	2,85	2,56	2,60	2,27	2,06	1,85	5,19	4,82	4,31	3,96	3,23	2,76	2,48	2,35	
		Última	0,8	1,1	1,3	1,7	0,6	0,8	1,0	1,2	1,2	1,4	1,8	2,1	1,0	1,3	1,6	1,8	
Barenblatt	50,0	12	4,52	4,11	3,69	3,41	3,11	2,76	2,47	2,31	6,21	5,52	4,93	4,62	4,16	3,58	3,30	3,04	
		Última	0,5	0,6	0,8	0,9	0,4	0,5	0,7	0,8	0,9	1,1	1,4	1,6	0,6	0,8	0,9	1,1	
	150,0	12	5,18	4,52	4,11	3,69	3,74	3,27	2,97	2,67	7,48	6,95	6,21	5,71	4,65	3,98	3,58	3,38	
		Última	0,4	0,5	0,6	0,8	0,3	0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,9	1,0	0,5	0,6	0,8	0,9	

NOTAS:

- As soluções acima admitem fratura ilimitada, logo independem de h .
- As fraturas são admitidas simétricas
- $W_0 = W_0$

Tabela V.6 - Estimativa das dimensões das fraturas verticais pelas Soluções de Sneddon (1946) e de Barenblatt (1956).

FRATURA VERTICAL - DIMENSIONAMENTO

(Cálculo em Regime Dinâmico na Fratura)

Solução	E_U kgf/cm ²	Manchete	Sub-Trecho I				Sub-Trecho II				Sub-Trecho III				Sub-Trecho IV			
			h=2,0m	h=4,0m	h=6,0m	h=8,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m
			L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)
			W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)
Perkins-Kern	50,0	Todas	5,88 2,7	2,94 2,7	1,96 2,7	1,47 2,7	2,50 1,9	1,25 1,9	0,83 1,9	0,63 1,9	9,84 3,9	4,92 3,9	3,28 3,9	2,46 3,9	4,41 2,6	2,20 2,6	1,47 2,6	1,10 2,6
	150,0	Todas	8,43 1,9	4,22 1,9	2,81 1,9	2,11 1,9	3,62 1,3	1,81 1,3	1,21 1,3	0,91 1,3	14,24 2,7	7,12 2,7	4,75 2,7	3,56 2,7	6,38 1,8	3,19 1,8	2,13 1,8	1,59 1,8
Geertsma-de Klerk	50,0	Todas	6,68 3,2	4,77 2,2	3,88 1,8	3,36 1,6	3,71 1,7	2,65 1,2	2,15 1,0	1,85 0,9	10,43 4,9	7,37 3,5	6,04 2,8	5,20 2,5	5,71 2,7	4,05 1,9	3,34 1,5	2,88 1,3
	150,0	Todas	8,84 2,4	6,24 1,7	5,09 1,4	4,45 1,2	4,90 1,3	3,52 0,9	2,81 0,8	2,55 0,6	13,76 3,7	9,71 2,6	8,00 2,1	6,86 1,9	7,61 2,0	5,36 1,4	4,37 1,2	3,84 1,0

NOTAS:

- As soluções acima independem do Estado de Tensões do meio. Logo independem de K_0 e da profundidade da Manchete.
- A solução de Perkins-Kern admite fratura simétrica
- A solução de Geertsma-de Klerk admite fratura assimétrica.
- L = distância do extremo da fratura ao eixo do furo de injeção
- $W_0 = W_0$

Tabela V.7 - Estimativa das dimensões das fraturas verticais pela solução de Perkins-Kern

(1961) e de Geertsma-de Klerk (1962)

FRATURA VERTICAL - DIMENSIONAMENTO
(Caida em Regime Dinâmico na Fratura)

$$E_u = 50 \text{ kgf/cm}^2$$

Solução	K_0	Manchete	Sub-Trecho I				Sub-Trecho II				Sub-Trecho III				Sub-Trecho IV			
			h=2,0m	h=4,0m	h=6,0m	h=8,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m
			L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)	L(m)
			W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)	W_0 (cm)
Zhel'tov - Kristianovitch	0,4	1ª	6,12	4,23	3,46	2,97	3,33	2,31	1,88	1,62	9,41	6,60	5,39	4,59	5,18	3,61	2,97	2,53
		Última	3,9	2,8	2,3	2,0	2,2	1,6	1,3	1,1	6,1	4,4	3,6	3,1	3,3	2,4	1,9	1,7
	0,6	1ª	6,27	4,36	3,58	3,07	3,62	2,50	2,02	1,75	10,80	7,55	6,19	5,37	5,42	3,78	3,05	2,65
		Última	3,8	2,7	2,2	1,9	2,0	1,4	1,2	1,0	5,3	3,8	3,1	2,7	3,2	2,3	1,9	1,6
	0,8	1ª	6,02	4,22	3,45	2,96	3,31	2,30	1,86	1,61	9,31	6,58	5,32	4,57	5,14	3,60	2,94	2,52
		Última	3,9	2,8	2,3	2,0	2,2	1,6	1,3	1,1	6,2	4,4	3,6	3,2	3,4	2,4	2,0	1,7
	1,0	1ª	6,21	4,31	3,54	3,05	3,56	2,46	1,99	1,72	10,37	7,33	6,00	5,21	5,35	3,73	3,01	2,61
		Última	3,8	2,8	2,2	1,9	2,0	1,5	1,2	1,0	5,6	3,9	3,2	2,8	3,2	2,3	1,9	1,7
	1,2	1ª	5,96	4,18	3,41	2,95	3,31	2,29	1,85	1,60	9,21	6,52	5,32	4,56	5,11	3,58	2,92	2,50
		Última	4,0	2,8	2,3	2,0	2,2	1,6	1,3	1,1	6,3	4,4	3,6	3,2	3,4	2,4	2,0	1,7
	1,4	1ª	6,10	4,29	3,52	3,03	3,46	2,42	1,96	1,71	10,11	7,20	5,84	5,06	5,23	3,70	2,98	2,58
		Última	3,9	2,8	2,2	2,0	2,1	1,5	1,2	1,1	5,7	4,0	3,3	2,8	3,3	2,3	1,9	1,7
	1,6	1ª	5,99	4,19	3,42	2,93	3,30	2,28	1,84	1,59	9,17	6,48	5,29	4,53	5,03	3,55	2,90	2,49
		Última	4,0	2,8	2,3	2,0	2,2	1,6	1,3	1,1	6,3	4,4	3,6	3,2	3,4	2,4	2,0	1,7
	1,8	1ª	6,05	4,28	3,49	3,00	3,43	2,41	1,95	1,69	9,92	7,01	5,77	5,00	5,21	3,66	2,96	2,57
		Última	3,9	2,8	2,3	2,0	2,1	1,5	1,2	1,1	5,8	4,1	3,3	2,9	3,3	2,4	1,9	1,7

NOTAS:

- A solução acima admite fratura assimétrica

- $W_0 = W_0$

Tabela V.8- Estimativa das dimensões das fraturas verticais pela solução de Zhel'tov-Kristianovitch (1955) - $E_u = 50,0 \text{ kgf/cm}^2$.

FRATURA VERTICAL - DIMENSIONAMENTO
(Calda em Regime Dinâmico na Fratura)

$E_u = 150 \text{ kgf/cm}^2$

Solução	K_0	Manchete	Sub-Trecho I				Sub-Trecho II				Sub-Trecho III				Sub-Trecho IV			
			h=2,0m	h=4,0m	h=6,0m	h=8,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m	h=2,5m	h=5,0m	h=7,5m	h=10,0m
			L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)	L(m) W _e (cm)
Zhel'tov - Kristianovitch	0,4	1ª	8,35 2,8	5,79 2,1	4,67 1,7	4,04 1,5	4,63 1,6	3,10 1,2	2,53 0,9	2,21 0,8	12,80 4,5	8,96 3,2	7,32 2,6	6,27 2,3	7,10 2,4	4,95 1,7	3,99 1,4	3,46 1,2
		Última	8,60 2,8	6,01 2,0	4,86 1,6	4,21 1,4	5,01 1,4	3,40 1,1	2,79 0,9	2,43 0,7	15,26 3,8	10,60 2,7	8,68 2,2	7,44 1,9	7,57 2,3	5,24 1,6	4,23 1,4	3,67 1,2
	0,6	1ª	8,19 2,9	5,73 2,1	4,63 1,7	4,01 1,5	4,58 1,6	3,08 1,2	2,51 1,0	2,19 0,8	12,73 4,5	8,85 3,3	7,26 2,6	6,22 2,3	7,02 2,5	4,89 1,8	3,95 1,5	3,42 1,3
		Última	8,51 2,8	5,95 2,0	4,81 1,6	4,16 1,4	4,91 1,5	3,33 1,1	2,73 1,0	2,38 0,8	14,53 4,0	10,24 2,8	8,39 2,3	7,19 2,0	7,34 2,4	5,14 1,7	4,15 1,4	3,61 1,2
	0,8	1ª	8,13 2,9	5,71 2,1	4,61 1,7	3,99 1,5	4,46 1,6	3,06 1,2	2,50 1,0	2,17 0,8	12,55 4,6	8,82 3,3	7,20 2,7	6,19 2,3	6,95 2,5	4,86 1,8	3,92 1,5	3,41 1,3
		Última	8,42 2,8	5,88 2,0	4,76 1,7	4,13 1,4	4,85 1,5	3,28 1,1	2,69 0,9	2,35 0,8	14,05 4,1	10,02 2,9	8,20 2,3	7,03 2,0	7,25 2,4	5,09 1,7	4,10 1,4	3,55 1,2
	1,0	1ª	8,12 2,9	5,67 2,1	4,57 1,7	3,96 1,5	4,43 1,6	3,03 1,2	2,49 1,0	2,17 0,8	12,48 4,6	8,76 3,3	7,15 2,7	6,15 2,3	6,93 2,5	4,83 1,8	3,89 1,5	3,37 1,3
		Última	8,30 2,9	5,84 2,0	4,72 1,7	4,11 1,4	4,69 1,5	3,24 1,1	2,67 0,9	2,33 0,8	13,73 4,2	9,73 3,0	7,95 2,4	6,92 2,1	7,16 2,4	5,04 1,7	4,06 1,4	3,53 1,2

NOTAS:

- A solução acima admite fratura assimétrica

- $W_e = W_0$

Tabela V.9 - Estimativa das dimensões das fraturas verticais pela Solução de Zhel'tov-Kristianovitch (1955) - $E_u = 150,0 \text{ kgf/cm}^2$.

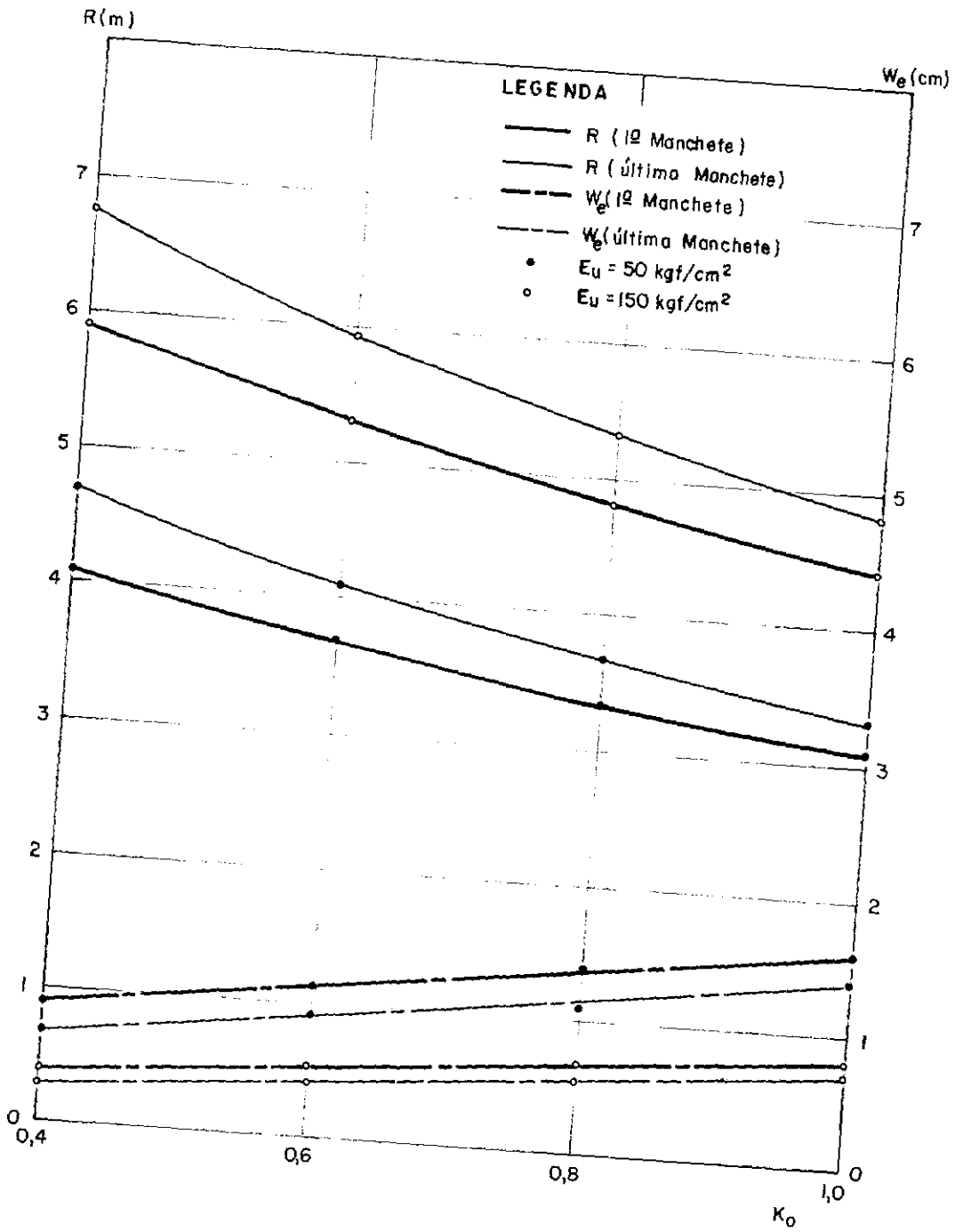


Figura V.32 - Solução de Sneddon - Sub Trecho I.

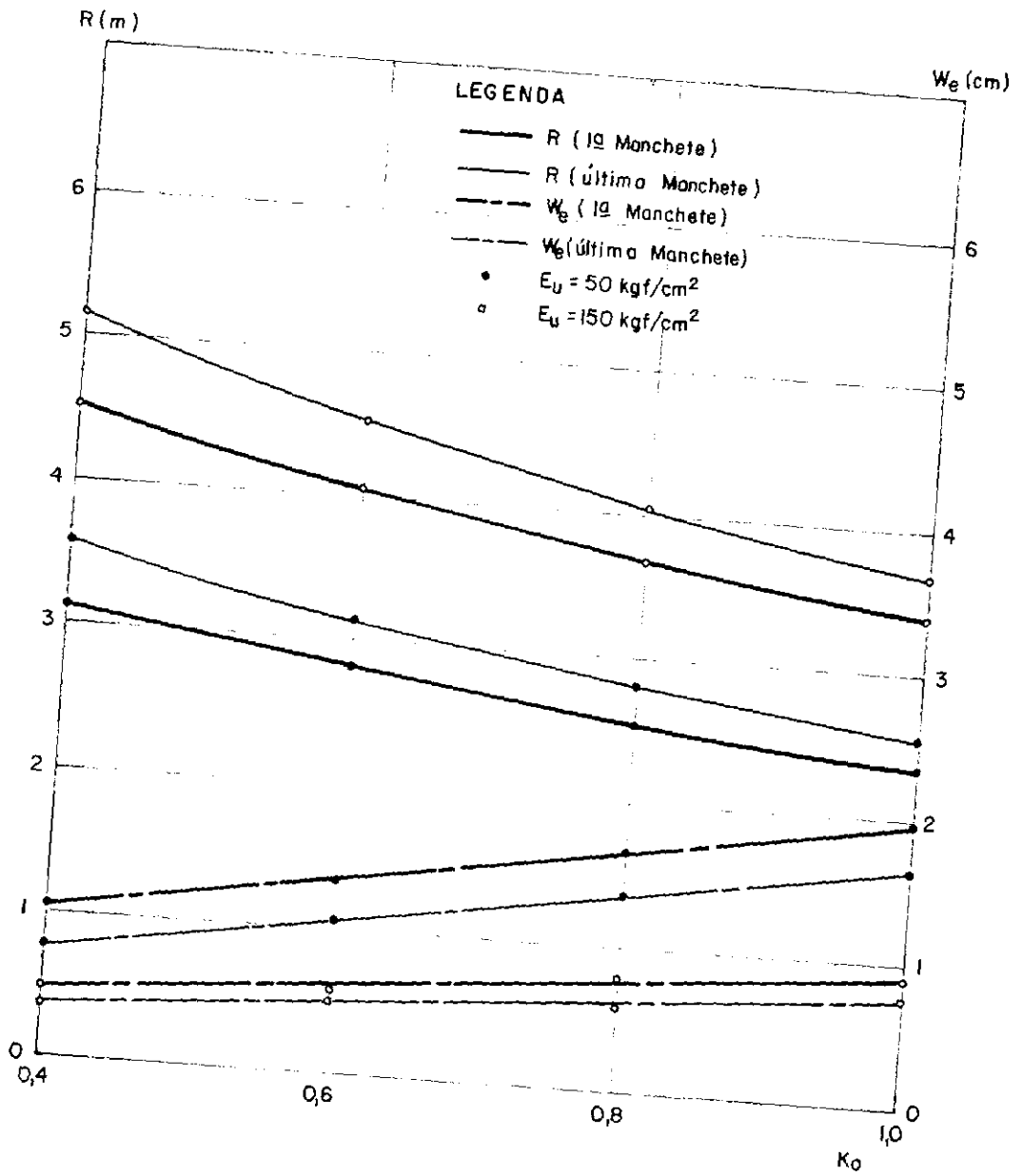


Figura V. 33 - Solução de Barenblatt - Sub-Trecho I.

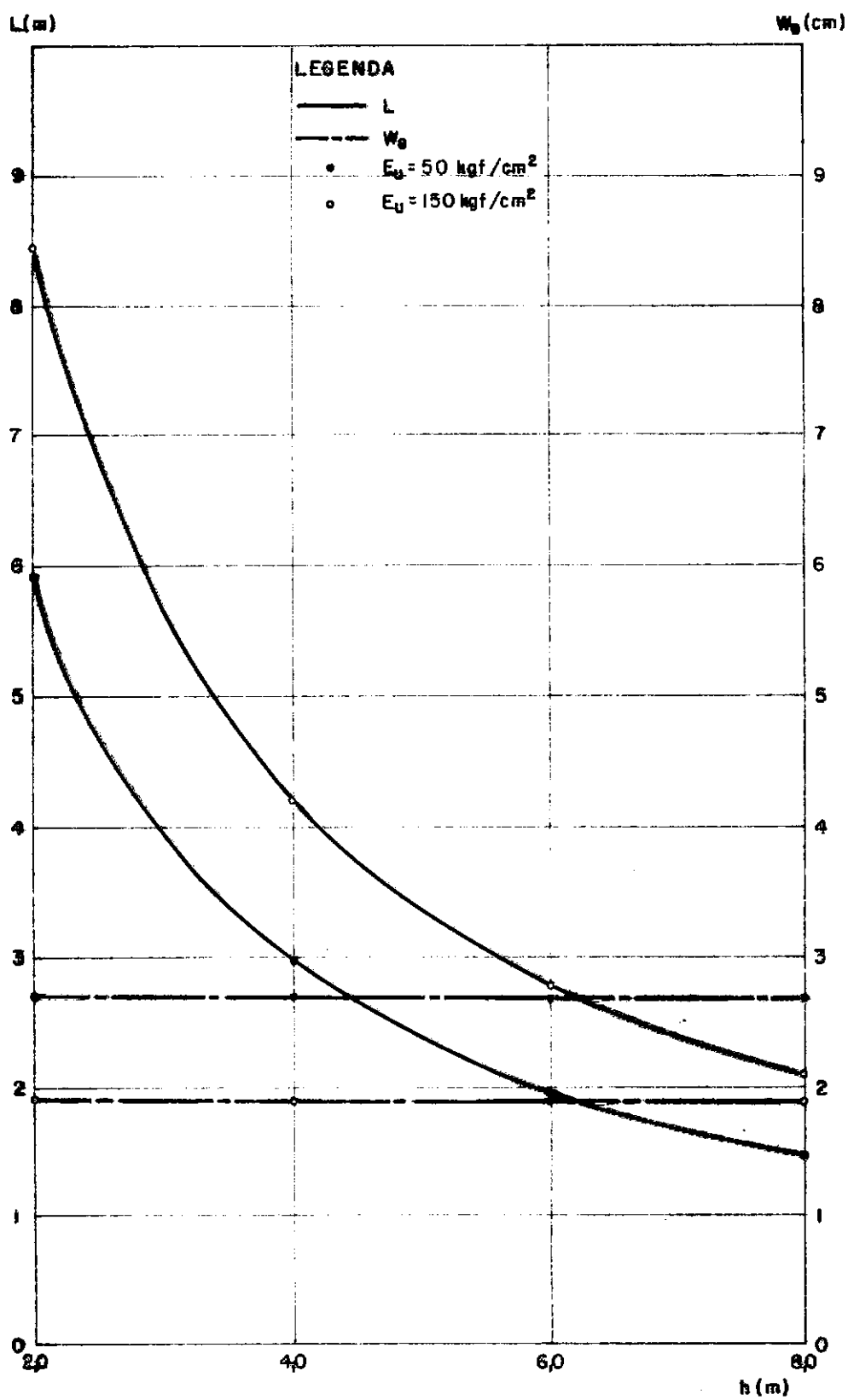


Figura V.34 - Solução de Perkins - Kern - Sub-Trecho I.

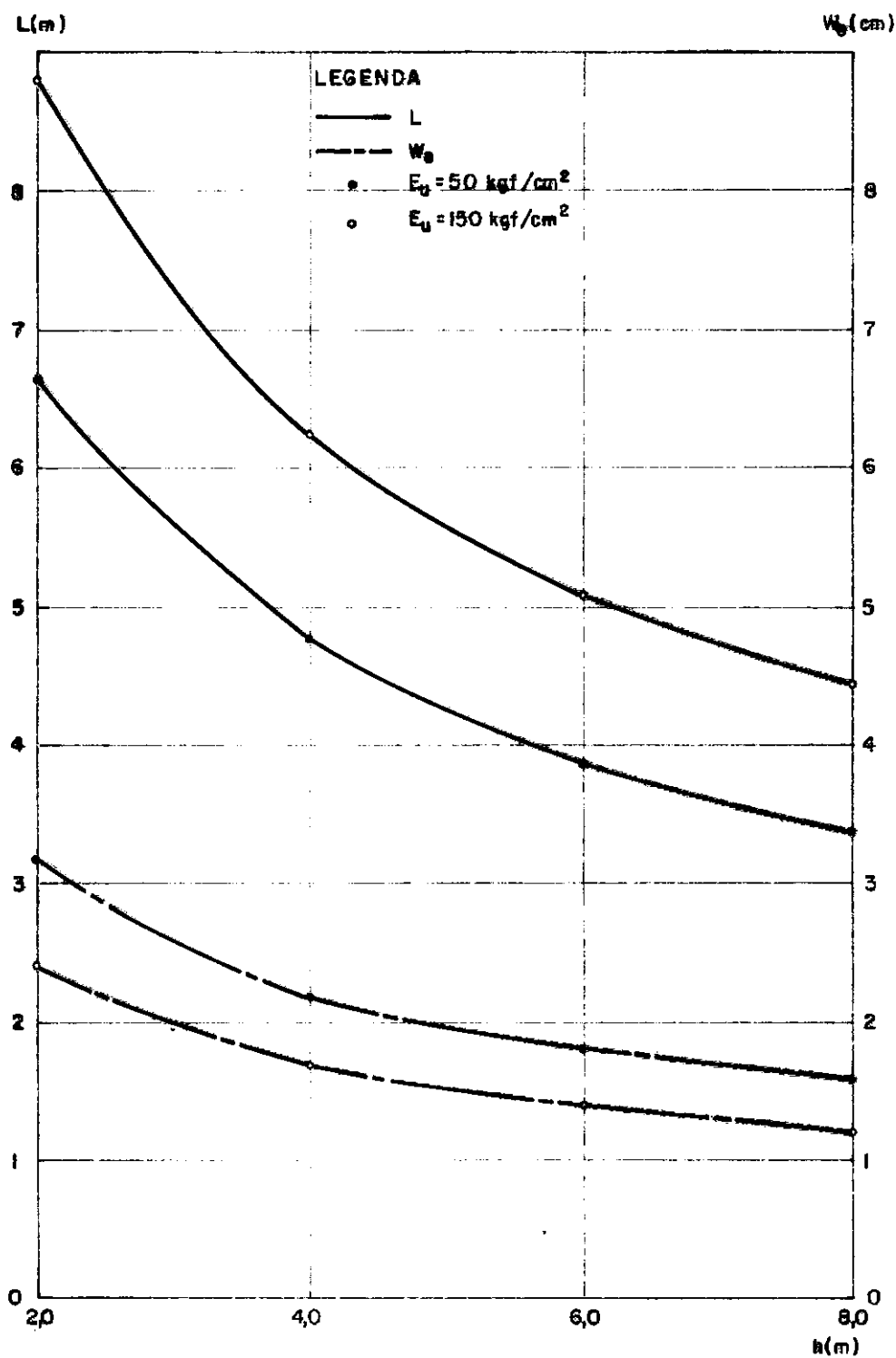


Figura V.35 - Solução de Geertsma-de Klerk - Sub-Trecho I.

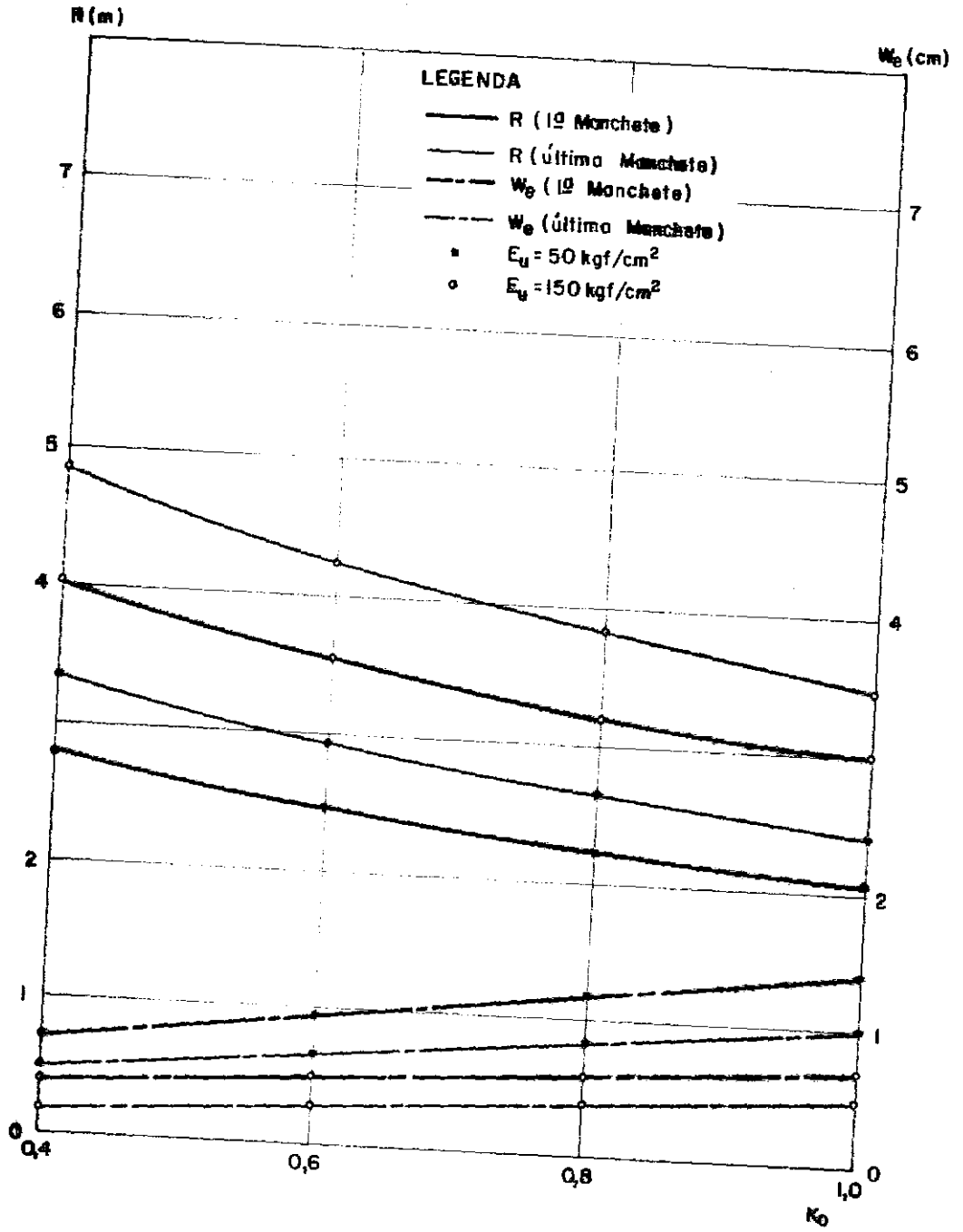


Figura V.36 - Solução de Sneddon - Sub-Trecho II.

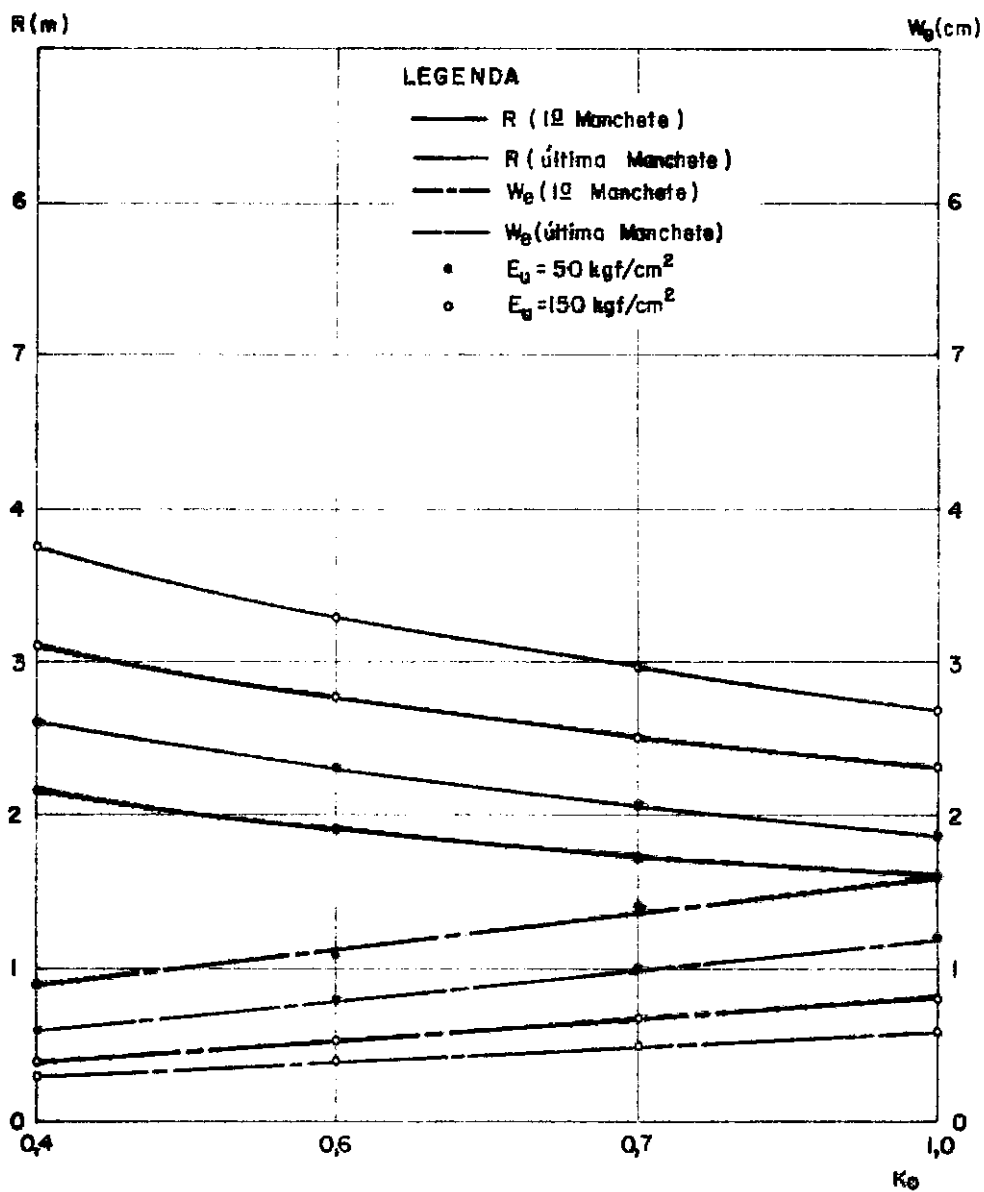


Figura V. 37 - Solução de Barenblatt - Sub-Trecho II.

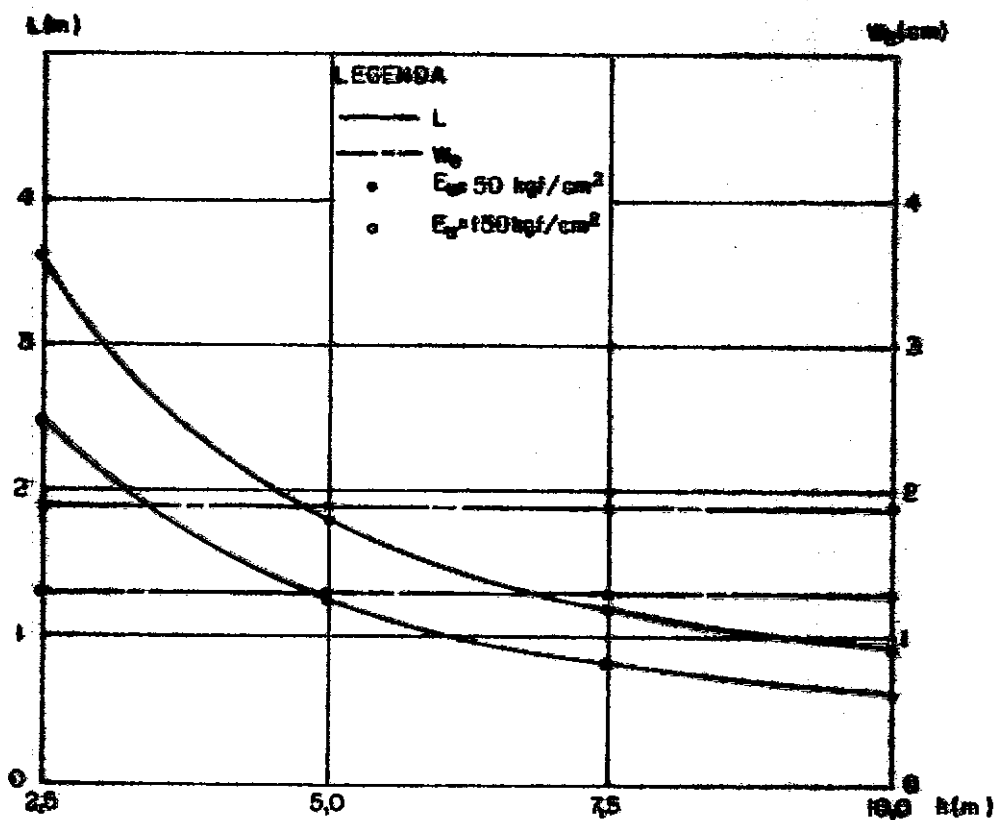


Figura V.38 — Solução de Perkins-Kern — Sub-Trecho II

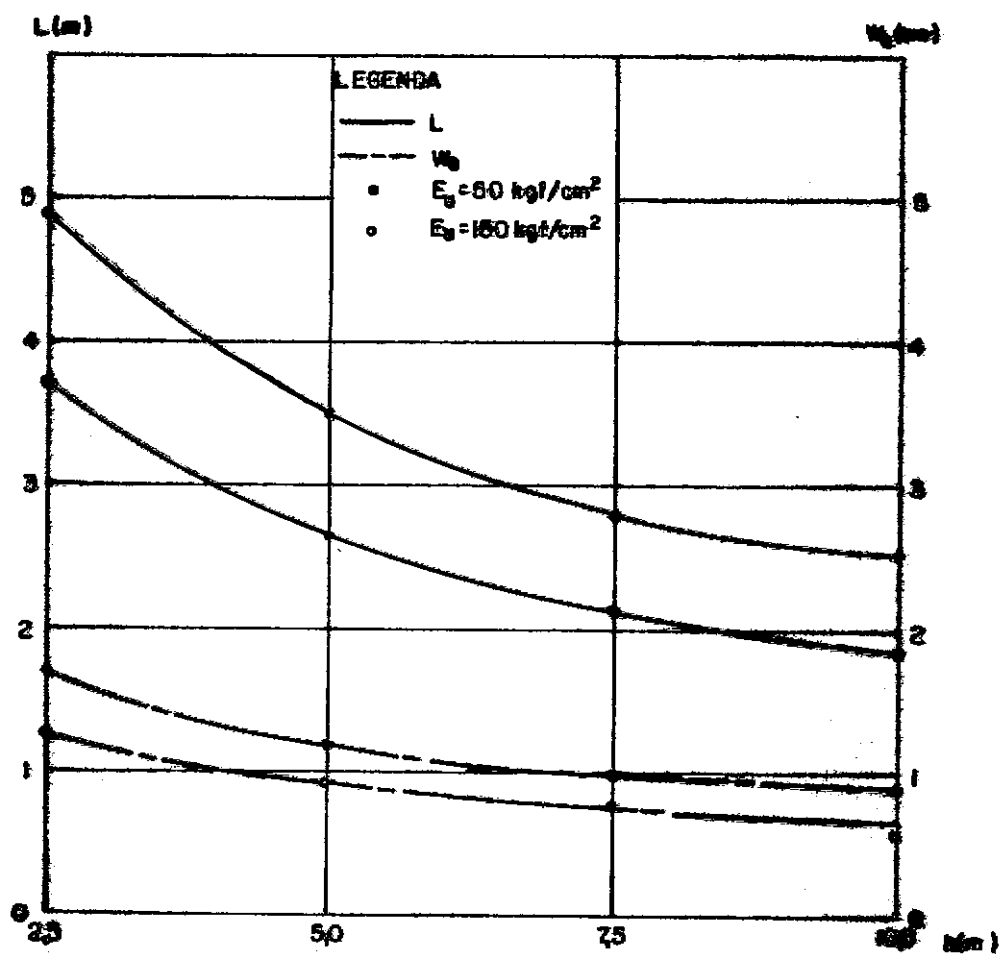


Figura V.39 — Solução de Geertsma-de Klerk — Sub-Trecho II

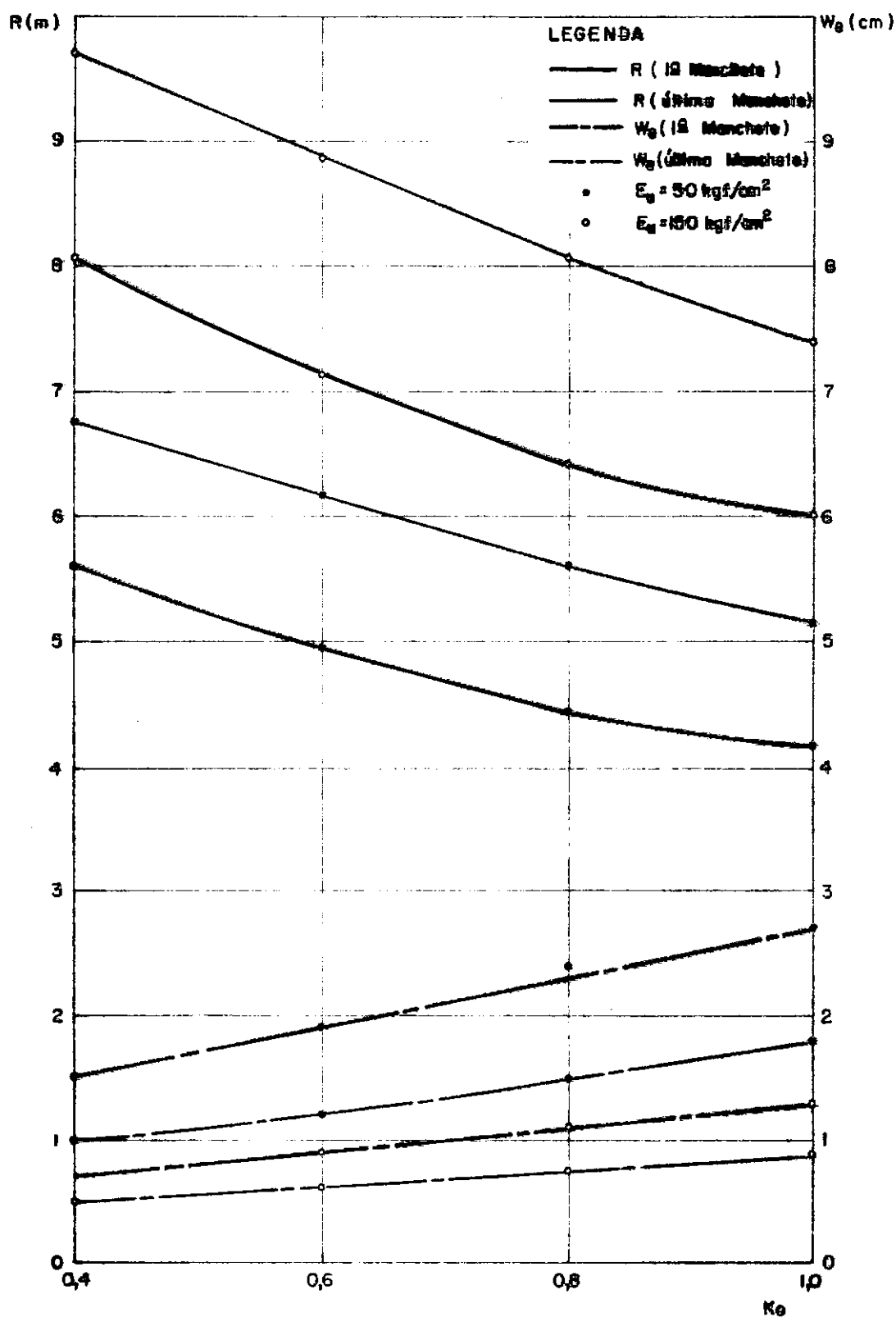


Figura V.40 - Solução de Sneddon - Sub-Trecho III.

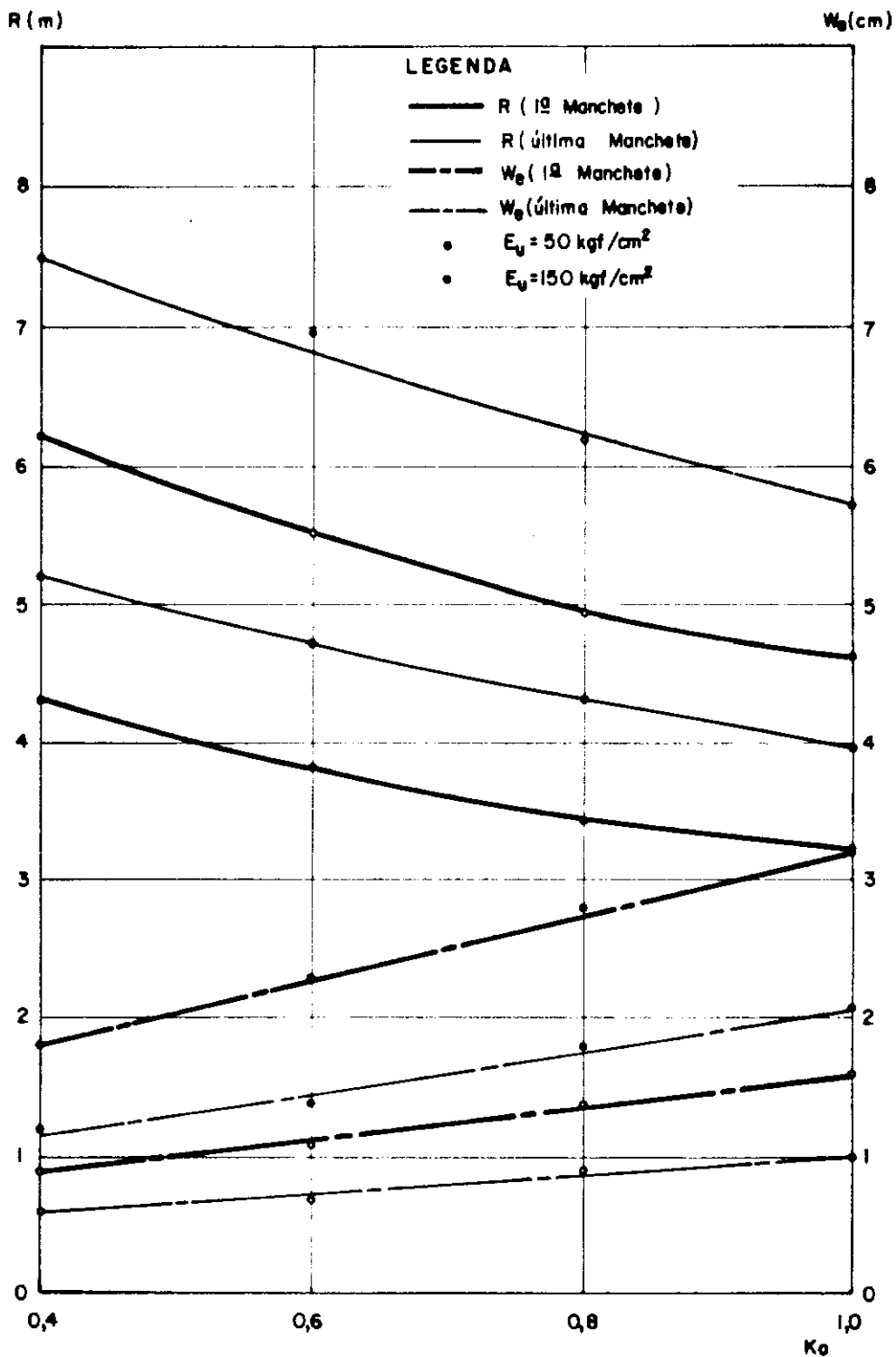


Figura V.41 — Solução de Barrenblatt
Sub-Trecho III.

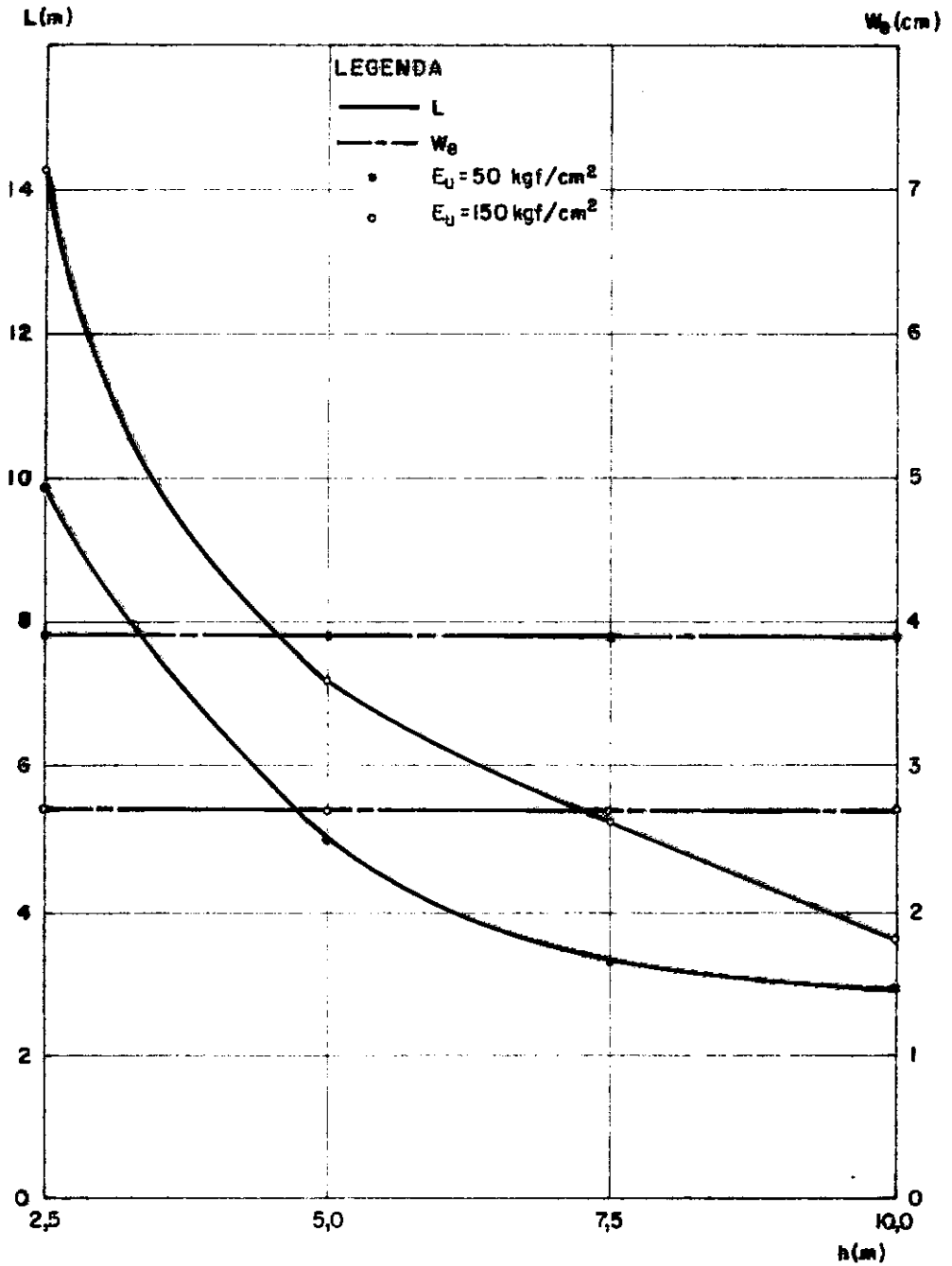


Figura V.42 – Solução de Perkins-Kern - Sub-Trecho III.

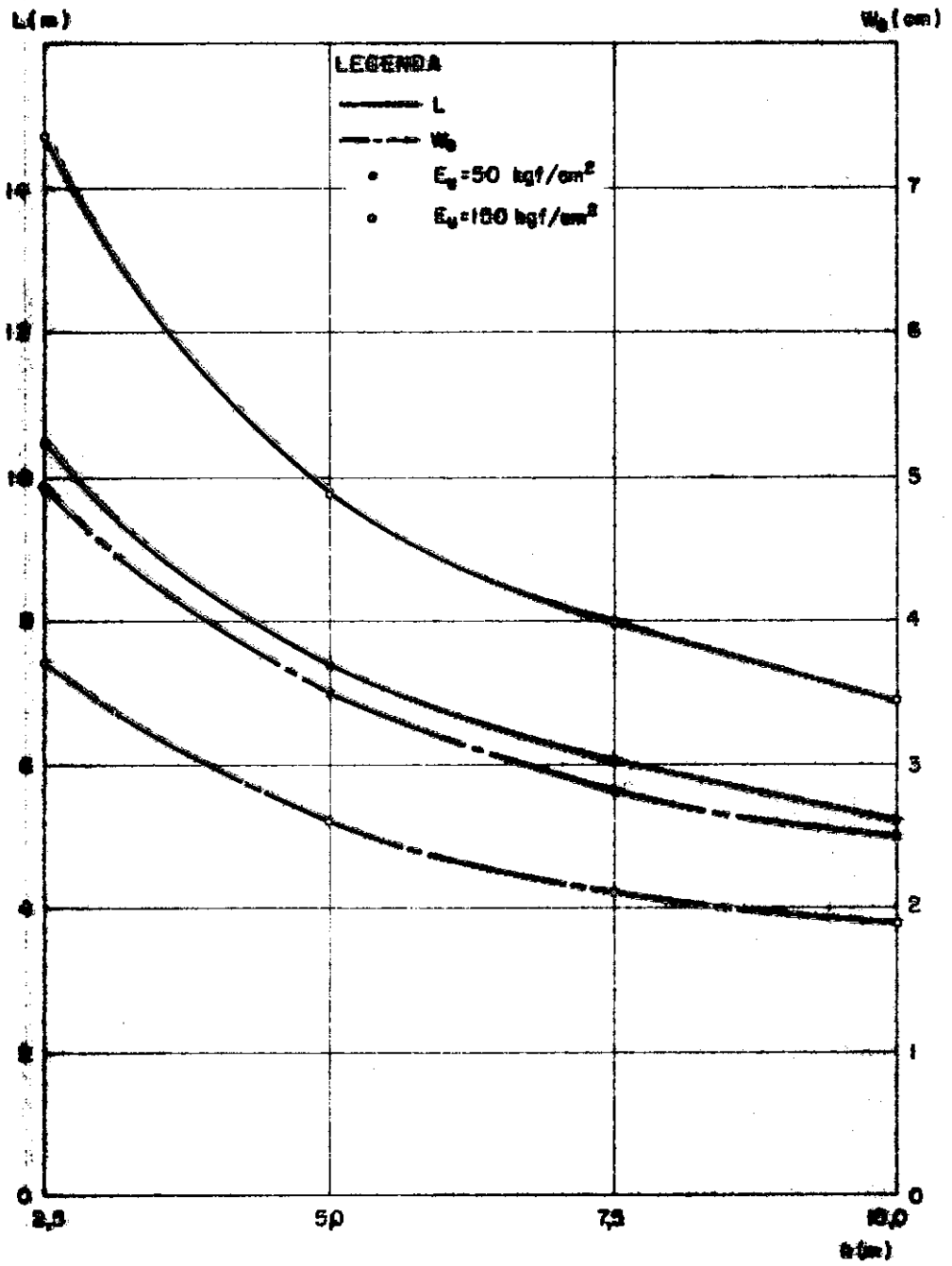


Figure V.43 - Solução de Geertsma-de Klerk - Sub-Trecho III.

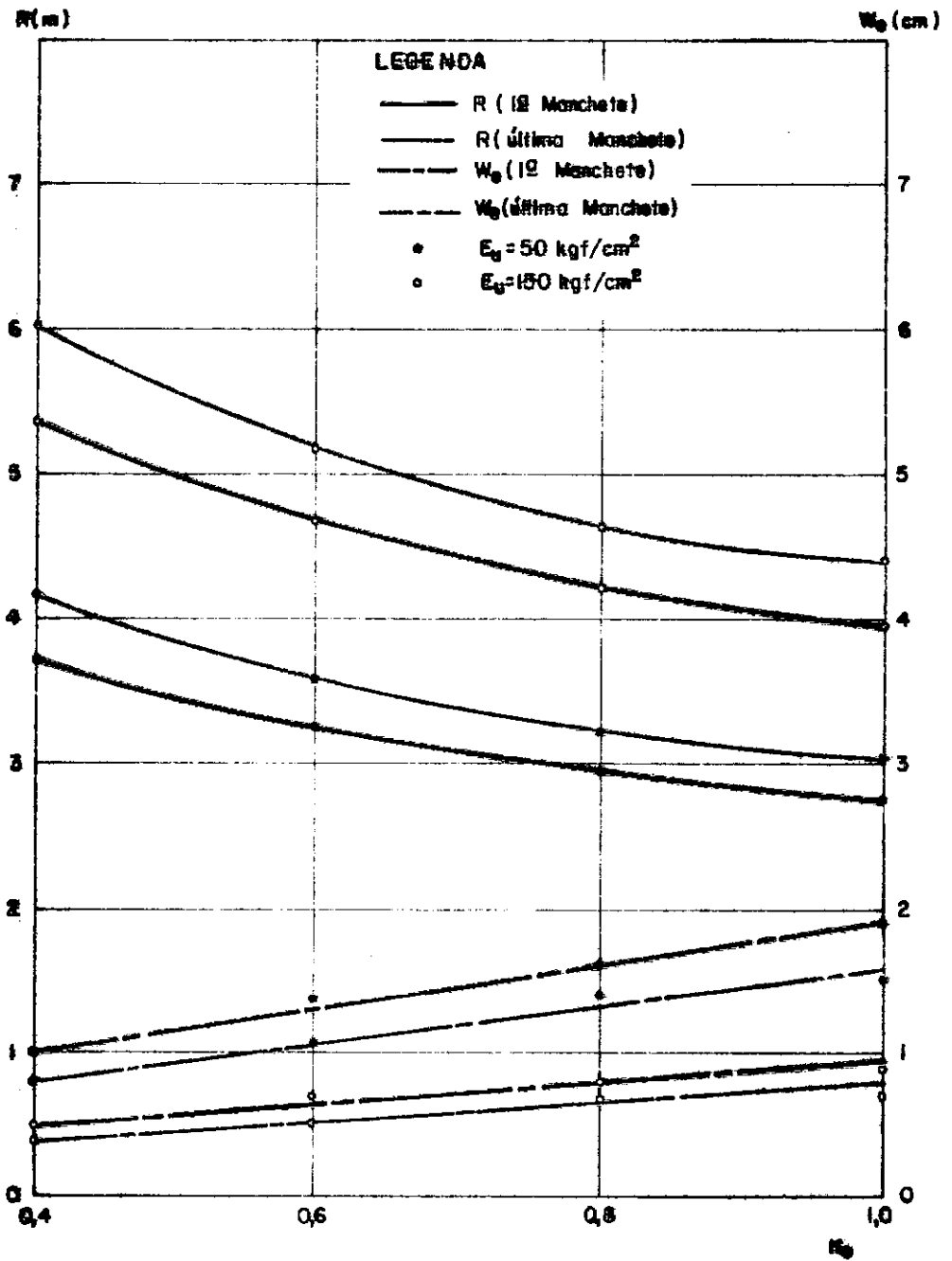


Figura V.44 - Solução de Sneddon - Sub-Trecho IV.

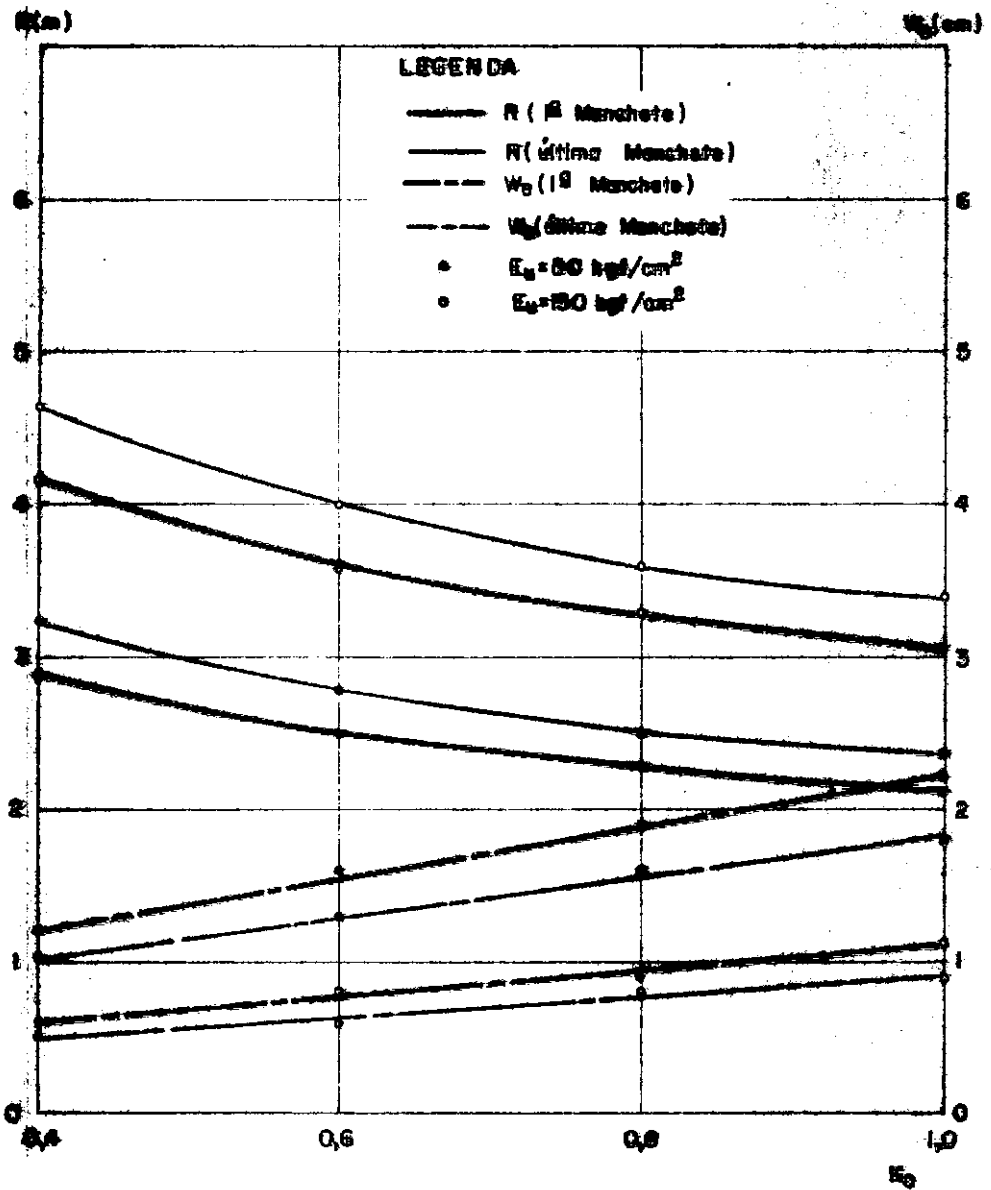


Figura V-45 - Solução de Barenblatt - Sub-Trecho IV.

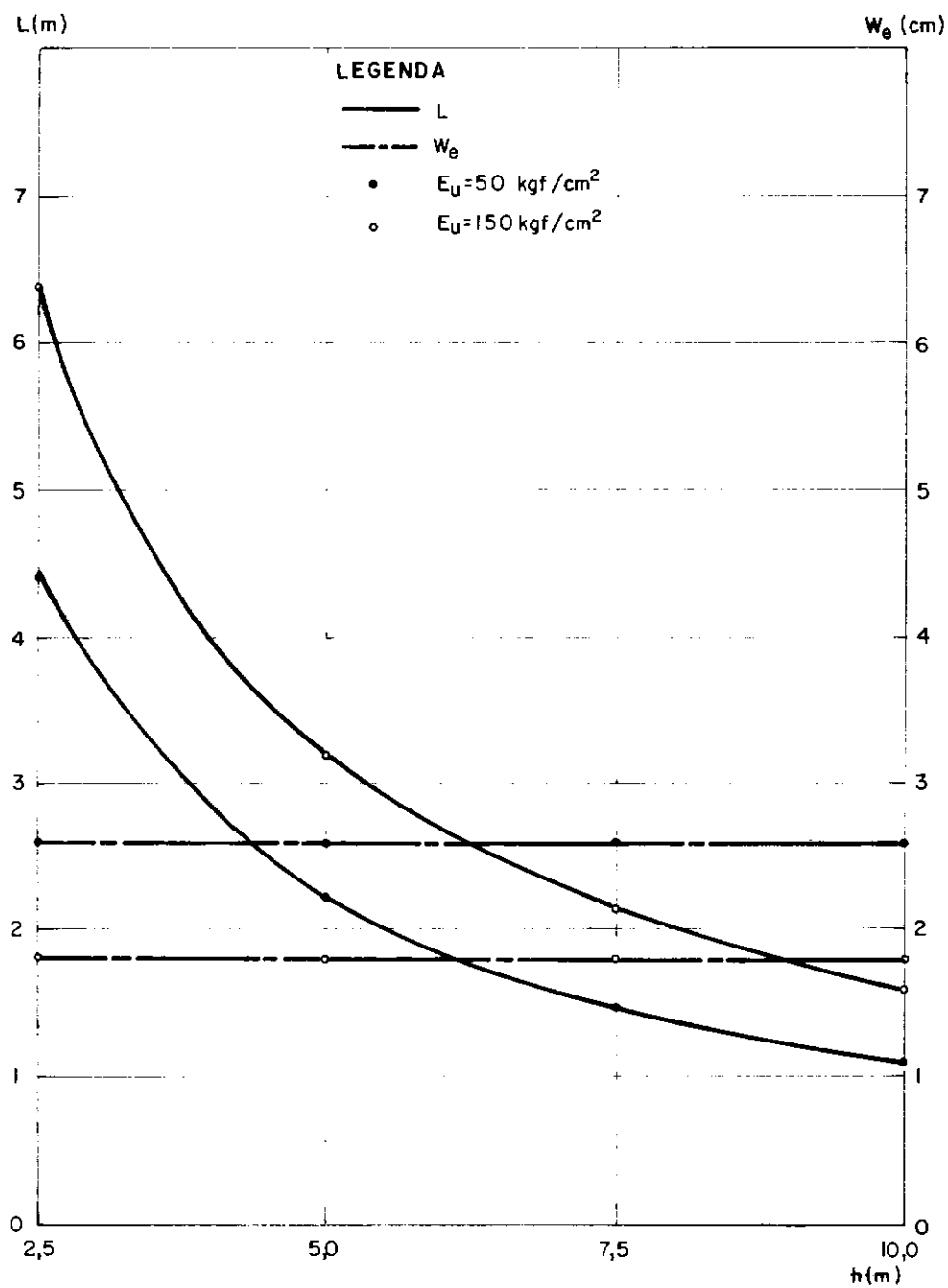


Figura V.46 – Solução de Perkins-Kern – Sub-Trecho IV.

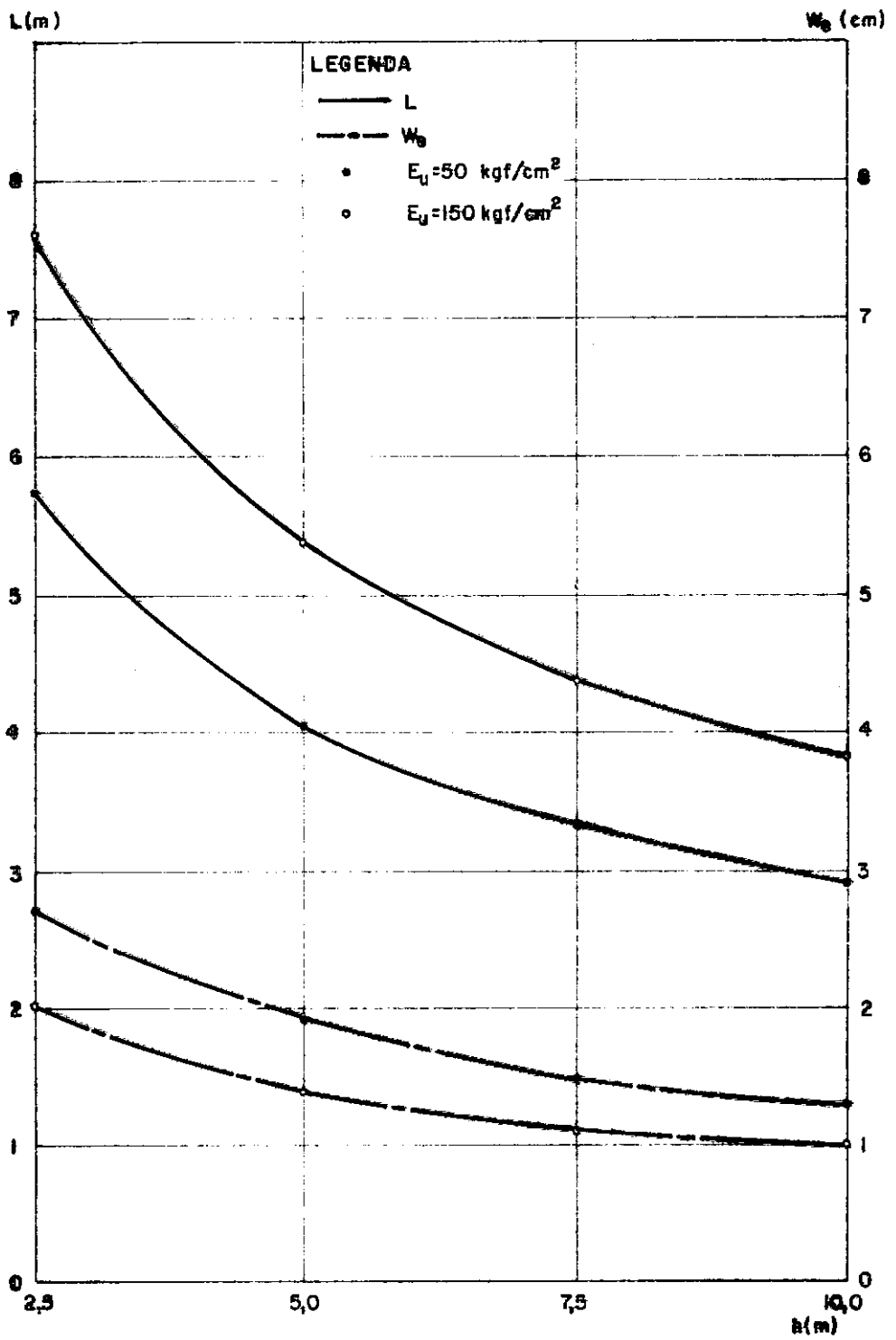


Figura V.47 - Solução de Geertsma-de Klerk - Sub-Trecho IV.

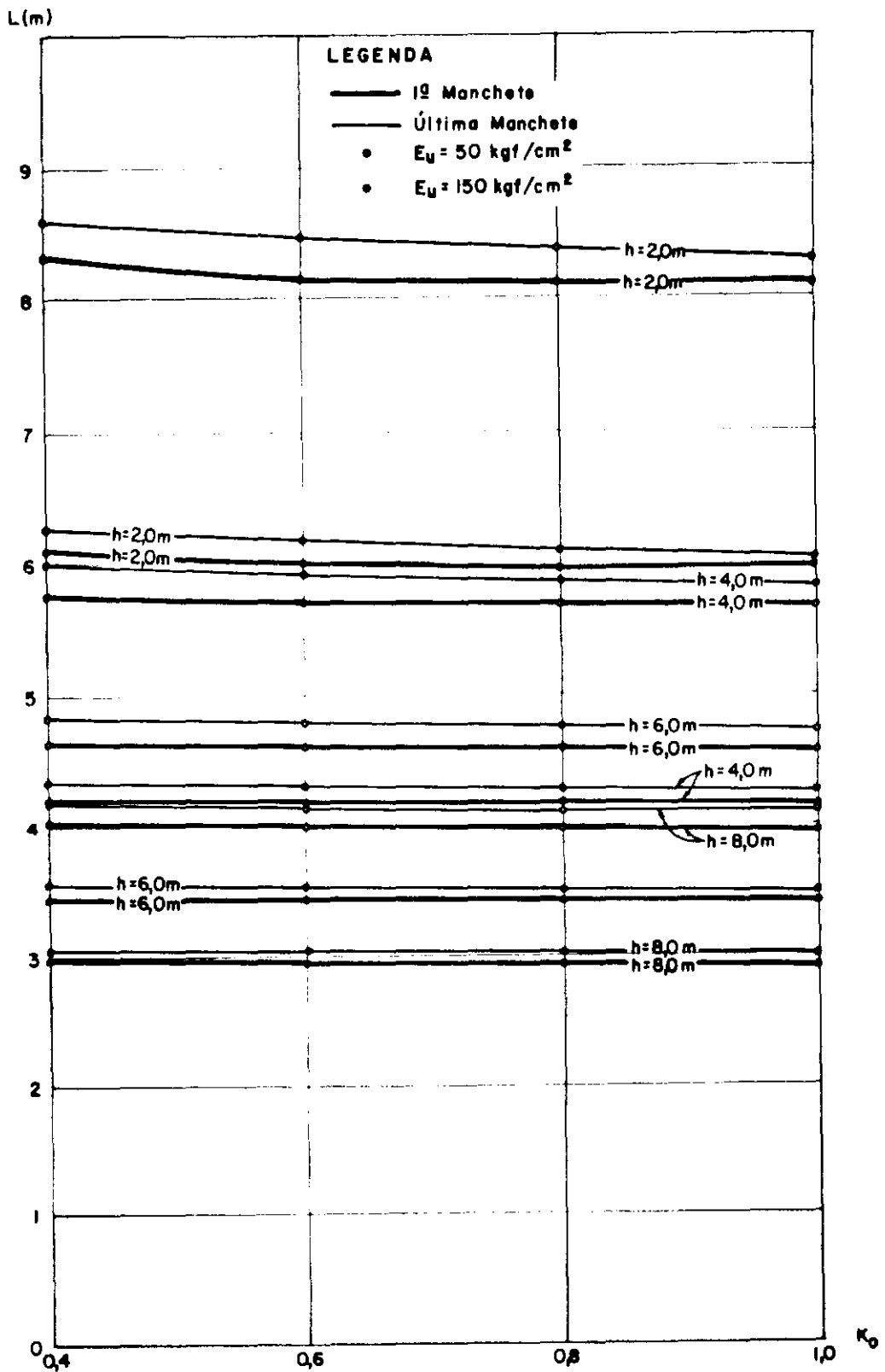
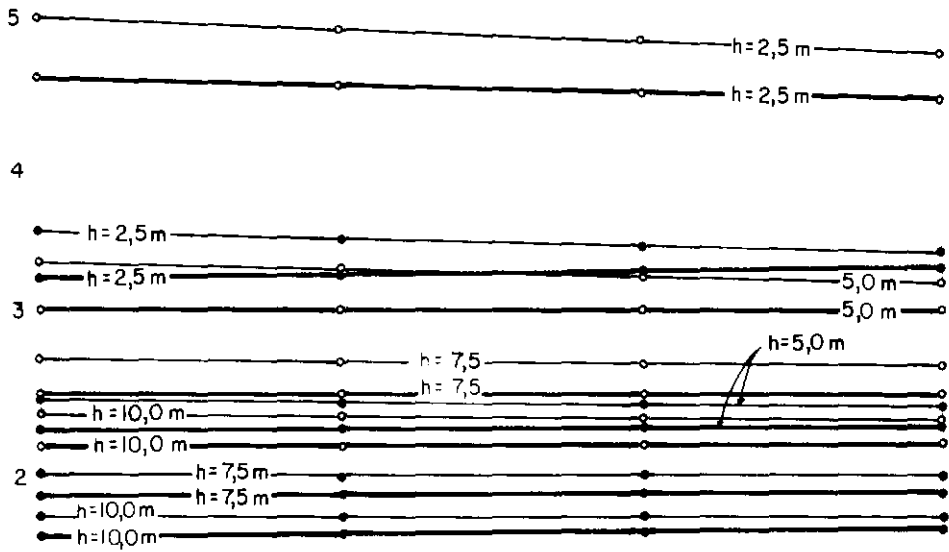


Figura V. 48 – Solução de Zheltov-Kristianovitch (curvas $L \times K_0$)
Sub-Trecho I.

L(m)



LEGENDA

- 1ª Manchete
- Última Manchete
- $E_u = 50 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_u = 150 \text{ kgf/cm}^2$

0,4

0,6

0,8

1,0 K_0

Figura V.49 - Solução de Zheltov-Kristianovitch
(curvas L x K_0) Sub-Trecho II.

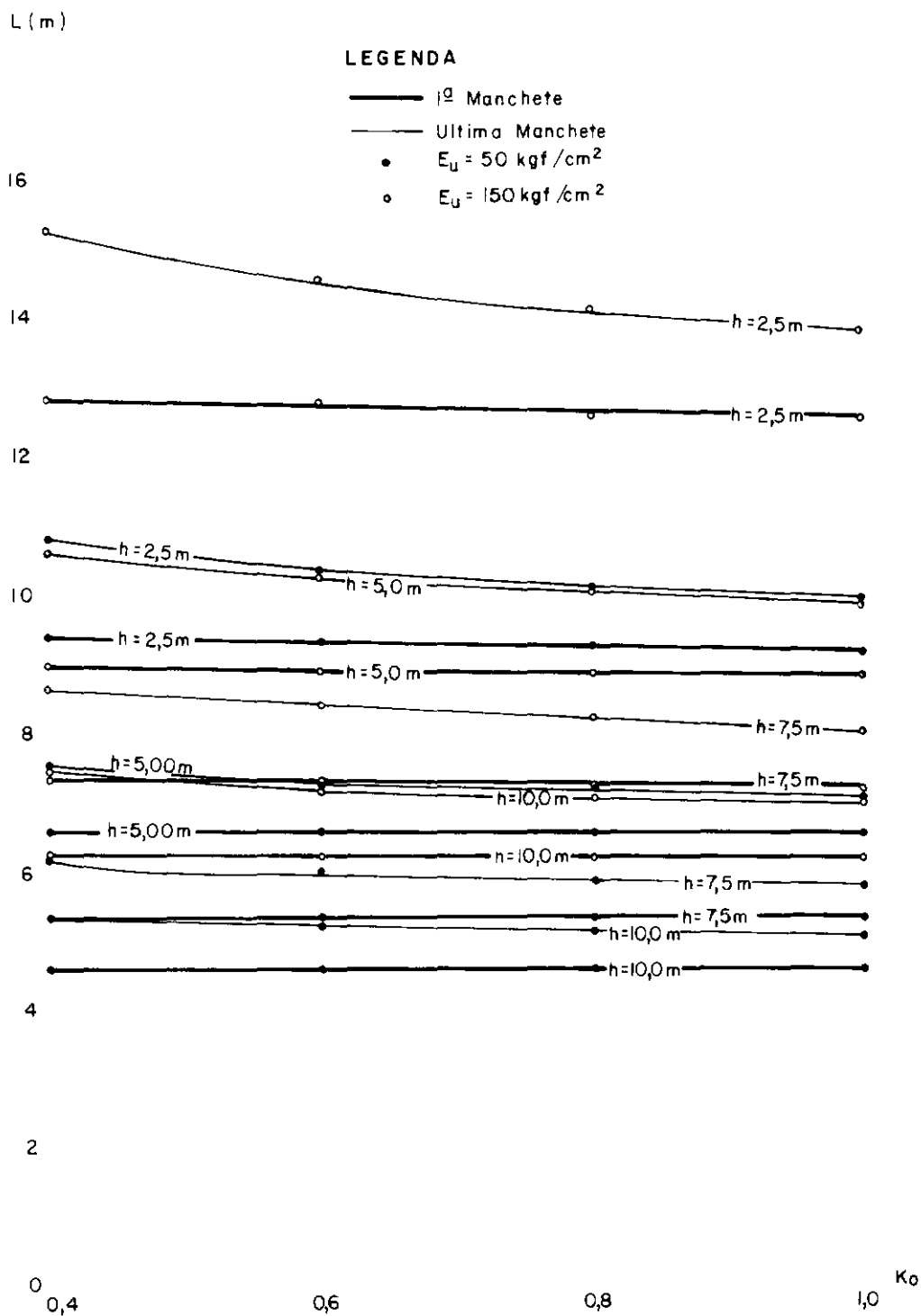


Figura V.50 – Solução de Zheltov-Kristianovitch (curvas $L \times K_0$)
Sub-Trecho III.

L (m)

LEGENDA

- 1ª Manchete
 — Última Manchete
 • $E_U = 50 \text{ kgf/cm}^2$
 ○ $E_U = 150 \text{ kgf/cm}^2$

9

8

7

6

5

4

3

2

1

0
0,4

0,6

0,8

1,0 K_0

Figura V.51 - Solução de Zheltov - Kristianovitch (curvas $L \times K_0$)
 Sub - Trecho IV

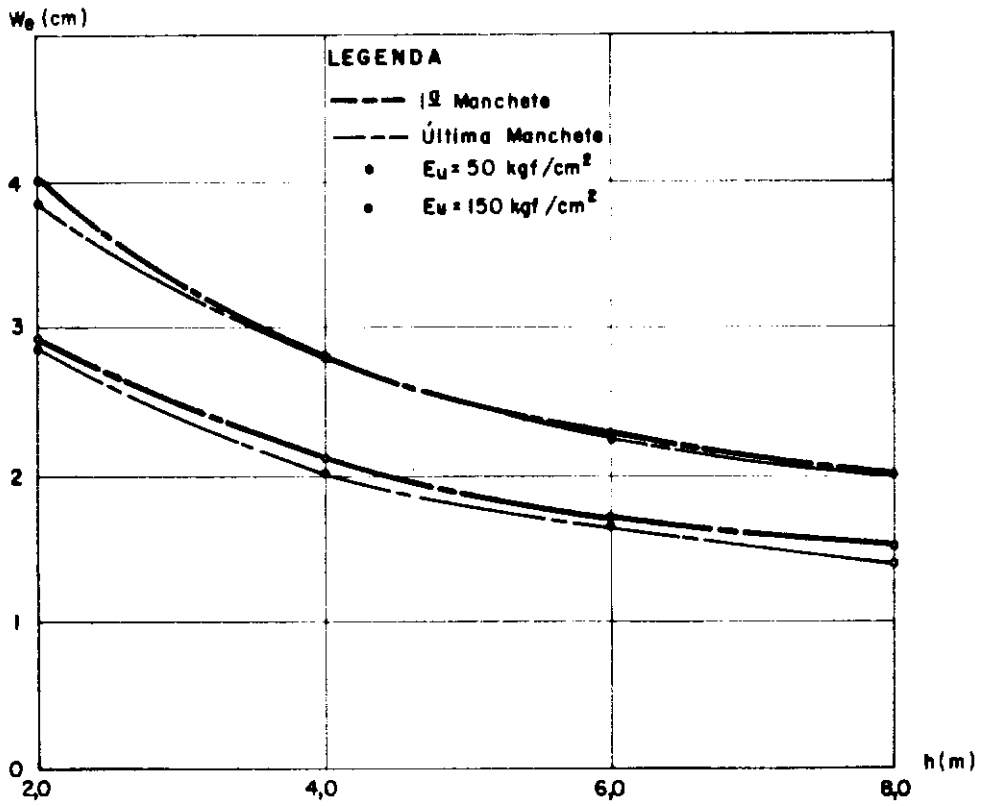


Figura V.52 – Solução de Zheltov-Kristianovitch (curvas $W_e \times h$)
Sub-Trecho I.

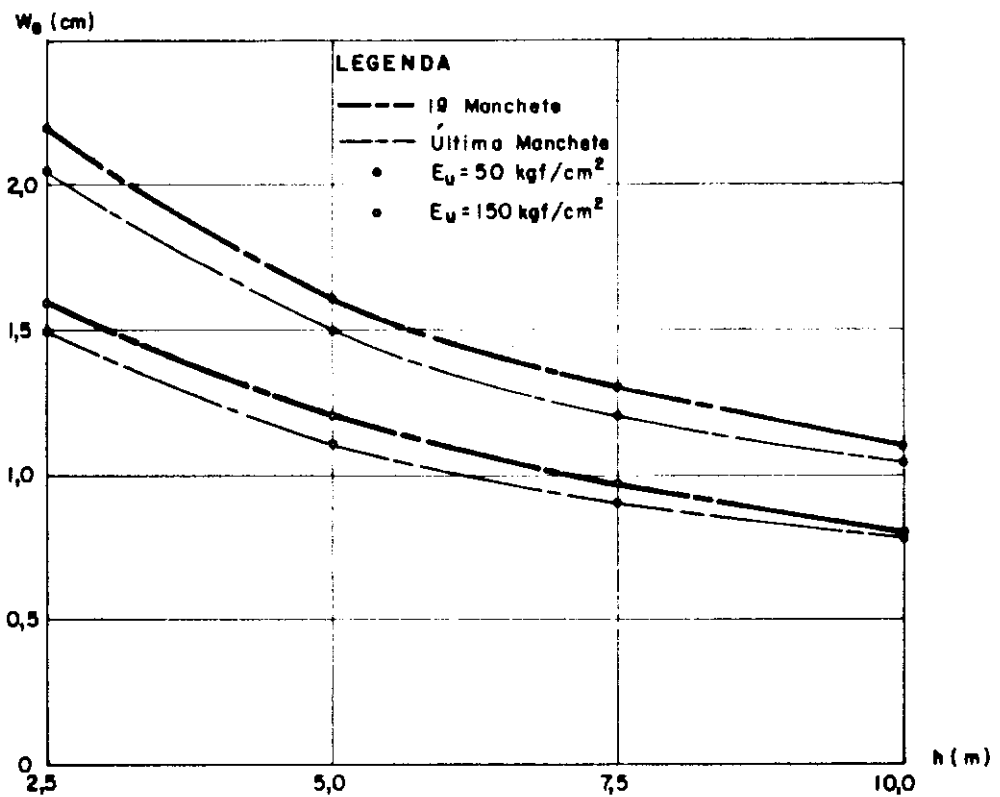


Figura V.53 – Solução de Zeltov-Kristianovitch (curvas $W_e \times h$)
Sub-Trecho II

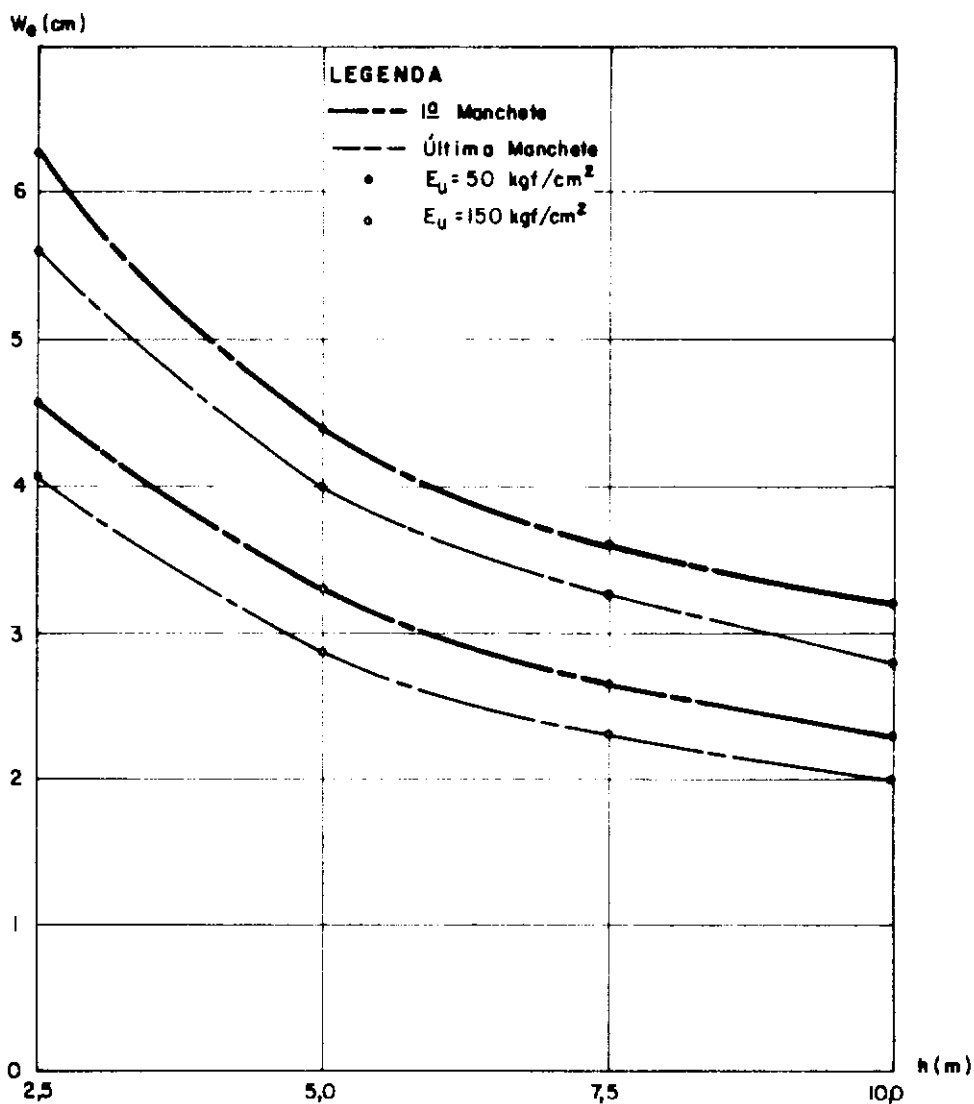


Figura V.54 - Solução de Zheltov - Kristianovitch (curvas $W_e \times h$) Sub-Trecho III.

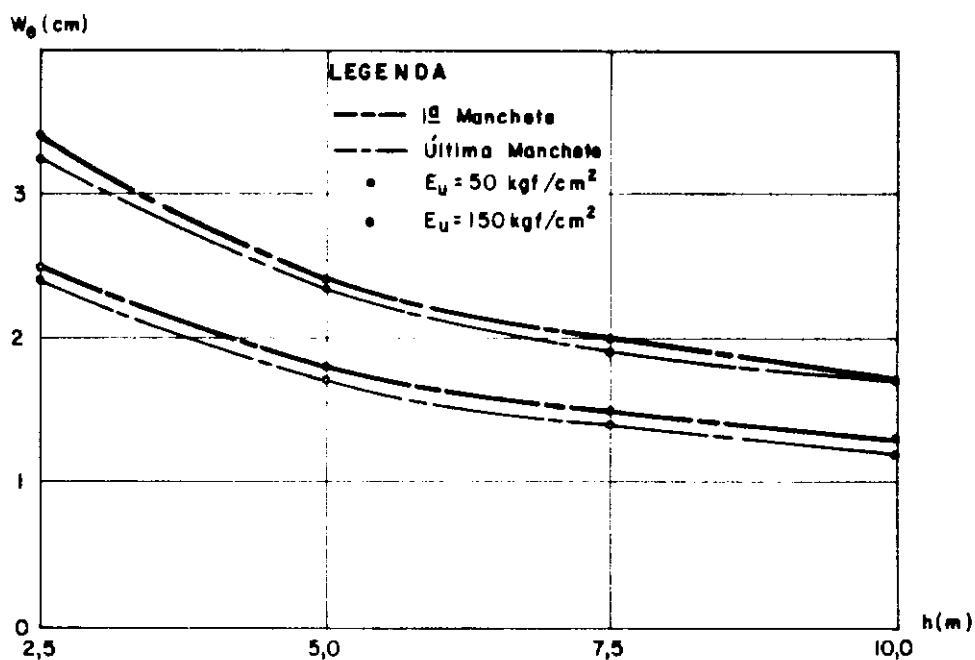


Figura V.55 - Solução de Zheltov-Kristianovitch (curvas $W_e \times h$) Sub-Trecho IV.

nima variação da espessura em relação a K_0 , resolveu-se plotar gráficos de espessura versus altura da fratura (h)

À partir dos gráficos mencionados, pode-se tecer os seguintes comentários:

- a. Nos gráficos plotados com as dimensões estimadas pelas Soluções de Sneddon (Figuras V.32, V.36, V.40 e V.44) e de Barenblatt (Figuras V.33, V.37, V.41 e V.45), pode ser verificado que um aumento de K_0 corresponde a um aumento da espessura (\bar{w}_0) e um decréscimo da extensão (L) da fratura.
- b. Nos gráficos da Solução de Perkins-Kern (Figuras V.34, V.38, V.42 e V.46), um aumento da altura da fratura (h) corresponde a um decréscimo da extensão (L), permanecendo a espessura (\bar{w}_e) constante.
- c. Nos gráficos da solução de Geertsma-de Klerk (Figuras V.35, V.39, V.43 e V.47), um aumento da altura da fratura (h) corresponde a um decréscimo da extensão (L) e da espessura (\bar{w}_0) da fratura.
- d. Nos gráficos da Solução de Zheltov-Kristianovitch (Figuras V.48 a V.55), um aumento de K_0 corresponde a um ligeiro decréscimo da extensão permanecendo a espessura aproximadamente constante. E para um aumento da altura da fratura (h) corresponde um decréscimo da extensão (L) e da espessura (\bar{w}_0).
- e. Para as soluções que dependem do Estado de Tensões do meio (Solução de Sneddon, Barenblatt e a de Zheltov-Kristianovitch), as fraturas localizadas a profundidades maiores apresentam menor extensão (L) e maior espessura que as mais superficiais.
- f. Para todas as soluções estudadas, um aumento do módulo de Young não drenado (E_u) corresponde a um aumento da extensão (L) da fratura e um decréscimo da espessura (\bar{w}_e) como realmente se imaginava.

Para o solo Residual de fundação de Balbina, admitindo

$K_0 = 0,84$ (conforme item V.3.2) e ocorrendo fratura vertical, tem-se como estimativa do dimensionamento, os resultados da Tabela (V.10), além dos da Tabela (V.7) (soluções que independem de K_0).

V.6 ESTIMATIVA DO RAI0 DE AÇÃO DA CALDA

Para o tratamento do solo residual de Balbina, a melhor situação seria a ocorrência de apenas fraturamento horizontal, que possibilitaria a interceptação de maior quantidade de canalículos (devido à grande predominância de canalículos sub-verticais) que poderiam ser penetrados e obturados pela calda injetada. Isto corresponderia ao tratamento mais eficiente, ou seja, propiciaria o maior raio de ação possível para o volume injetado. Assim, admitindo o raio de Ação da calda como o raio alcançado pela fratura horizontal induzida (valor médio dos resultados obtidos nas soluções teóricas (Tabela V.4 e V.5), se estaria admitindo o máximo de alcance da calda.

Ao se levar em conta a ocorrência de fratura verticais, as quais dependendo de seu posicionamento, podem não trazer melhoria sensível para o tratamento, como o caso de fratura verticais perpendiculares às linhas de injeção, ou mesmo as fraturas verticais assimétricas, que, devido às suas características apresentam apenas um lado de propagação. Isso faz com que o raio de ação da calda seja reduzido. A interceptação de canalículos sub-verticais é mais difícil, podendo ocorrer a interceptação de canalículo sub-horizontais que sempre se apresentam com elementos de ligação de canalículos sub-verticais, possibilitando assim o tratamento.

Na realidade, a orientação de fraturas não se apresenta de forma tão simples como sugere a teoria (fratura horizontal ou fratura vertical), tem-se no solo residual de Balbina, fraturas em várias direções*, umas com tendências sub-horizontais e outras sub-verticais que, contando com as ramificações (fraturas

* No item (V.7.1) são apresentados os mapeamentos das paredes das trincheiras abertas nos sub-trechos I, II, III, onde pode ser verificado a orientação real das fraturas induzidas.

FRATURA VERTICAL - DIMENSIONAMENTO (Para $K_0=0,84$)

Fratura simétrica ilimitada

Solução	E_u kgf/cm ²	Manchete	Sub-Trecho I		Sub-Trecho II		Sub-Trecho III		Sub-Trecho IV	
			R (m)	W_0 (cm)	R (m)	W_0 (cm)	R (m)	W_0 (cm)	R (m)	W_0 (cm)
Sneddon	50,0	1ª	3,27	1,4	2,20	1,2	4,38	2,4	2,89	1,7
		Última	3,58	1,2	2,60	0,9	5,51	1,6	3,15	1,4
	150,0	1ª	4,71	0,7	3,14	0,6	6,31	1,2	4,13	0,8
		Última	5,20	0,6	3,76	0,4	7,93	0,8	4,55	0,7
Borenblatt	50,0	1ª	2,50	1,7	1,74	1,4	3,40	2,9	2,23	2,0
		Última	2,76	1,4	2,01	1,0	4,26	1,9	2,46	1,6
	150,0	1ª	3,62	0,8	2,45	0,7	4,86	1,4	3,24	1,0
		Última	3,96	0,7	2,91	0,5	6,13	0,9	3,55	0,8

Fratura assimétrica limitada

Solução	E_u kgf/cm ²	Manchete	Sub-Trecho I				Sub-Trecho II				Sub-Trecho III				Sub-Trecho IV			
			h=2,0m		h=4,0m		h=6,0m		h=8,0m		h=2,5m		h=5,0m		h=7,5m		h=10,0m	
			L (m)	W_0 (cm)	L (m)	W_0 (cm)	L (m)	W_0 (cm)	L (m)	W_0 (cm)	L (m)	W_0 (cm)	L (m)	W_0 (cm)	L (m)	W_0 (cm)	L (m)	W_0 (cm)
Zhelev-Kristianovitch	50,0	1ª	5,97	4,18	3,41	2,94	3,31	2,29	1,85	1,60	9,19	6,50	5,31	4,55	5,08	3,57	2,91	2,50
		Última	4,0	2,8	2,3	2,0	2,2	1,6	1,3	1,1	6,2	4,4	3,6	3,2	3,4	2,4	2,0	1,7
	150,0	1ª	6,08	4,29	3,51	3,02	3,45	2,42	1,96	1,70	10,03	7,12	5,81	5,04	5,22	3,68	2,97	2,58
		Última	3,9	2,8	2,2	2,0	2,1	1,5	1,2	1,1	5,6	4,0	3,2	2,8	3,3	2,3	1,9	1,7
Zhelev-Kristianovitch	50,0	1ª	8,13	5,69	4,59	3,98	4,45	3,05	2,50	2,17	12,52	8,80	7,18	6,17	6,94	4,85	3,91	3,39
		Última	2,9	2,1	1,7	1,5	1,6	1,2	1,0	0,8	4,6	3,3	2,7	2,3	2,5	1,8	1,5	1,3
	150,0	1ª	8,37	5,86	4,74	4,12	4,79	3,26	2,68	2,34	13,92	9,90	8,10	6,99	7,21	5,07	4,08	3,54
		Última	2,8	2,0	1,7	1,4	1,5	1,1	0,9	0,8	4,0	2,9	2,3	2,0	2,4	1,7	1,4	1,2

Tabela V.10 - Estimativa das dimensões das fraturas verticais para $K_0 = 0,84$

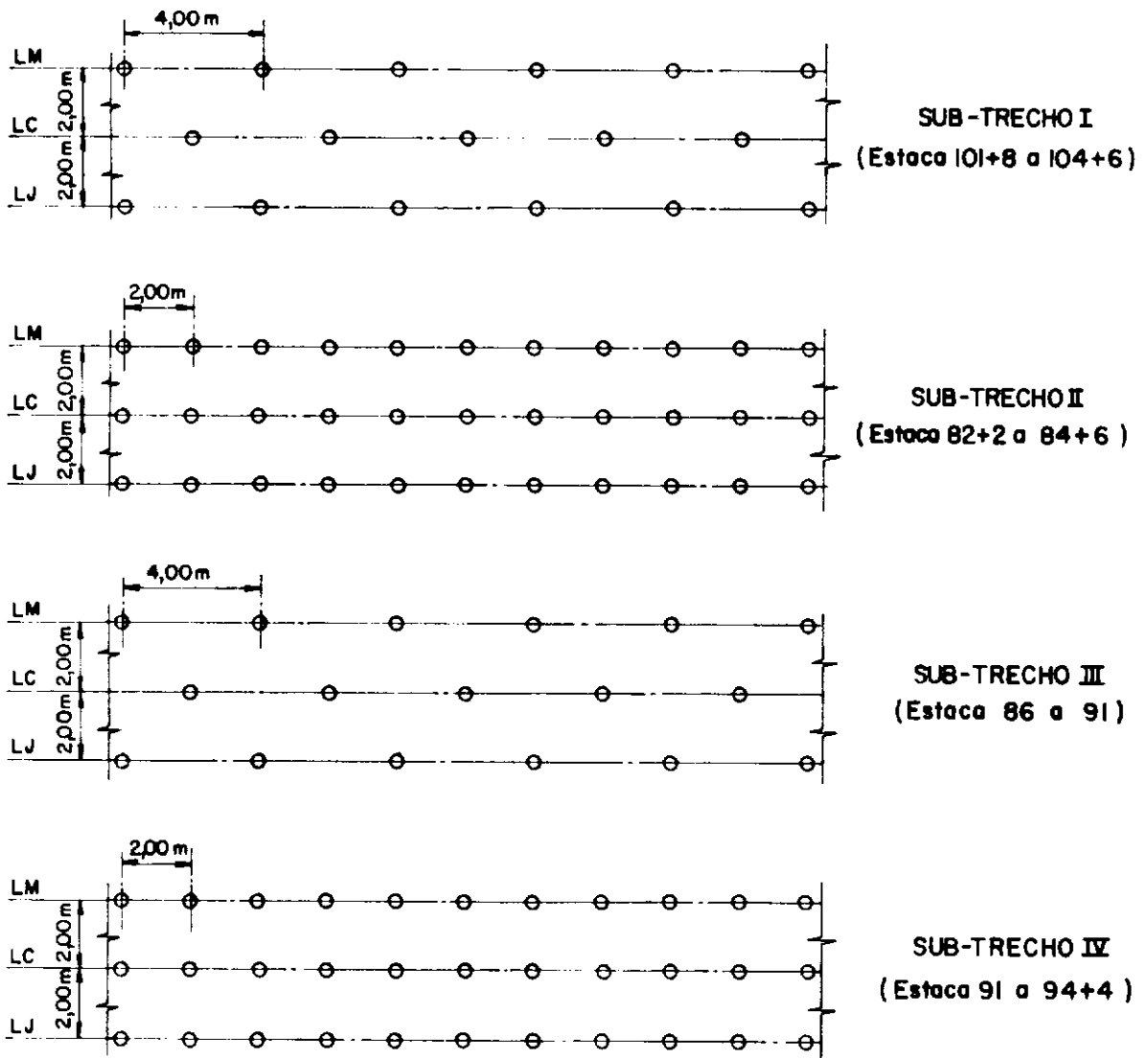
propagadas a partir de outras fraturas) e interpenetração de fraturas, configuram um quadro de difícil análise, que induz a crer que a composição heterogênea do solo, tanto física como mecânica apresenta fundamental influência em todo o contexto do processo e se mostra sempre desconhecida.

Aliado às dificuldades de se assemelhar as configurações teóricas com as reais, tem-se também, que questionar a formulação empírica utilizada no cálculo das pressões de calda na fratura (que tem influência preponderante no dimensionamento) que não sabemos serem apropriadas para o solo em questão, além das estimativas dos parâmetros envolvidos que não foram idealmente estimados, carecendo assim de um certo refinamento.

Devido às considerações feitas acima, admitiu-se o raio de ação máximo de calda (estimado a partir de fraturas horizontais), como o raio de ação de trabalho e considerou-se aceitável um tratamento cujo raio de ação for igual ao espaçamento entre furos, para compensar as possíveis imprecisões do método. A Figura (V.56), apresenta o posicionamento dos furos de injeção que constitui a malha da cortina de impermeabilização para os sub-trechos experimentais, e a tabela dos raios de ação da calda. Comparando os espaçamentos com os resultados da tabela, parece que os volumes de calda foram para todos os sub-trechos injetados em excesso, pois os raios de ação da calda se mostraram maiores que o espaçamento entre furos, ficando o volume do sub-trecho I como o melhor arbitrado (isto contando apenas com uma fase de injeção), sendo os do sub-trechos III e IV bastante excessivos. Porém, deve-se ressaltar que esta análise se baseia em hipóteses um tanto subjetivas, como raio de ação da calda igual ao raio de ação máximo e como critério, o raio de ação igual ao espaçamento entre furos.

Porém, como o objetivo é de se desenvolver um método para uma estimativa inicial de volume de calda a se injetar quando o espaçamento entre furos de injeção da cortina de impermeabilização for pré-fixado ou o espaçamento para um volume pré-definido, seria imprescindível uma aplicação prática das sugestões fornecidas pelo método, que de acordo com os resultados de permeabilidade antes (Ensaio Prévio) e depois (Ensaio de Contro-

TRECHO EXPERIMENTAL DE INJEÇÃO - CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO POSICIONAMENTO DOS FUROS DE INJEÇÃO



LEGENDA

LM - Linha de montante
LC - Linha central
LJ - Linha de jusante

NOTA:

A linha central (LC) está afastada 15m para montante do eixo da Barragem.

E _u (kgf/cm ²)	Raio de ação da calda de injeção(m)			
	Sub-Trecho I	Sub-Trecho II	Sub-Trecho III	Sub-Trecho IV
50,0	3,51	2,48	5,10	3,27
150,0	4,61	3,25	6,68	4,27

Figura V.56 - Disposição dos furos de injeção e tabela com os resultados teóricos do raio de ação da calda de injeção para os diversos sub-trechos experimentais.

le), traria informações sobre a eficiência do tratamento, e por conseguinte, do método proposto.

V.7 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES - AFERIÇÃO DO MODELO

Na tentativa de aferição do modelo teórico, buscou-se a comparação entre os resultados observados no campo e os estima dos teoricamente.

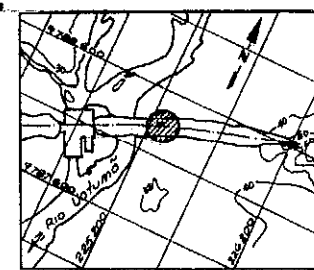
V.7.1 Inspeção em Trincheiras ²⁷

Através da execução de trincheiras de inspeção, se pode observar "in situ" as disposições das fraturas induzidas (planos de calda) bem como a performance do tratamento empregado em cada sub-trecho (excetuando o sub-trecho IV em que não se escavou trin cheira), no que tange a penetrabilidade dos canalículos.

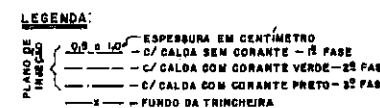
As Figuras (V.57) a (V.62) apresentam os mapeamentos das paredes das trincheiras dos sub-trechos I, II e III, onde pode ser observado a distribuição das fraturas, bem como suas espessu ras médias, que se apresenta com valores bem próximos dos estima dos pelas soluções teóricas. Quanto ao volume de calda, verificou-se que o sub-trecho III foi injetado em excesso, devido às gran des extensões de fraturas geradas, como também sugeriu-se no ítem anterior. Outras informações que auxiliariam na comparação entre as Soluções Teóricas e as observações "in situ" não puderam ser feitas devido, principalmente, às dificuldades de execu tivas, como, por exemplo, acompanhar a extensão de fraturas, ou localizar em que ponto a fratura observada iniciou sua propagação.

V.7.2 Ensaio de Raio de Ação

Visando a obtenção "in situ" do raio de ação da calda, foi concebido um ensaio cuja metodologia consistia em se injetar um furo central (furo de injeção) e pela válvula manivela solici tada, gerar fratura no seio do solo, e que durante a propagação desta, se verificar a extensão alcançada através de sua comunica ção com os furos de observação dispostos de forma axi-simétricas ao furo de injeção (Figura V.63). A fratura atingindo o trecho não revestido de um furo de observação, faria com que a calda in



PLANTA CHAVE
Bam Eapple

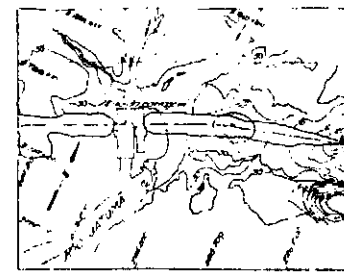


NOTES:

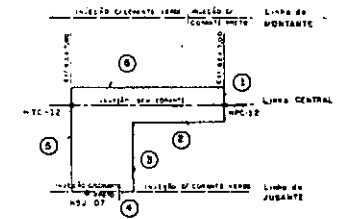
- 1 - AS ELEVAÇÕES ESTÃO EM METRO.
2 - AS PAREDES ESTÃO VISTAS DENTRO DA TRINCHEIRA E DA ESQUERDA PARA DIREITA.



BARRAGEM DE TERRA-MARGEM ESQUERDA
INJEÇÃO EM SOLO RESIDUAL
TRINCHEIRA DO SUB-TRECHO II-EST.102+4,00 A 103+3,00
MAPEAMENTO DAS PARDES



PLANTA CHAVE
Sem Escala



LOCALIZAÇÃO DAS PAREDES

LEGENDA

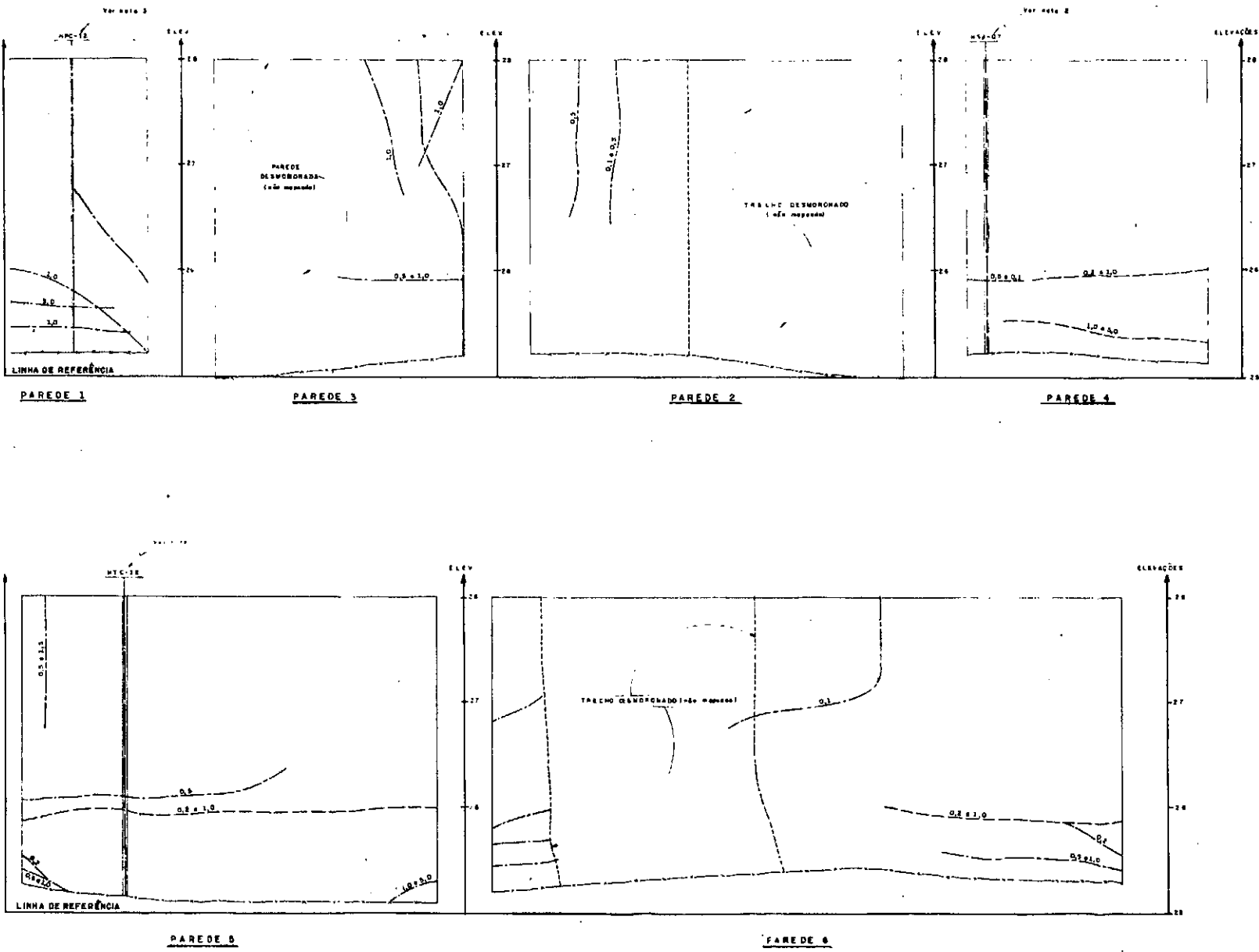
- ESPESSURA EM CENTÍMETRO
- PLANOS DE INJEÇÃO
- 0,12.00 — C/CALDA SEM CORANTE - Injetado nos furos de linha central
 - 0,12.00 — C/CALDA COM CORANTE VERDE - Nos furos da região indicada
 - 0,12.00 — C/CALDA COM CORANTE PRETO - Nos furos da região indicada
 - — — FUNDO DA TRINCHEIRA

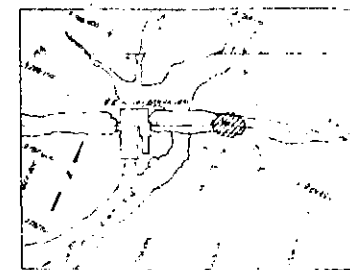
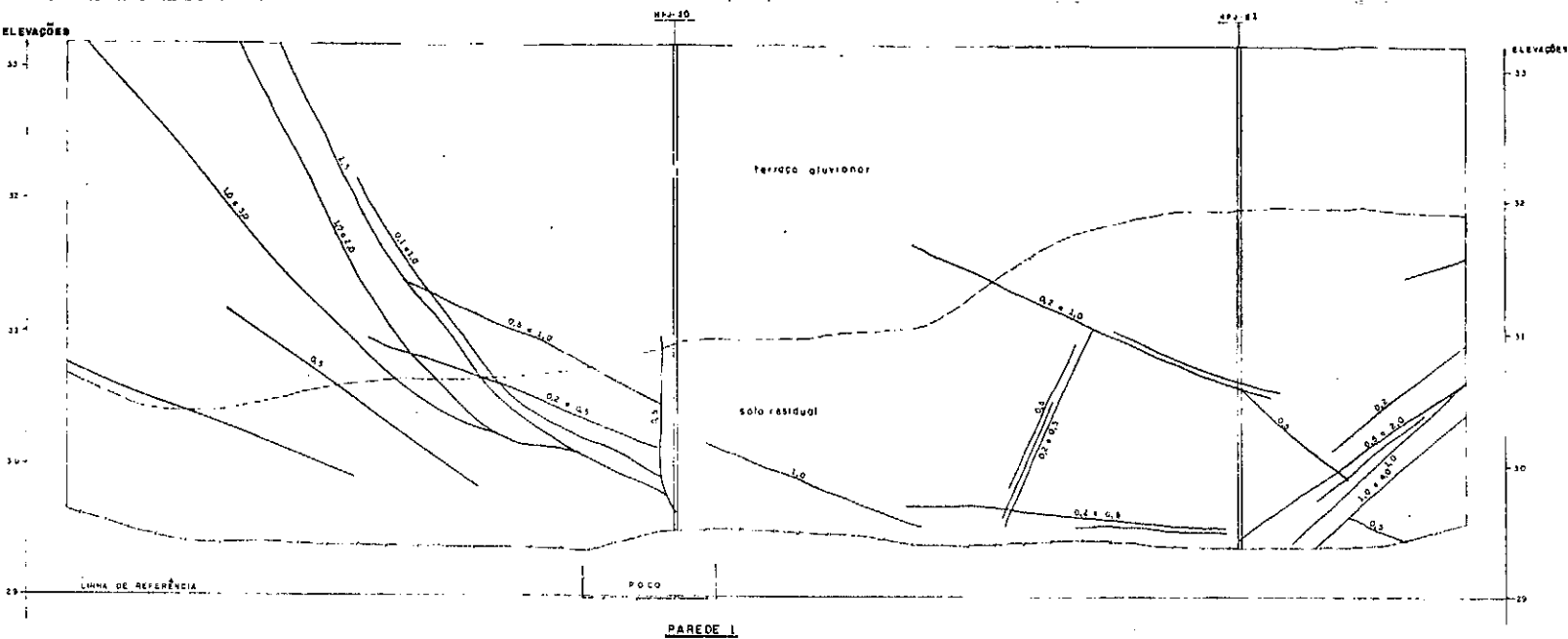
NOTAS

- 1 - As elevações estão em metros
- 2 - Furos injetados c/ calda c/ corante verde
- 3 - Furos injetados c/ calda c/ corante preto
- 4 - Todos os pontos estão vistos de dentro da trincheira e da esquerda para a direita com exceção das paredes 5 e 6 que estão rebatidos

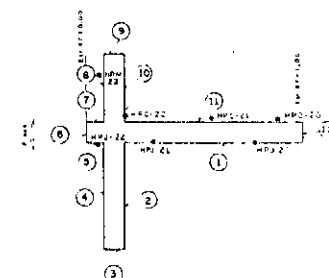
BARRAGEM DE TERRA - MARGEM ESQUERDA
INJEÇÃO EM SOLO RESIDUAL

TRINCHEIRA DO SUB-TRECHO II - EST. 82+700 A 83+700
MAPEAMENTO DAS PAREDES

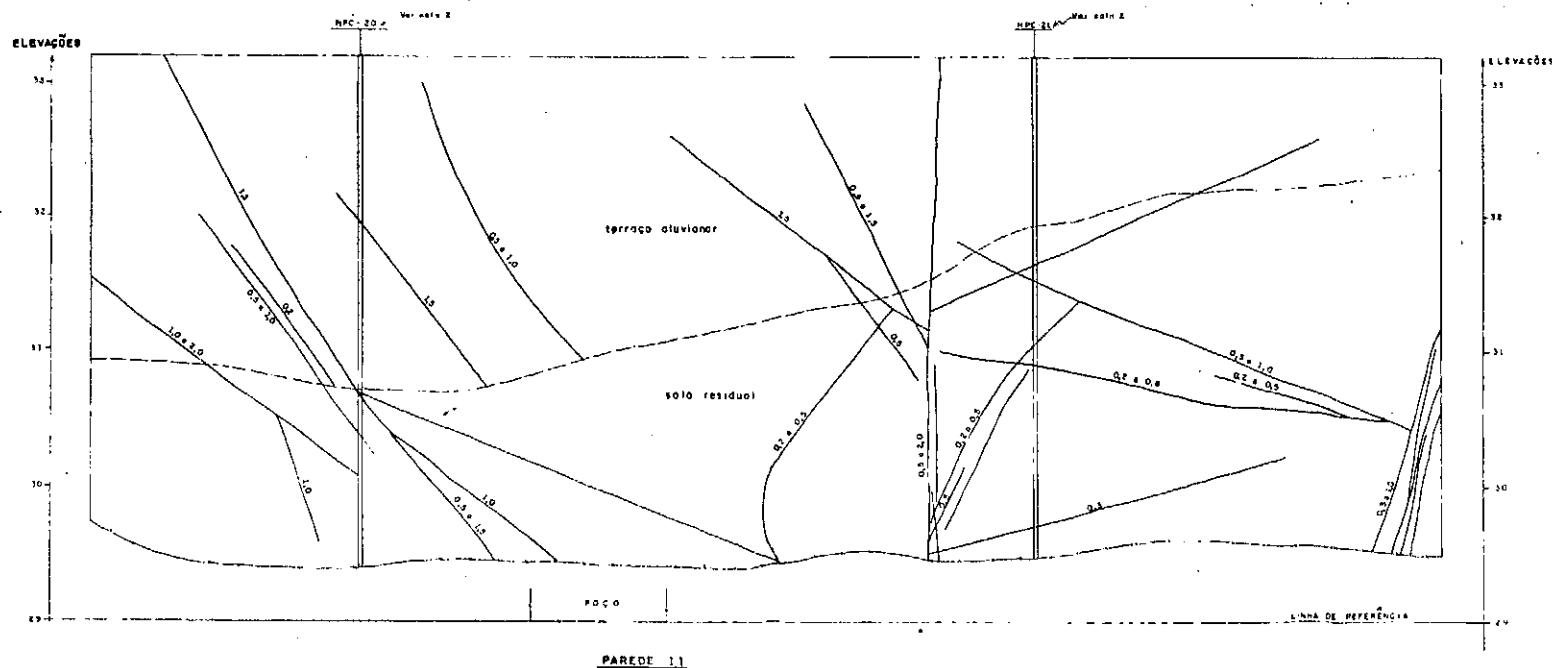




PLANTA CHAVE
Sem Escala



LOCALIZAÇÃO DAS PAREDES



NOTAS

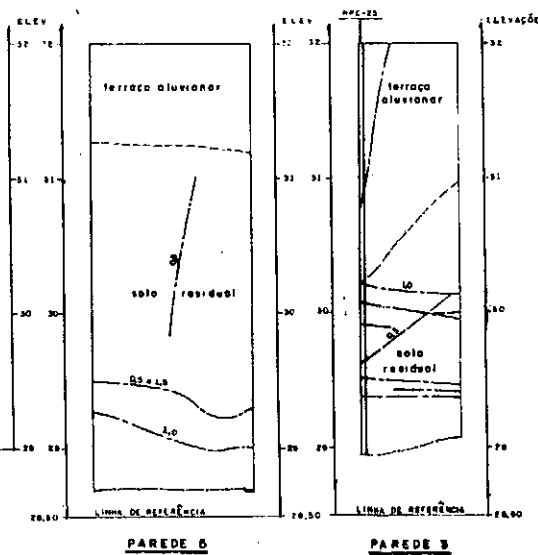
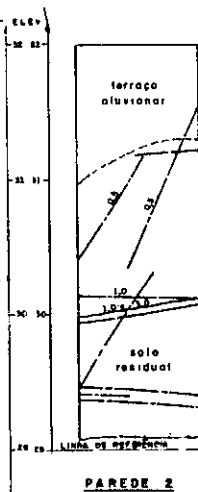
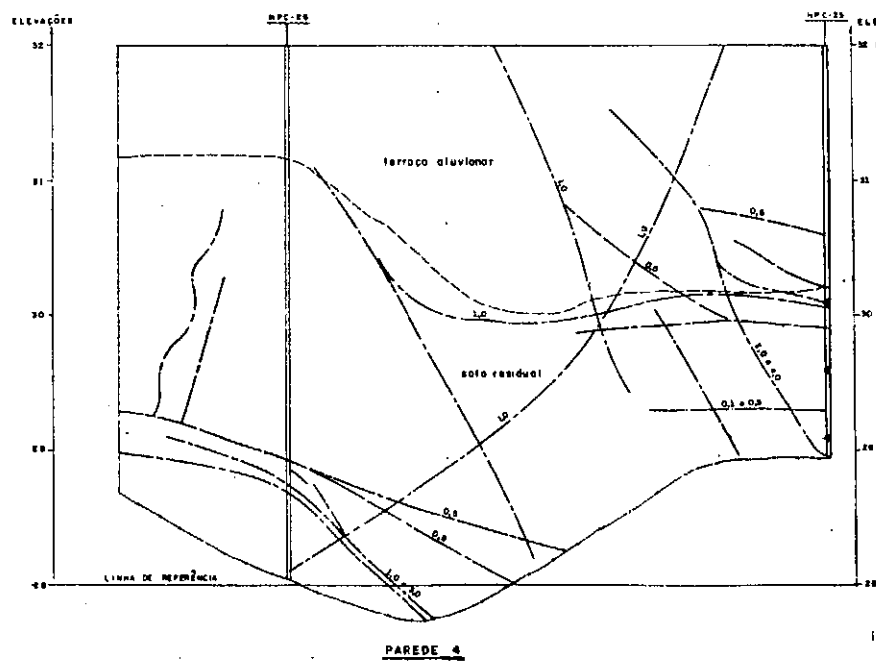
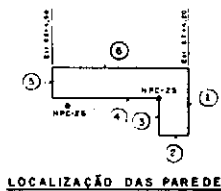
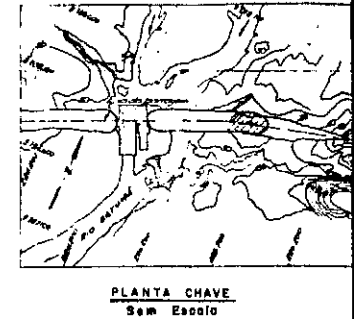
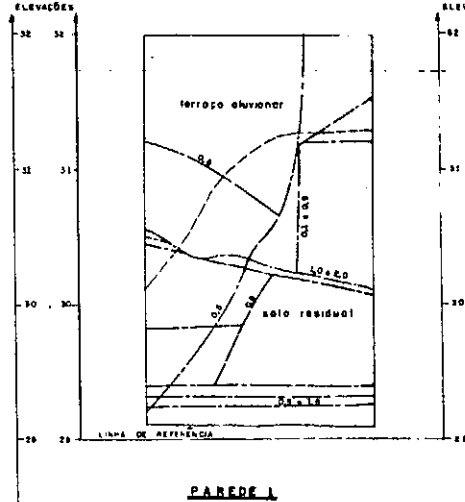
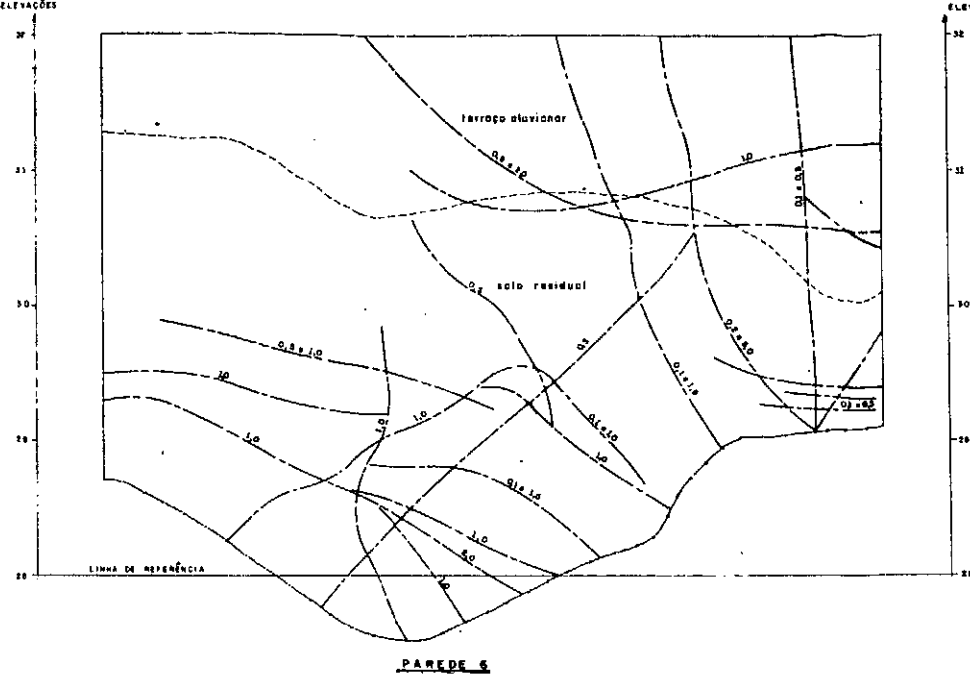
- 1- As elevações estão em metros
- 2- Furos de injeção dentro da parede
- 3- Trinchera a partir da superfície da terreno
- 4- As paredes estão a 10 cm de dentro da trinchera e da esquerda para direita, exceto as paredes 4, 7, 9, 10, 11 e 12 que estão rebitadas

LEGENDA

- Superfície do terreno
- - - Contorno geológico
- - - Piso da trinchera
- 1.0 x 2.0 Espessura dos planos de injeção em centímetros

BARRAGEM DE TERRA - MARGEM ESQUERDA
INJEÇÃO EM SOLO RESIDUAL

TRINCHERA DO SUB-TRECHO II - EST. 86+00 A 87+00
MAPEAMENTO DAS PAREDES I E II



- LEGENDA:**
- ESPESSURA EM CENTÍMETRO
- 0.5/0.5 CALDA SEM CORANTE
- 1/1 CALDA COM CORANTE VERDE
- 2/2 CALDA COM CORANTE PRETO
- FUNDO DA TRINCHEIRA
- CONTATO GEOLÓGICO
- NOTAS:**
- 1-As elevações estão em metro
- 2-As paredes 1 e 4 estão situadas dentro da trincheira do muro, com a divisa e as paredes 2, 3 e 5 estão fora
- 3-As manchetes fora NPC-25 foram injetadas em uma única fase com a variação de cor do corante da calda para mesma manchete

BARRAGEM DE TERRA - MARGEM ESQUERDA
INJEÇÃO EM SOLO RESIDUAL

2ª TRINCHEIRA DO SUB-TRECHO II - EST. 87+420 A 88+400
MAPEAMENTO DAS PAREDES

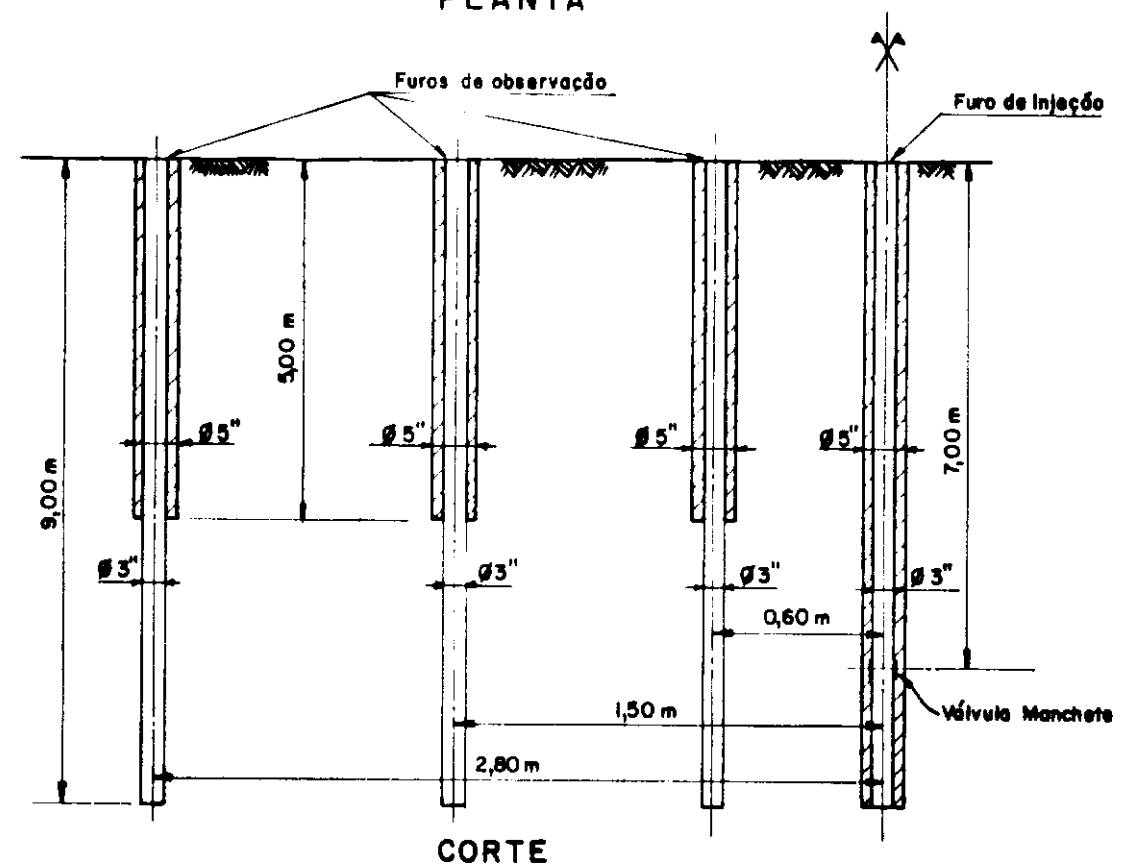


Figura V.63 – Ensaio de Raio de Ação – Esquema

jetada penetrasse no furo surgindo em superfície através da boca. Imediatamente, deveria ser rosqueado um tampão com manômetro acoplado que impediria o fluxo e mediria a pressão da calda no furo de observação. Leitura de Pressão no furo central (manômetro acoplado ao tubo de injeção), nos furos de observação, além de leituras de vazão de calda* e de nível d'água nos furos de observação não comunicados, deveriam ser efetuados a cada minuto. Com isto, se esperava a propagação de uma fratura única, e, pelo dispositivo concebido, medir o raio de ação da calda em relação ao volume injetado, além de se tentar quantificar as perdas de carga na região. bainha-manchete e no solo.

O ensaio foi realizado próximo à estaca 93 afastado 34,0 metros à montante do eixo da Barragem. Durante a execução, ocorreram inúmeras paralisações, principalmente devido às dificuldades na instalação dos tampões nas bocas dos furos de observação, que para serem rosqueados, geralmente se fazia necessário interromper-se o processo de injeção no furo central. De um tempo total de ensaio de 252 minutos, só se teve um tempo de injeção efetiva de 88 minutos. A Figura (V.64) apresenta o gráfico de volume de calda injetada por tempo total de ensaio, onde pode-se verificar as inúmeras paralisações.

O processo descontínuo de injeção fez com que no solo surgissem inúmeras fraturas se propagando em diversas direções, o que se constatou pelo surgimento de calda no furo de observação, de forma um tanto aleatória. Assim após uma análise dos resultados, obtidos concluiu-se que, em termos de raio de ação de calda, nada poderia se definir. Quanto aos resultados de pressão, verificou-se que grande parte da perda de carga se localizara na região manchete-bainha e que no solo a perda de carga era quase imperceptível.

* A bomba de injeção para o ensaio é regulada numa determinada vazão, porém, durante o processo de injeção, tal vazão não se mantém constante devido ao próprio mecanismo da bomba. Assim, é necessário se fazer leituras.

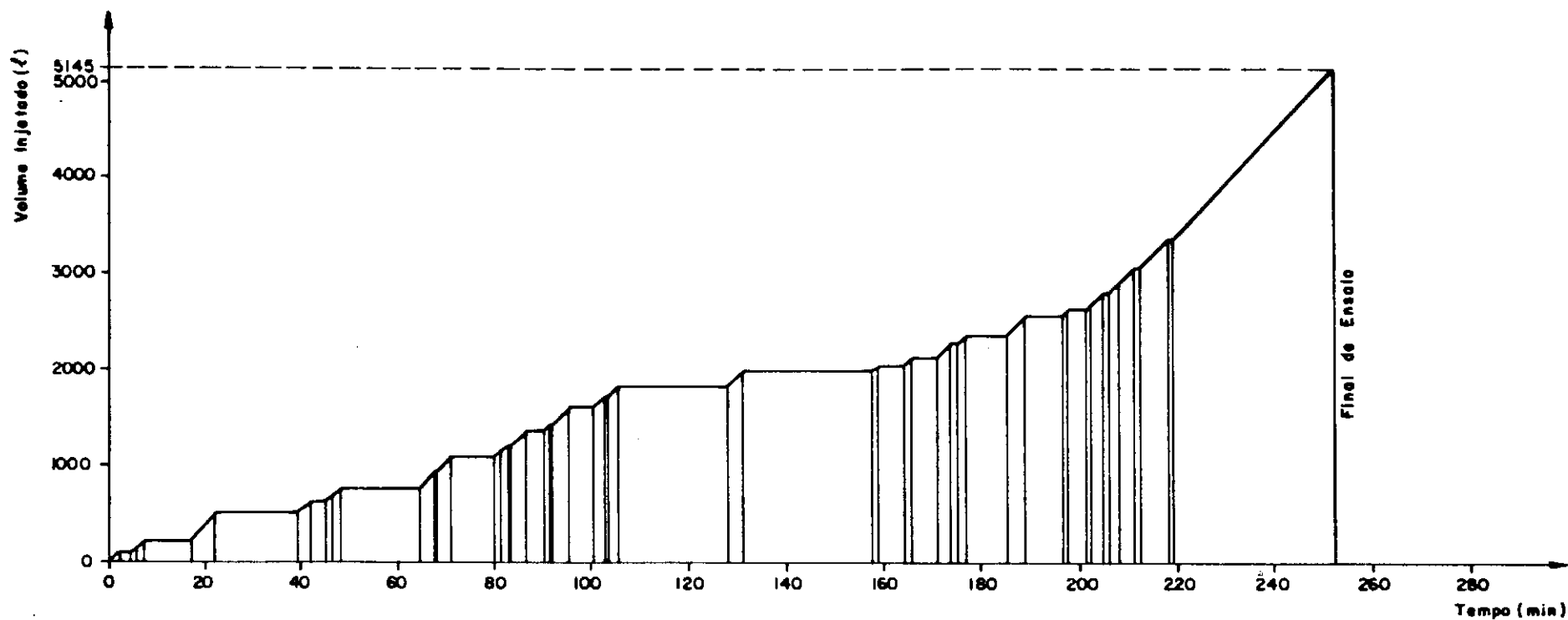


Figura V.64 – Gráfico de volume de calda injetada versus tempo total de ensaio
– Ensaio de Raio de Ação

A Figura (V.65) apresenta os gráficos de pressão manométrica por tempo de ensaio para dois furos de observação escolhidos a cada distância do furo de injeção. Partindo dos resultados apresentados, pode-se comparar com a ordem de grandeza das pressões calculadas empiricamente, já que a vazão do ensaio é basicamente igual à do tratamento nos sub-trechos experimentais.

Dos gráficos da Figura (V.65) as pressões observadas podem ser enquadradas numa faixa de 2,0 e 3,0 kgf/cm². Admitindo fratura horizontal, a comunicação da fratura com o furo de observação se fez a 7 00 metros de profundidade (profundidade da válvula manchete do tubo de injeção). Para o cálculo da pressão de calda na fratura tem-se:

Peso específico da calda: $\gamma_{calda} = 1,31 \text{ gf/cm}^3 = 1,31 \text{ tf/m}^3$

Pressão da calda na fratura:

. Para pressão manométrica de 2,0 kgf/cm² = 20,00 tf/m²

$$P_f = 20,0 + 1,31 \times 7 = 29,17 \text{ tf/m}^2 \approx 2,92 \text{ kgf/cm}^2$$

. Para pressão manométrica de 3,0 kgf/cm² = 30,0 tf/m²

$$P_{02} = 30,0 + 1,31 \times 7 = 39,17 \text{ tf/m}^2 \approx 3,92 \text{ kgf/cm}^2$$

Assim, as pressões da calda na fratura se encontram numa faixa aproximada de 3,0 a 4,0 kgf/cm², bem superior aos valores de pressão obtidos empiricamente (Tabela V.3 - Regime Dinâmico). Isto incide diretamente no cálculo do dimensionamento, estimando fraturas de maior espessura e, conseqüentemente, de menor raio. Porém, seria interessante conceber ensaios "in situ" que trouxessem resultados mais conclusivos a respeito das pressões de calda na fratura, para que se pudesse realmente checar com as pressões obtidas empiricamente.

Como comentário pode-se citar que, posteriormente, se tentou executar outro ensaio de raio de ação nos moldes do primeiro, desta feita, com manômetros acoplados a tampões já rosqueados nas bocas dos furos de observação. Os tampões portavam registros que ficavam abertos até a surgência de calda no furo de ob

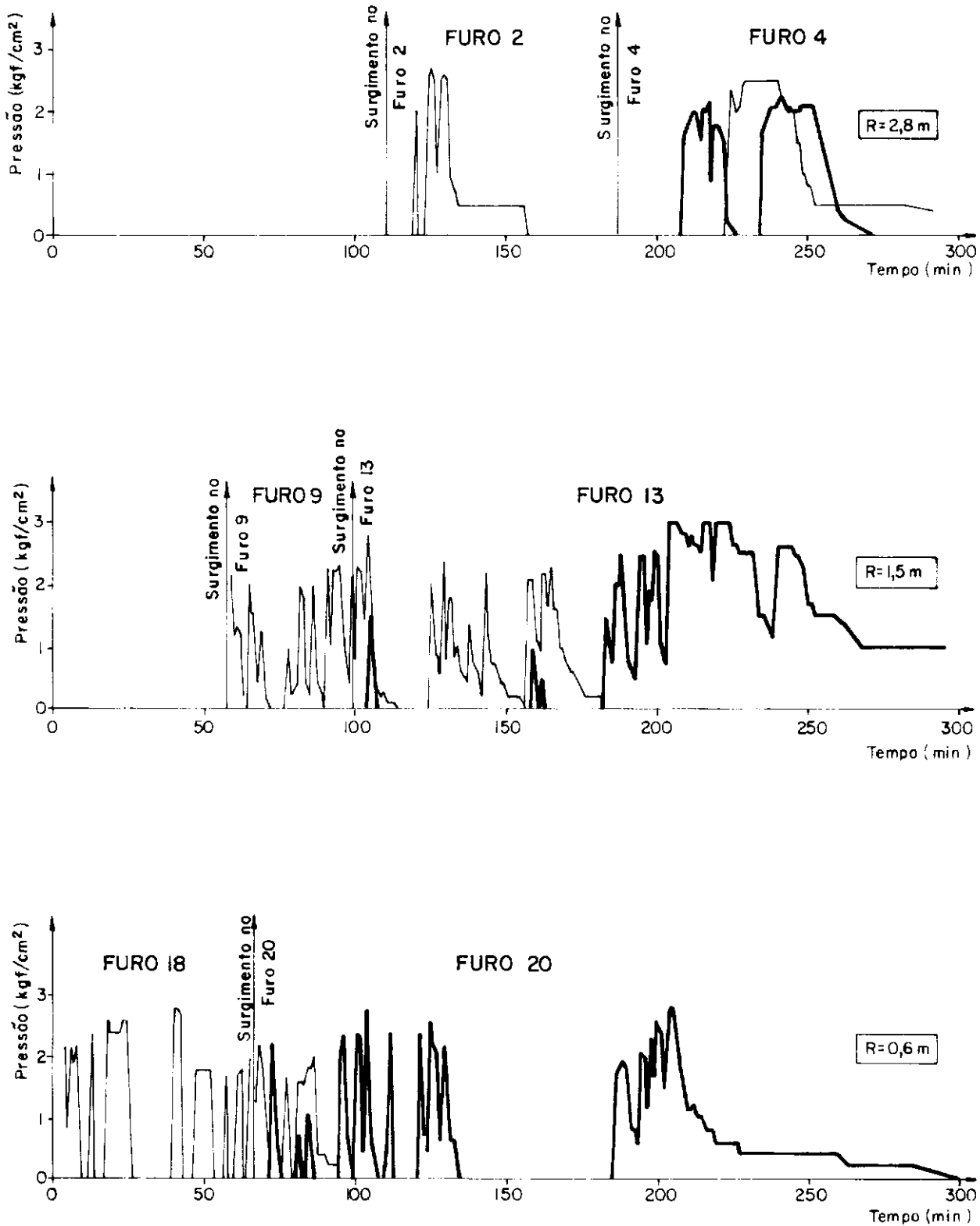


Figura V.65 - Gráficos de Pressão Manométrica versus tempo de ensaio, em furos de observação - Ensaio de Raio de Ação da Calda de Injeção.

servação. Este dispositivo fazia com que não ocorressem paralisações como as do ensaio anterior. Porém, no decorrer do ensaio, o correram surgências de calda em superfície através de fraturas verticais geradas, que impossibilitaram a sua execução.

V.7.3 Fenômeno da Presso-Filtragem²⁷

Inicialmente, através de inspeções em trincheiras, se verificou que as caldas que preenchem as fraturas induzidas se apresentam como resistência bem superior à esperada (que era uma resistência ligeiramente superior à do solo). Com isto, se resolveu executar um ensaio onde se injetou calda sob pressão em furos de diâmetro de 1 1/2" e 2 1/2" para ser curada "in situ". Posteriormente, a 4, 7 e 28 dias, se extraiu amostras, confeccionando corpos de provas e ensaiando-os à Compressão Simples. Simultaneamente, ensaios com amostras curadas em câmara úmida foram realizados, se observando que as amostras curadas "in situ" apresentavam maior resistência. Este fenômeno de ganho de resistência das caldas curadas "in situ" está intimamente ligado à redução do fator água/cimento da calda, e é definido como Presso-Filtragem. O fenômeno pode ser explicado pelo fato de que, ao término de uma injeção, a pressão da calda na fratura é superior à tensão proveniente do solo que atua perpendicular ao plano da fratura, sendo tão superior quanto maior for a vazão de calda injetada. A pressão da calda na fratura é totalmente aplicada na água que constitui a calda e que é dissipada à medida que a água filtra pelas paredes da fratura, ocorrendo um processo de adensamento, sendo interrompido pela cura da calda que, como o adensamento, é função do tempo. Para calda com coeficiente de adensamento (C_v) alto e/ou espessura de fratura pequena, a paralisação do processo de adensamento pela cura da calda pode ocorrer quando quase todo o recalque (redução da espessura) for conseguido. No caso de coeficiente de adensamento (C_v) baixo e/ou espessura de fratura grande, a paralisação do processo de adensamento pode ocorrer sem que se atinja recalques (redução de espessura) apreciáveis.

Se fosse suposto, ao invés de calda, um fluido homogêneo altamente viscoso que impossibilitasse a filtração, a pressão do fluido na fratura se dissiparia até atingir uma pressão de equilíbrio ligeiramente superior à tensão do solo que atua na direção perpendicular ao plano da fratura, pressão esta, necessária

para manter a fratura aberta. A dissipação seria conseguida graças a uma pequena propagação da fratura (aumento da extensão), já que nos bordos da mesma existe uma grande concentração de tensões de tração que propiciam o fato, fazendo com que o volume da fratura aumente e, como a injeção está paralisada, não ocorre aumento do volume de calda, forçando assim um alívio da pressão no fluido até atingir a pressão de equilíbrio.

No caso de um fluido como a água, a dissipação da pressão se faz totalmente pela filtração da água pelas paredes da fratura até o fechamento total da fratura.

Voltando ao caso da calda de solo-cimento de injeção, devido ao fenômeno da Presso-Filtragem, as espessuras das fraturas tendem a ser inferiores às espessuras imediatamente após a injeção. Talvez este fato explique a aproximada concordância das espessuras calculadas teoricamente com as verificadas "in situ", pois se a partir das pressões reais de calda na fratura obtidas no ensaio de raio de ação, as espessuras tenderiam a ser maiores que as estimadas teoricamente, pelo fenômeno da Presso-Filtragem tenderiam a ser menores. Assim, parece que os erros se compensam e, por conseguinte, as espessuras estimadas teoricamente estão bem próximas das medidas "in situ".

Uma forma de se verificar a redução de volume da calda devido ao fenômeno da Presso-Filtragem, pode ser efetuada a partir de medições dos pesos específicos dos materiais constituintes da calda, do traço inicial em peso e do peso específico da calda obtido de uma amostra de calda coletada no plano da fratura após cura.

Calda antes da injeção - Traço : Peso de água - P_a
 Peso de argila - P_{solo}
 Peso de cimento - P_c

Pesos específicos dos materiais constituintes:

Água - γ_a
 Argila - γ_{solo}
 Cimento - γ_c

Volume Inicial da Calda (V_i):

$$V_i = \frac{P_a}{\gamma_a} + \frac{P_{solo}}{\gamma_{solo}} + \frac{P_c}{\gamma_c} \dots\dots\dots (V.44)$$

Volume de água que filtra ($V_{filtrante}$):

$$V_{filtrante} = \frac{x P_a}{\gamma_a} \dots\dots\dots (V.45)$$

Volume final da calda (V_f)

$$V_f = \frac{(1-x)P_a}{\gamma_a} + \frac{P_{solo}}{\gamma_{solo}} + \frac{P_c}{\gamma_c} \dots\dots\dots (V.46)$$

Sendo $\frac{(1-x)P_a}{\gamma_a}$, volume de água que se mantém na calda.

Peso específico da calda após cura (γ_f), no plano da fratura

$$\gamma_f = \frac{(1-x)P_a + P_{solo} + P_c}{\frac{(1-x)P_a}{\gamma_a} + \frac{P_{solo}}{\gamma_{solo}} + \frac{P_c}{\gamma_c}} \dots\dots\dots (V.47)$$

Como $\gamma_a = 1,0 \text{ gf/cm}^3 = 1,0 \text{ kgf/l}$, tem-se:

$$(1-x)P_a = \frac{P_{solo}}{(\gamma_f - 1)} \left(1 - \frac{\gamma_f}{\gamma_{solo}}\right) + \frac{P_c}{(\gamma_f - 1)} \left(1 - \frac{\gamma_f}{\gamma_c}\right) \dots (V.48)$$

com $\gamma_f, \gamma_{solo}, \gamma_c, P_{solo}, P_a$ e P_c em (V.48) e V.44), determina-se $(1-x)P_a$ e V_i respectivamente. Entrando em (V.46) obtém-se V_f .

A redução de volume devido ao fenômeno da Presso-Filtração pode ser verificada pela comparação entre o Volume Inicial da calda (V_i) e o final (V_f).

Como exemplo, pode ser citado um ensaio realizado com uma calda de injeção com as seguintes características:

$$\text{Traço: } P_a = 838,0 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{solo}} = 252,0 \text{ Kg}$$

$$P_c = 218,0 \text{ Kg}$$

Pesos Específicos:

$$\gamma_a = 1 \text{ kgf/l}$$

$$\gamma_{\text{solo}} = 2,76 \text{ kgf/l}$$

$$\gamma_c = 3,15 \text{ kgf/l}$$

$$\gamma_f = 1,29 \text{ kgf/l} \quad (\text{após 3 meses de cura})$$

de (V.48)

$$(1-x)P_a = 350,2 \text{ kg}$$

de (V.44)

$$V_i = 1.000,0\text{l}$$

de (V.46)

$$V_f = 510,7\text{l}$$

Assim, verifica-se que o volume de calda na fratura e, conseqüentemente, o volume da fratura, caiu 48,93%, o que corresponde à redução da espessura da fratura.

O fenômeno da Presso-Filtragem não exerce influência no raio (extensão) da fratura. Como as pressões de calda na fratura obtidas no ensaio de raio de ação se mostram superiores às estimadas empiricamente, as fratura devem, portanto, se apresentar com raios (extensões) menores que as estimadas teoricamente. Porém, para se admitir com segurança que as pressões reais sejam superiores às estimadas empiricamente, ou melhor, que as estimativas empíricas de pressão de calda na fratura não se aplica ao caso de solo e muito menos de solo residual, é necessário uma quantidade maior de resultados que comprovem o fato.

CAPÍTULO VI

ESTIMATIVA TEÓRICA DA PENETRABILIDADE DOS CANALÍCULOS INTERCEPTADOS - INJETABILIDADE DOS CANALÍCULOS

VI.1. INTRODUÇÃO

Durante a propagação das fraturas induzidas no solo residual, a calda injetada tende a penetrar nos canalículos interceptados, obturando-os. Com a obturação dos canalículos interceptados, o fluxo preferencial da água é reduzido, reduzindo, assim, a permeabilidade média equivalente da fundação. Como os canalículos se apresentam de certa forma interligados, quanto maior a penetrabilidade da calda nos canalículos, maior é a probabilidade de canalículos serem obturados, gerando maior eficiência do tratamento.

Um estudo teórico da penetrabilidade dos canalículos pelas caldas de injeção se mostra de grande valia, pois a partir de sua abordagem, pode-se compreender melhor o processo, com todos os seus parâmetros envolvidos, bem como estimar as distâncias alcançadas pelas caldas dentro dos canalículos, avaliando assim o comportamento das injeções no tratamento dos canalículos.

VI.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FLUIDOS NEWTONIANOS E BINGHAMIANOS.

A vazão de um fluido viscoso em regime laminar através de condutos cilíndricos horizontais pode ser determinado pela expressão de Poiseuille.

$$Q = \frac{\pi \Delta P D^4}{128 \eta \Delta L} = \pi \frac{\Delta P r^4}{8 \eta \Delta L} \dots\dots\dots (II.18)$$

sendo:

Q = vazão do fluido (cm³/s)

ΔP = diferença de pressão (kgf/cm²) entre dois pontos do conduto, espaçados de ΔL (cm)

D = diâmetro do conduto

r = raio do conduto

η = viscosidade dinâmica, absoluta ou simplesmente viscosidade (kgf.s/cm²)

A expressão acima é válida para fluidos Newtonianos. Porém, pode tornar-se válida também para fluidos Binghamianos, substituindo a viscosidade dinâmica (η) pela viscosidade equivalente (η_e). Assim:

$$Q = \frac{\pi \Delta P r^4}{8 \eta_e \Delta L} \dots\dots\dots (VI.1)$$

onde:

$$\text{para fluido Newtoniano } \eta_e = \eta \dots\dots\dots (II.7)$$

$$\text{para fluido Binghamiano } \eta_e = -\frac{\tau_0}{\dot{\gamma}} + \eta_p \dots\dots\dots (II.9)$$

sendo η_p = viscosidade plástica do fluido:

$$\dot{\gamma} = \frac{8 \bar{v}}{D} \dots\dots\dots (II.30)$$

$$\bar{v} = \frac{\Delta P D^2}{32 \eta \Delta L} \dots\dots\dots (II.20)$$

substituindo η por η_e em (II.20)

$$\bar{v} = \frac{\Delta P D^2}{32 \eta_e \Delta L} \dots\dots\dots (VI. 2)$$

(VI.2) em (II.30)

$$\dot{\gamma} = \frac{\Delta P D}{4 \eta_e \Delta L} = \frac{\Delta P r}{2 \eta_e \Delta L} \dots\dots\dots (VI. 3)$$

$$\text{como } \tau = \eta_e \dot{\gamma} \dots\dots\dots (II.8)$$

$$\tau = \frac{\Delta P r}{2 \Delta L} \dots\dots\dots (II.11)$$

(VI.3) em (II.9)

$$\eta_e = \left(\frac{\Delta P r}{\Delta P r - 2 \tau_0 \Delta L} \right) \eta_p \dots\dots\dots (VI.4)$$

(II.11) em (VI.4)

$$\eta_e = \left(\frac{\tau}{\tau - \tau_0} \right) \eta_p \dots\dots\dots (VI.5)$$

(II.11) em (VI.1)

$$Q = \frac{\pi r^3 \tau}{4 \eta_e} \dots\dots\dots (VI.6)$$

(VI.5) em (VI.6)

$$Q = \frac{\pi r^3}{4 \eta_p} (\tau - \tau_0) \dots\dots\dots (VI.7)$$

(II.11) em (VI.7)

$$Q = \frac{\pi r^3}{8 \eta_p \Delta L} (\Delta P r - 2 \tau_0 \Delta L) = \frac{\pi \Delta P r^4}{8 \eta_p \Delta L} \frac{(1 - 2 \tau_0 \Delta L)}{\Delta P r} \dots\dots (VI.8)$$

a expressão (VI.8) se torna geral, sendo assim válida para fluido Newtoniano e Binghamiano. Como observação, no caso de fluido Newtoniano:

$$\begin{aligned} & (VI.5) \\ \tau_0 = 0, \Rightarrow \quad \eta_e = \eta_p \text{ e como de (II.7) } \eta_e = \eta \Rightarrow \eta_p = \eta \end{aligned}$$

aplicando $\tau_0 = 0$ e $\eta_p = \eta$ em (VI.8), recai-se em (II.18), a expressão de Poiseuille.

A expressão (VI.8) foi obtida negligenciando o efeito da velocidade de escoamento do fluido ser constante e uniforme em toda a seção transversal do conduto no início do movimento ("plug flow"), sendo admitido o limite de escoamento (τ_0) como o intercepto vertical na origem do gráfico $\tau \times \dot{\gamma}$, originado, pela reta $\tau = \tau_0 + \eta_p \dot{\gamma}$ (expressão II.5), como normalmente se faz na prática.

Estudando o escoamento do fluido Binghamiano em tubos cilíndricos capilares, Buckingham - Reiner^{39, 50, 51} chegaram à seguinte lei de fluxo, levando em conta o efeito do "plug flow":

$$Q = \frac{\pi \Delta P r^4}{8 \eta_p \Delta L} \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{2 \tau_0 \Delta L}{r \Delta P} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{2 \tau_0 \Delta L}{r \Delta P} \right)^4 \right] \dots\dots (VI.9)$$

$$\text{como } \dot{\gamma} = \frac{8 \bar{v}}{D} \dots\dots\dots (II.30)$$

$$\bar{v} = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (II.19)$$

sendo A - área da seção reta do conduto

$$\bar{v} = \frac{4 Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots (VI.10)$$

(VI.10) em (II.30)

$$\dot{\gamma} = \frac{32 Q}{\pi D^3} = \frac{4 Q}{\pi r^3} \dots\dots\dots (VI.11)$$

(VI.11) em (VI.9)

$$\dot{\gamma} = \frac{\Delta P r}{2 \eta_p \Delta L} \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{2 \tau_0 \Delta L}{r \Delta P} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{2 \tau_0 \Delta L}{r \Delta P} \right)^4 \right] \dots\dots (VI.12)$$

$$\text{como } \tau = \frac{\Delta P r}{2 \Delta L} \dots\dots\dots (II.11)$$

a expressão de Buckingham-Reiner em termos de taxa de cisalhamento se torna:

$$\dot{\gamma} = \frac{1}{\eta_p} \left[\tau - \frac{4}{3} \tau_0 + \frac{1}{3} \frac{\tau_0^4}{\tau^3} \right] \dots\dots\dots (VI.13)$$

Enquanto que a expressão utilizada neste trabalho

$$\tau = \tau_0 + \eta_p \dot{\gamma} \dots\dots\dots (II.5)$$

$$\therefore \dot{\gamma} = \frac{1}{\eta_p} (\tau - \tau_0) \dots\dots\dots (VI.14)$$

O valor de τ_0 quando se negligencia o efeito do "plug flow" é igual a 4/3 do valor de τ_0 quando o efeito é admitido.

A Figura VI.1 apresenta as curvas de fluxo (gráficos $\tau \times \dot{\gamma}$) para fluido Binghamiano que ilustra o fato mencionado acima.

Para fins práticos, é plenamente satisfatório o uso da expressão (VI.8), ou seja, não se levando em conta o efeito do "plug flow".

O desenvolvimento teórico até agora apresentado, admite fluxo horizontal em regime laminar, sem perdas de carga localizadas e principalmente que o fluido permaneça homogêneo. Esta última condição é fundamental pois, nos casos reais em condutos longos, uma maior concentração de partículas (grãos em suspensão no fluido, admitindo calda de solo-cimento), se posiciona nas linhas inferiores de fluxo, gerando uma elevação do valor do limite de escoamento (τ_0), podendo assumir um valor tal que o fluido não sofra mais cisalhamento, reduzindo assim a seção de vazão. Com isto, ocorre um decréscimo da velocidade de escoamento de partículas em suspensão nas linhas inferiores de fluxo, causando novos estrangulamentos, até a obstrução total do conduto.

Porém, no caso da calda de solo-cimento utilizada no tratamento de fundação de Balbina, o fator de sedimentação é muito baixo, mesmo quando a calda está em repouso, o que proporciona um comportamento semelhante ao do fluido admitido teoricamente.

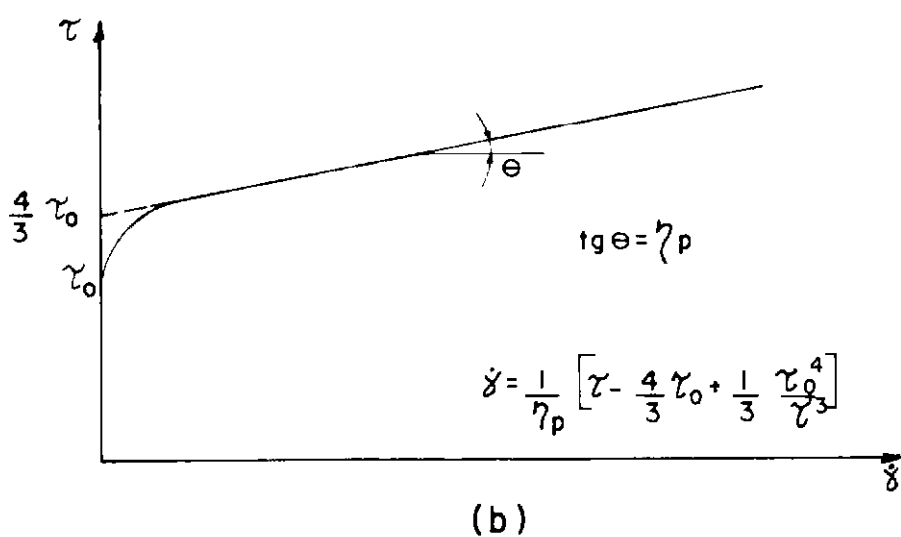
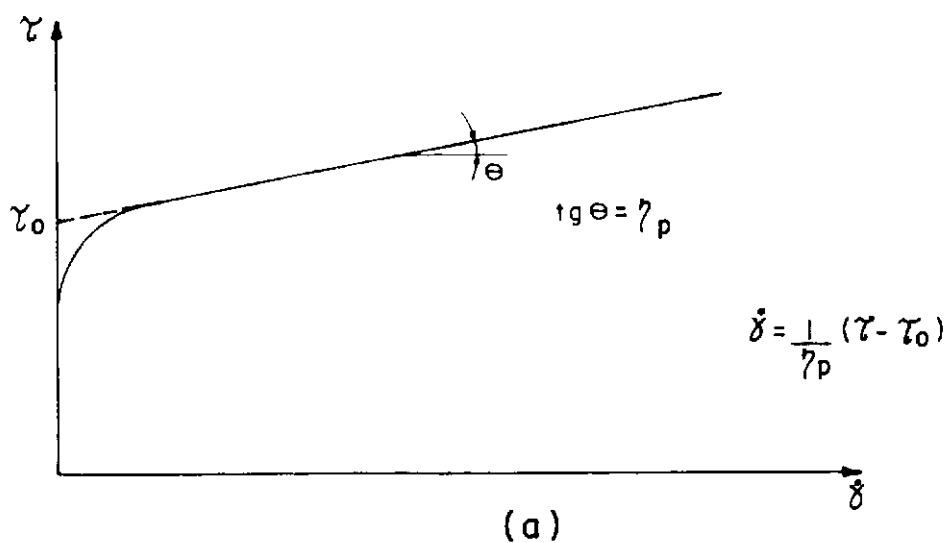


Figura VI.1 - Curvas de Fluxo (Reogramas) de fluidos Binghamianos
 (a) Segundo expressão prática
 (b) Segundo expressão de Buckingham-Reiner

Para uma análise em condutos cilíndricos não horizontais, o valor de ΔP da expressão (VI.8) deve ser substituído pela variação da carga piezométrica (ΔH) multiplicada pelo peso específico do fluido (γ).

A Figura (VI.2) apresenta o comportamento de fluidos Newtonianos e Binghamianos em termos de altura alcançada pelos fluidos em tubos de várias inclinações, quando estes estão conectados a um conduto principal, onde o fluido escoar em regime laminar numa vazão Q .

No ponto de conexão dos tubos com o conduto principal tem-se $H_0 = P_0/\gamma$, que pode ser obtido diretamente pela leitura de P_0 no manômetro acoplado no ponto de conexão. Nos pontos a partir do qual a vazão cessa nos tubos, tem-se $H_1 = Z$.

Da expressão (VI.8) para fluido Newtoniano, pode ser observado que a vazão nos tubos se anula quando $\Delta P = \gamma \Delta H = 0$, ou seja, quando $\Delta H = 0$.

$$\Delta H = H_0 - H_1 = \frac{P_0}{\gamma} - Z = 0 \quad \text{..... (VI.15)}$$

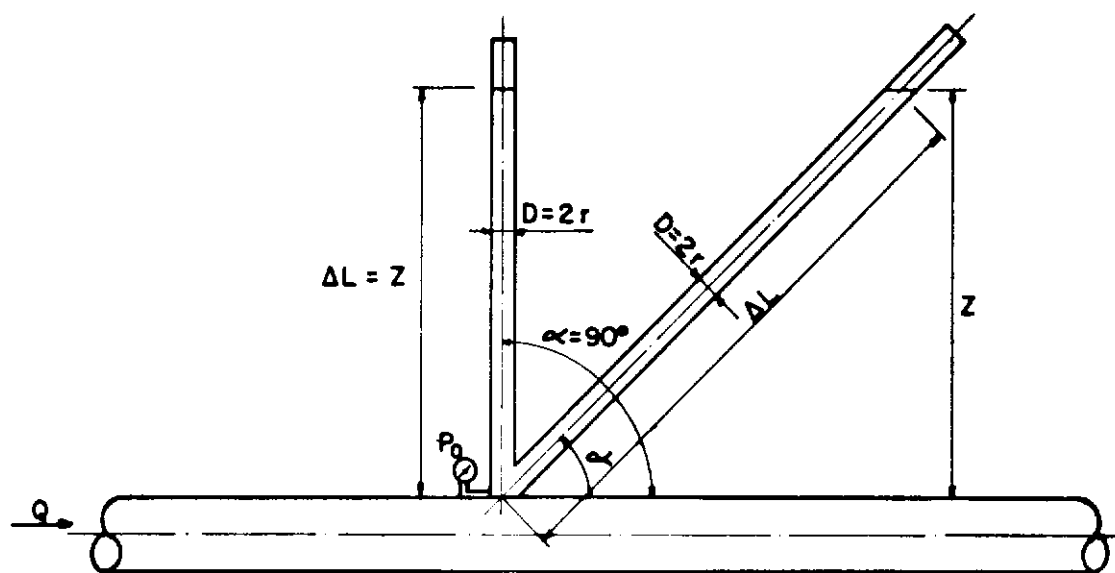
$$P_0 = \gamma Z \quad \text{..... (VI.16)}$$

$$\text{e } Z = \frac{P_0}{\gamma} \quad \text{..... (VI.17)}$$

Assim, verifica-se que a altura alcançada (Z) pelo fluido independe da inclinação (α) e do raio (r) dos tubos (Figura VI.2a) e a pressão (P_0) pode ser obtida diretamente sem utilização de manômetro, através da expressão (VI.16), aplicando os valores de γ e Z .

Entretanto, para fluidos Binghamianos, da expressão (VI.8), a vazão nos tubos se anula quando:

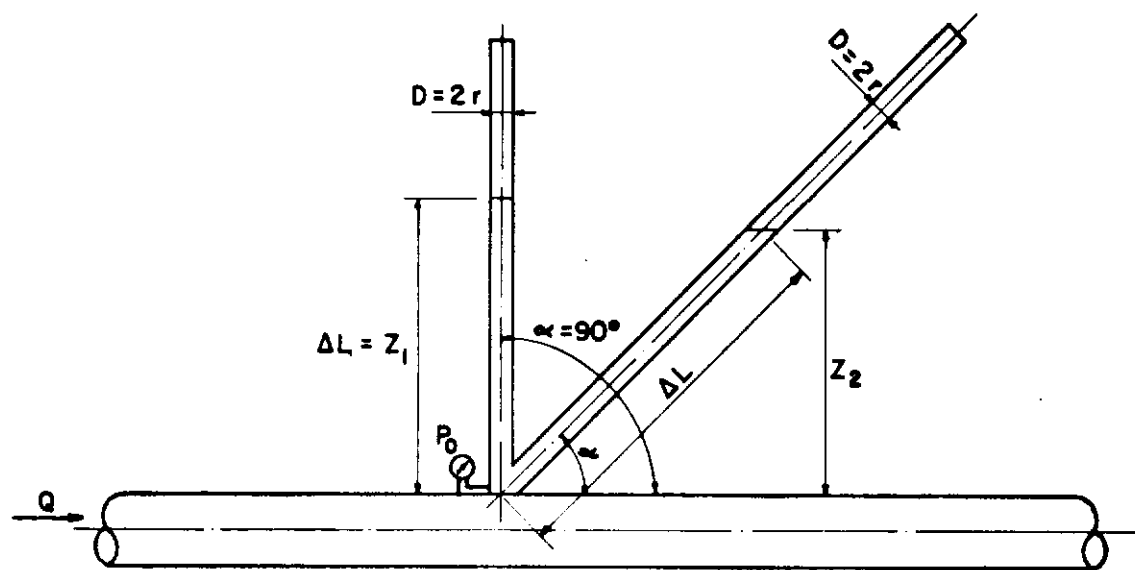
$$\frac{2 \tau_0 \Delta L}{\Delta P r} = 1 \quad \text{..... (VI.18)}$$



$$P_0 = \gamma Z \therefore Z = \frac{P_0}{\gamma}$$

Z INDEPENDE DE r e α

(a)



$$P_0 = \left(\gamma + \frac{2\tau_0}{r \sin \alpha} \right) Z$$

$$\therefore Z = \frac{P_0}{\gamma + \frac{2\tau_0}{r \sin \alpha}}$$

Z DEPENDE DE τ_0 , r e γ .

(b)

Figura VI.2- Comportamento dos fluidos em termos de alturas alcançadas em tubos (piezômetros)

(a) Fluido Newtoniano

(b) Fluido Binghamiano

$$\Delta P = \gamma \Delta H = \frac{2\tau_0 \Delta L}{r} \dots\dots\dots (VI.19)$$

$$\gamma \Delta H = \gamma (H_0 - H_1) = P_0 - \gamma Z = \frac{2\tau_0 \Delta L}{r} \dots\dots\dots (VI.20)$$

$$P_0 = \gamma Z + \frac{2\tau_0 \Delta L}{r} \dots\dots\dots (VI.21)$$

$$\Delta L = \frac{Z}{\text{sen } \alpha} \dots\dots\dots (VI.22)$$

(VI.22) em (VI.21)

$$P_0 = \gamma + \left(\frac{2\tau_0}{r \text{ sen } \alpha} \right) Z \dots\dots\dots (VI.23)$$

$$Z = \frac{P_0}{\gamma + \frac{2\tau_0}{r \text{ sen } \alpha}} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Assim, para fluidos Binghamianos, a altura alcançada (Z) depende da inclinação (α) e do raio (r) do tubo, além do limite de escoamento (τ_0) do fluido (Figura VI.2b). Logo, a pressão (P_0) não pode ser obtida sem o auxílio do monômetro, a não ser que se esteja de posse do valor de τ_0 do fluido.

VI.3. ESTUDO DA PENETRABILIDADE DOS CANALÍCULOS INTERCEPTADOS

Para se desenvolver o estudo da penetrabilidade dos canalículos pela calda de injeção de solo-cimento, assume-se os canalículos como tubos cilíndricos de seção constante, contínuos e sem ramificações, que quando interceptados pela fratura induzida, se dividem em dois trechos que são simultaneamente penetrados pela calda de pressão P_0 (pressão da calda na fratura no ponto da interceptação com o canalículo).

Três situações podem ser abordadas: Interceptação do

canalículo e penetração da calda acima do nível d'água do terreno; Intercepção do canalículo e penetração da calda abaixo do nível d'água; Intercepção do canalículo abaixo do nível d'água do terreno e penetração da calda até acima do nível d'água.

A calda é admitida homogênea e incapaz de filtrar pelas paredes do canalículo, enquanto que a água, no caso de canalículos submersos, tem total liberdade de fluir pelas paredes, e qualizando com o nível d'água do terreno, à medida que a calda de solo-cimento for penetrando no canalículo.

VI.3.1. Intercepção do Canalículo e Penetração da Calda Acima do Nível D'Água do Terreno.

A Figura (VI.3) representa graficamente a penetração da calda no canalículo acima do nível d'água, para o trecho superior (parte do canalículo acima do ponto de intercepção com a fatura) e para o trecho inferior (parte do canalículo abaixo do ponto de intercepção com a fratura), sendo:

H_0 - carga piezométrica no ponto de intercepção

H_1 - carga piezométrica no ponto a partir do qual não há mais fluxo.

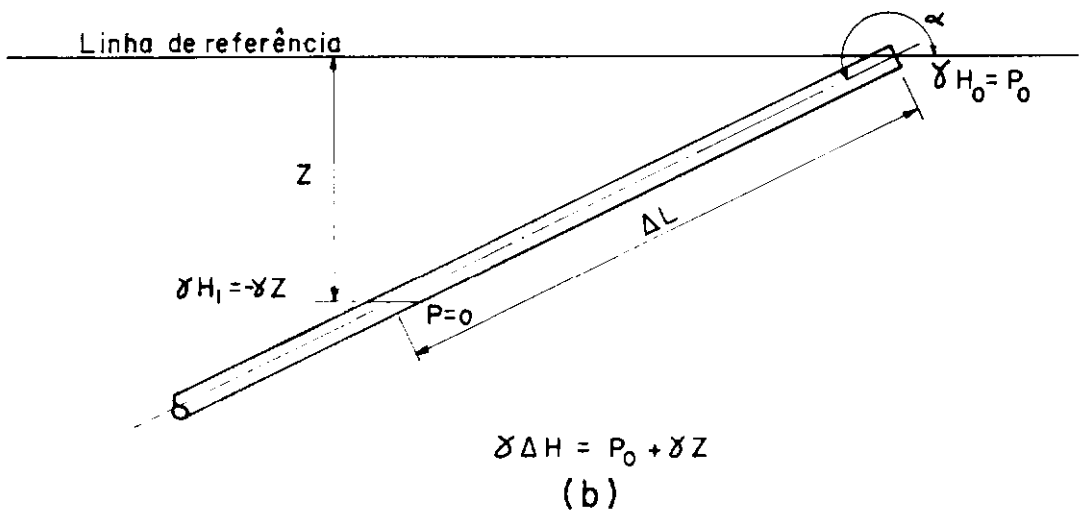
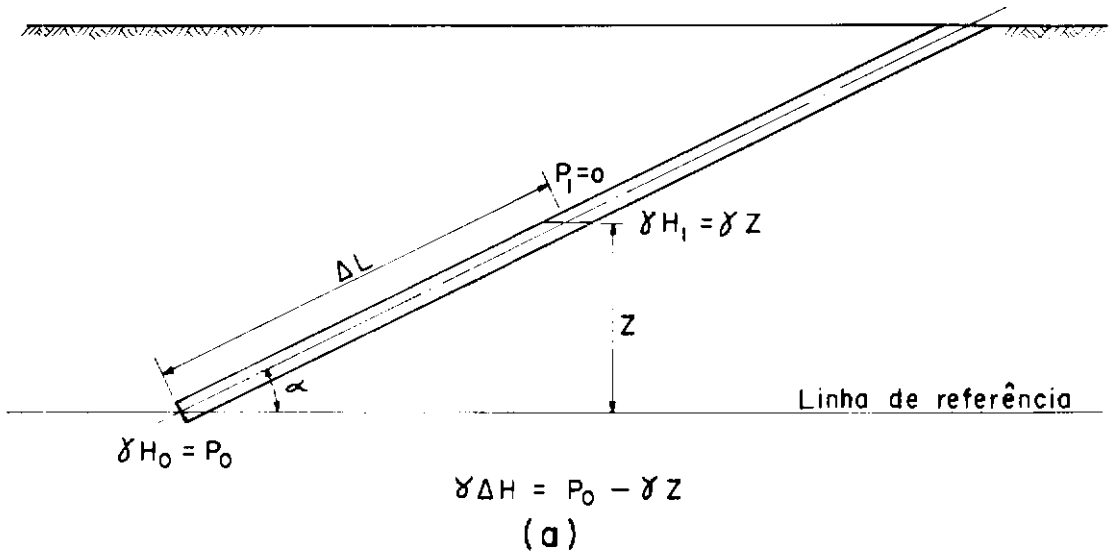
Z - carga altimétrica

$\frac{P}{\gamma}$ - carga de pressão

α - ângulo no sentido trigonométrico que o eixo do canalículo faz com o plano horizontal que passa pelo ponto de aplicação de P_0 . No caso do trecho superior, coincide com a inclinação do mesmo.

ΔL - distância de penetração da calda no canalículo

Da Figura (VI.3a), tem-se a situação para o trecho superior do canalículo.



$$Z = \Delta L |\sin \alpha| \Rightarrow \gamma \Delta H = P_0 - \gamma \Delta L \sin \alpha$$

(EXPRESSÃO GERAL)

Figura VI.3 - Representação gráfica da penetração de calda em canalículo, acima do nível d'água do terreno.

(a) Trecho superior

(b) Trecho inferior

$$\gamma H_0 = P_0 \dots\dots\dots (VI.25)$$

$$\gamma H_1 = \gamma Z \dots\dots\dots (VI.26)$$

$$\therefore \gamma \Delta H = P_0 - \gamma Z \dots\dots\dots (VI.27)$$

a vazão da calda no canalículo cessa para:

$$\gamma \Delta H = \frac{2 \tau_0 \Delta L}{r} \dots\dots\dots (VI.19)$$

(VI.19) em (VI.27)

$$\Delta L = (P_0 - \gamma Z) \frac{r}{2 \tau_0} \dots\dots\dots (VI.28)$$

$$\text{como } Z = \Delta L \text{ sen } \alpha \dots\dots\dots (VI.29)$$

(VI.29) em (VI.28)

$$\Delta L = \frac{P_0 r}{2 \tau_0 + \gamma r \text{ sen } \alpha} \dots\dots\dots (VI.30)$$

como $D = 2r$

$$\Delta L = \frac{P_0 D}{4 \tau_0 + \gamma D \text{ sen } \alpha} = \frac{P_0}{\frac{4 \tau_0}{D} + \gamma \text{ sen } \alpha} \dots\dots\dots (VI.31)$$

Da Figura (VI.3b), tem-se a situação para o trecho inferior do canalículo.

$$\gamma H_0 = P_0 \dots\dots\dots (VI.25)$$

$$\gamma H_1 = - \gamma Z \dots\dots\dots (VI.32)$$

$$\therefore \gamma \Delta H = P_0 + \gamma Z \dots\dots\dots (VI.33)$$

a vazão da calda no canalículo cessa para:

$$\gamma \Delta H = \frac{2 \tau_0 \Delta L}{r} \dots\dots\dots (VI.19)$$

(VI.19) em (VI.33)

$$\Delta L = (P_0 + \gamma Z) \frac{r}{2\tau_0} \dots\dots\dots (VI.34)$$

$$\text{como } Z = \Delta L |\sin \alpha| \dots\dots\dots (VI.35)$$

$$\Delta L = \frac{P_0 r}{2\tau_0 - \gamma r |\sin \alpha|} \dots\dots\dots (VI.36)$$

$$\text{como } D = 2r \quad \Delta L = \frac{P_0 D}{4\tau_0 - \gamma D |\sin \alpha|} \dots\dots\dots (VI.37)$$

Comparando (VI.37) com (VI.31), tem-se:

$$\Delta L = \frac{P_0 D}{4\tau_0 - \gamma D \sin \alpha} = \frac{P_0}{\frac{4\tau_0}{D} + \gamma \sin \alpha} \dots\dots\dots (VI.38)$$

que se torna a expressão geral para a distância de penetração da calda no canalículo acima do nível d'água para o trecho superior e inferior, levando em conta as representações do ângulo (α) da Figura (VI.3).

A expressão (VI.38) só tem significado físico para $\Delta L > 0$.

como $P_0 > 0 \Rightarrow \frac{4\tau_0}{D} + \gamma \sin \alpha$ terá que ser > 0 .

como τ_0, D e $\gamma > 0$, tem-se

trecho superior

$$\sin \alpha > 0 \Rightarrow \Delta L \text{ sempre } > 0$$

trecho inferior

$$\sin \alpha < 0.$$

$$\frac{4\tau_0}{D} > \gamma |\sin \alpha|$$

$$\text{assim, } D < \frac{4\tau_0}{\gamma |\sin \alpha|} \dots\dots\dots (VI.39)$$

logo, a expressão (VI.38) é válida para qualquer valor do diâmetro do canalículo no caso do trecho superior. Para o trecho inferior a expressão é somente válida para valores de D que obedecem à expressão (VI.39).

VI.3.2. Intercepção do Canalículo e Penetração de Calda Abaixo do Nível D'Água do Terreno

A Figura (VI.4) representa graficamente a penetração da calda no canalículo abaixo do nível d'água do terreno, para o trecho superior e inferior do canalículo, sendo:

P_0^* - acréscimo de pressão da calda no ponto de intercepção da fratura com o canalículo

P_0 - pressão da calda no ponto de intercepção.

$$P_0 = \gamma_a h + P_0^* \dots\dots\dots (VI.40)$$

Da Figura (VI.40), tem-se a situação para o trecho superior do canalículo.

$$\gamma H_0 = \gamma_a h + P_0^* \dots\dots\dots (VI.41)$$

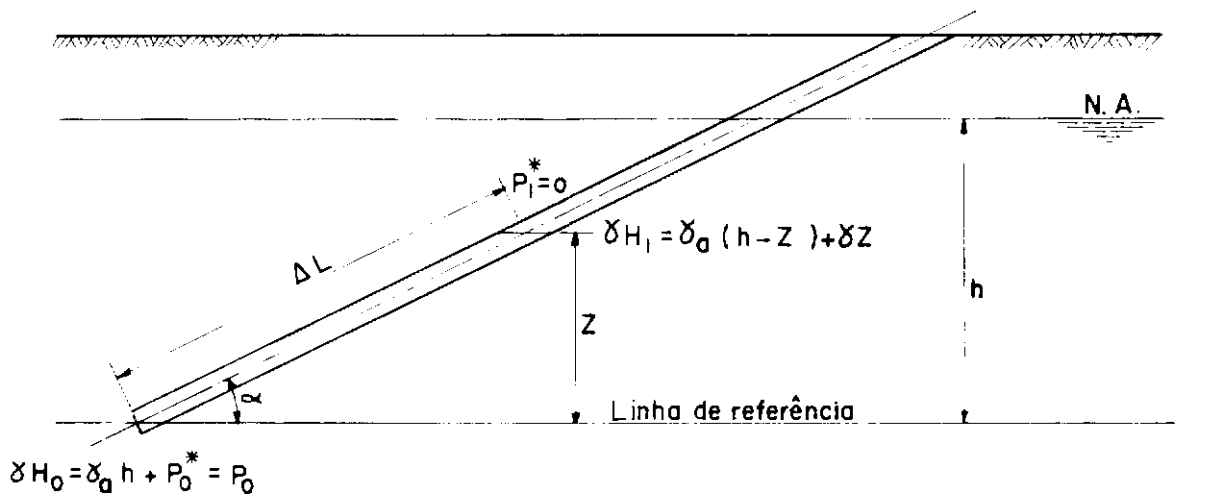
$$\gamma H_1 = \gamma_a (h - Z) + \gamma Z \dots\dots\dots (VI.42)$$

$$\therefore \gamma \Delta H = P_0^* - (\gamma - \gamma_a) Z \dots\dots\dots (VI.43)$$

sendo γ_a - peso específico da água

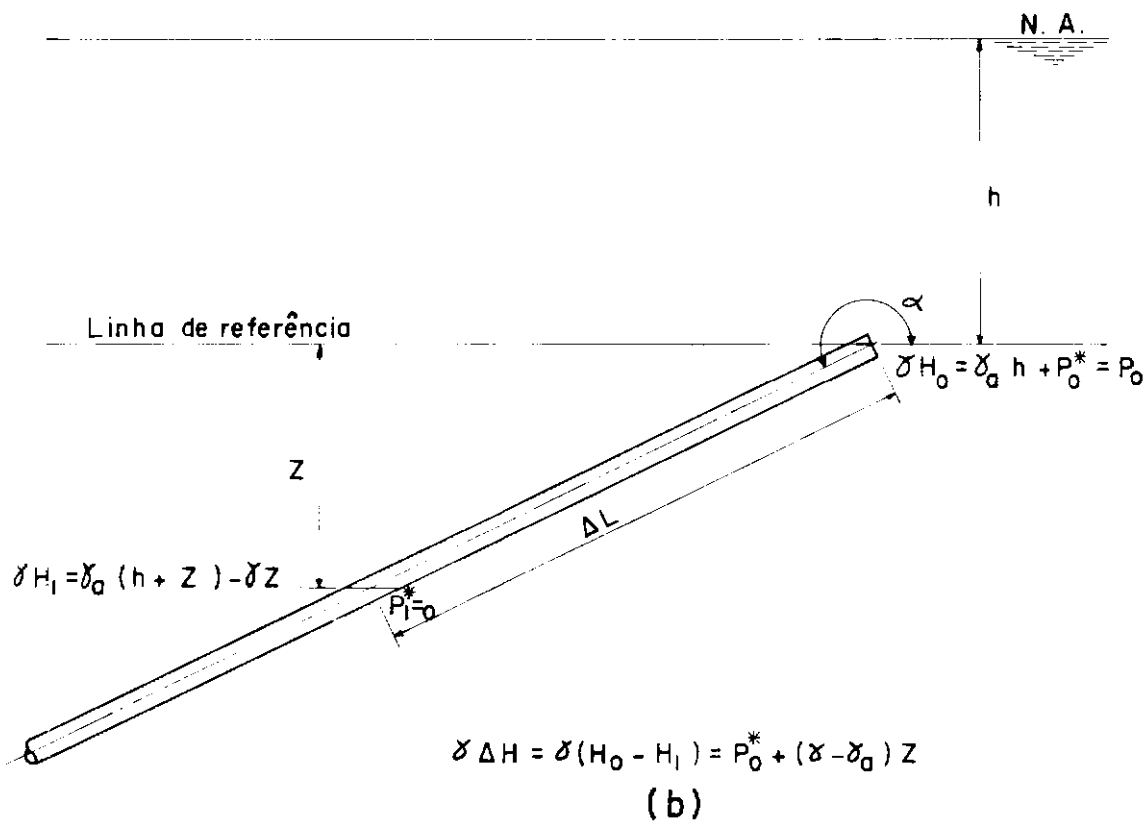
a vazão da calda no canalículo cessa para:

$$\gamma \Delta H = \frac{2\tau_0}{r} \Delta L \dots\dots\dots (VI.19)$$



$$\gamma \Delta H = \gamma (H_0 - H_1) = P_0^* - (\gamma - \gamma_a) Z$$

(a)



$$\gamma \Delta H = \gamma (H_0 - H_1) = P_0^* + (\gamma - \gamma_a) Z$$

(b)

$$Z = \Delta L |\sin \alpha| \Rightarrow \gamma \Delta H = P_0^* - (\gamma - \gamma_a) \Delta L \sin \alpha$$

(EXPRESSÃO GERAL)

Figura VI.4 - Representação gráfica da penetração da calda em canalículo, abaixo do nível d'água do terreno

(a) Trecho superior

(b) Trecho inferior

(VI.19) em (VI.43)

$$\Delta L = \left[P_0^* - (\gamma - \gamma_a) Z \right] \frac{r}{2 \tau_0} \dots\dots\dots (VI.44)$$

como $Z = \Delta L \operatorname{sen} \alpha \dots\dots\dots (VI.29)$

$$\Delta L = \frac{P_0^* r}{2 \tau_0 + (\gamma - \gamma_a) r \operatorname{sen} \alpha} \dots\dots\dots (VI.45)$$

como $D = 2r$

$$\Delta L = \frac{P_0^* D}{4 \tau_0 + (\gamma - \gamma_a) D \operatorname{sen} \alpha} = \frac{P_0^*}{\frac{4 \tau_0 + (\gamma - \gamma_a) \operatorname{sen} \alpha}{D}} \dots\dots\dots (VI.46)$$

Da Figura (VI.4b), tem-se a situação para trecho inferior do canalículo.

$$\gamma H_0 = \gamma_a h + P_0^* \dots\dots\dots (VI.41)$$

$$\gamma H_1 = \gamma_a (h + Z) - \gamma Z \dots\dots\dots (VI.47)$$

$$\therefore \gamma \Delta H = P_0^* + (\gamma - \gamma_a) Z \dots\dots\dots (VI.48)$$

a vazão da calda no canalículo cessa para

$$\gamma \Delta H = \frac{2 \tau_0 \Delta L}{r} \dots\dots\dots (VI.19)$$

(VI.19) em (VI.48)

$$\Delta L = \left[P_0^* + (\gamma - \gamma_a) Z \right] \frac{r}{2 \tau_0} \dots\dots\dots (VI.49)$$

como

$$Z = \Delta L |\operatorname{sen} \alpha| \dots\dots\dots (VI.35)$$

$$\Delta L = \frac{P_0^* r}{2 \tau_0 - (\gamma - \gamma_a) r |\operatorname{sen} \alpha|} \dots\dots\dots (VI.50)$$

como $D = 2r$

$$\Delta L = \frac{P_0^* D}{4\tau_0 - (\gamma - \gamma_a) D |\sin \alpha|} \dots\dots\dots (VI.51)$$

comparando (VI.51) com (VI.46), tem-se

$$\Delta L = \frac{P_0^* D}{4\tau_0 + (\gamma - \gamma_a) D \sin \alpha} = \frac{P_0^*}{\frac{4\tau_0 + (\gamma - \gamma_a) D \sin \alpha}{D}} \dots\dots\dots (VI.52)$$

que se torna a expressão geral para a distância de penetração da calda no canalículo submerso para o trecho superior e inferior, levando em conta a representação do ângulo (α) da Figura (VI.4).

A expressão (VI.52) só tem significado físico para $\Delta L > 0$.

$$\text{Como } P_0^* > 0 \Rightarrow \frac{4\tau_0}{D} + (\gamma - \gamma_a) \sin \alpha \text{ terá que ser } > 0.$$

como τ_0 , D e $(\gamma - \gamma_a) > 0$, tem-se

trecho superior

$$\sin \alpha > 0 \Rightarrow \Delta L \text{ sempre } > 0$$

trecho inferior

$$\sin \alpha < 0$$

$$\frac{4\tau_0}{D} > (\gamma - \gamma_a) |\sin \alpha|$$

assim,

$$D < \frac{4\tau_0}{(\gamma - \gamma_a) |\sin \alpha|} \dots\dots\dots (VI.53)$$

Logo, a expressão (VI.52) é válida para qualquer diâmetro de canalículo no caso do trecho superior. Para o trecho inferior, a expressão é somente válida para valores de D que obe-

decem à expressão (VI.53).

VI.3.3. Interceptação do Canalículo Abaixo do Nível D'Água do Terreno e Penetração de Calda Até Acima do Nível D'Água.

A Figura (VI.5) representa graficamente a penetração da calda no trecho superior do canalículo até acima do nível d'água do terreno e a penetração de calda no trecho inferior do mesmo.

Da Figura (VI.5a), tem-se a situação para o trecho superior do canalículo.

$$P_0 = \gamma_a h + P_0^* \dots\dots\dots (VI.40)$$

$$\gamma H_0 = \gamma_a h + P_0^* \dots\dots\dots (VI.41)$$

$$\gamma H = \gamma Z \dots\dots\dots (VI.54)$$

$$\therefore \gamma \Delta H = P_0^* + \gamma_a h - \gamma Z = P_0 - \gamma Z \dots\dots\dots (VI.55)$$

a vazão da calda no canalículo cessa para

$$\gamma \Delta H = \frac{2 \tau_0 \Delta L}{r} \dots\dots\dots (VI.19)$$

(VI.19) em (IV.55)

$$\Delta L = \frac{(P_0 - \gamma Z) r}{2 \tau_0} \dots\dots\dots (VI.56)$$

$$\text{Como } Z = \Delta L \text{ sen } \alpha \dots\dots\dots (VI.29)$$

(VI.29) em (VI.56)

$$\Delta L = \frac{P_0 r}{2 \tau_0 + \gamma r \text{ sen } \alpha} \dots\dots\dots (VI.57)$$

$$\text{como } D = 2r$$

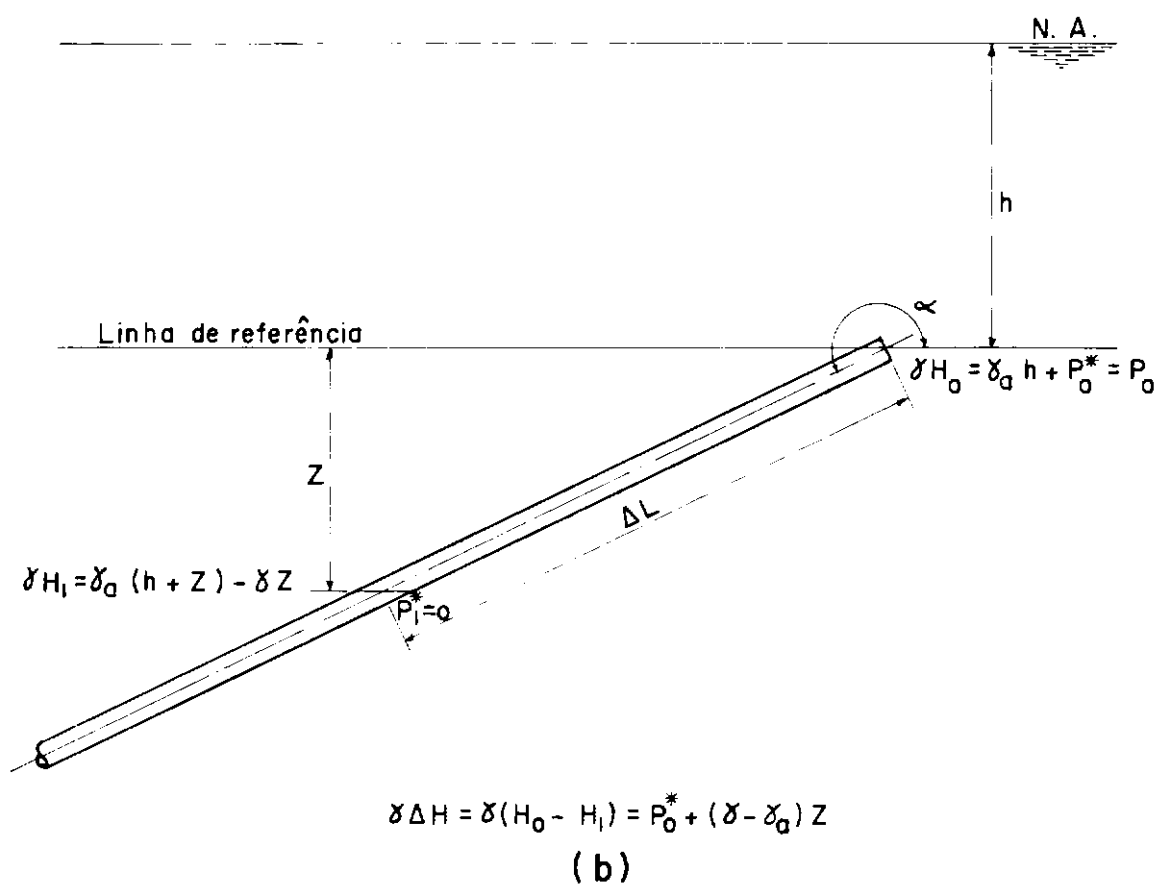
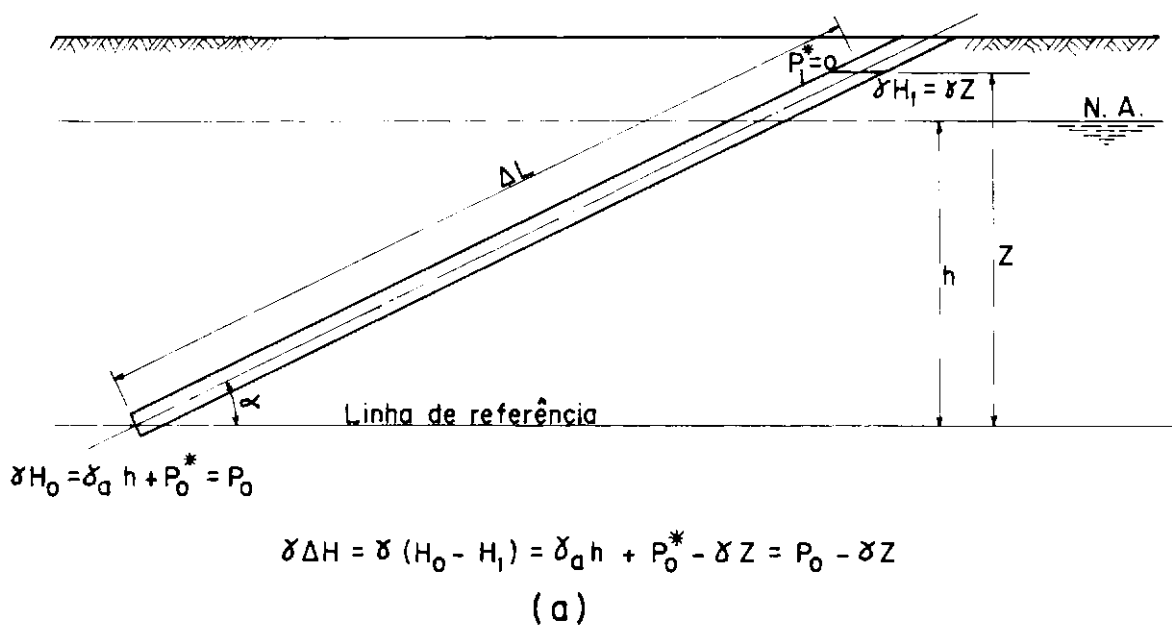


Figura VI.5 - Representação gráfica da penetração de calda até acima do nível d'água e canalículo interceptado abaixo do nível d'água.

(a) Trecho superior

(b) Trecho inferior

$$\Delta L = \frac{P_0 D}{4\tau_0 + \gamma D \sin \alpha} = \frac{P_0}{\frac{4\tau_0}{D} + \gamma \sin \alpha} \dots\dots\dots (VI.58)$$

que coincide com a expressão (VI.31), tendo em conta que

$$P_0 = P_0^* + \gamma_a h \dots\dots\dots (VI.40)$$

Da Figura (VI.5b), tem-se a situação para o trecho inferior do canalículo, que coincide com a situação para o trecho inferior do canalículo interceptado e penetrado abaixo do nível d'água do terreno (item VI.3b).

VI.4. ESTIMATIVA DAS DISTÂNCIAS DE PENETRAÇÃO DA CALDA DE INJEÇÃO NOS CANALÍCULOS INTERCEPTADOS

Para se estimar as distâncias de penetração da calda nos canalículos, pode-se aplicar os valores do limite de escoamento (τ_0) e peso específico (γ) da calda, adotados no decorrer dos estudos (traço D) dos capítulos II e V.

$$\tau_0 = 0,00014 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma = 1,3 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$$

Admitindo que os acréscimos de pressão da calda na fratura no ponto de interceptação com o canalículo seja $P_0^* = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$, chega-se aos gráficos das Figuras (VI.6) e (VI.7), para canalículos interceptados e penetrados acima e abaixo do nível d'água do terreno respectivamente. No caso de canalículo interceptado abaixo do nível d'água do terreno e penetrado até acima do nível d'água, a Figura (VI.6) representa a situação para o trecho superior do canalículo e a Figura (VI.7) para o trecho inferior.

As Figuras (VI.6) e (VI.7) apresentam as distâncias de penetração da calda, para canalículos horizontais, verticais e inclinados 45° e 30° , para diâmetros de canalículos variando de 0 a 3,0 cm.

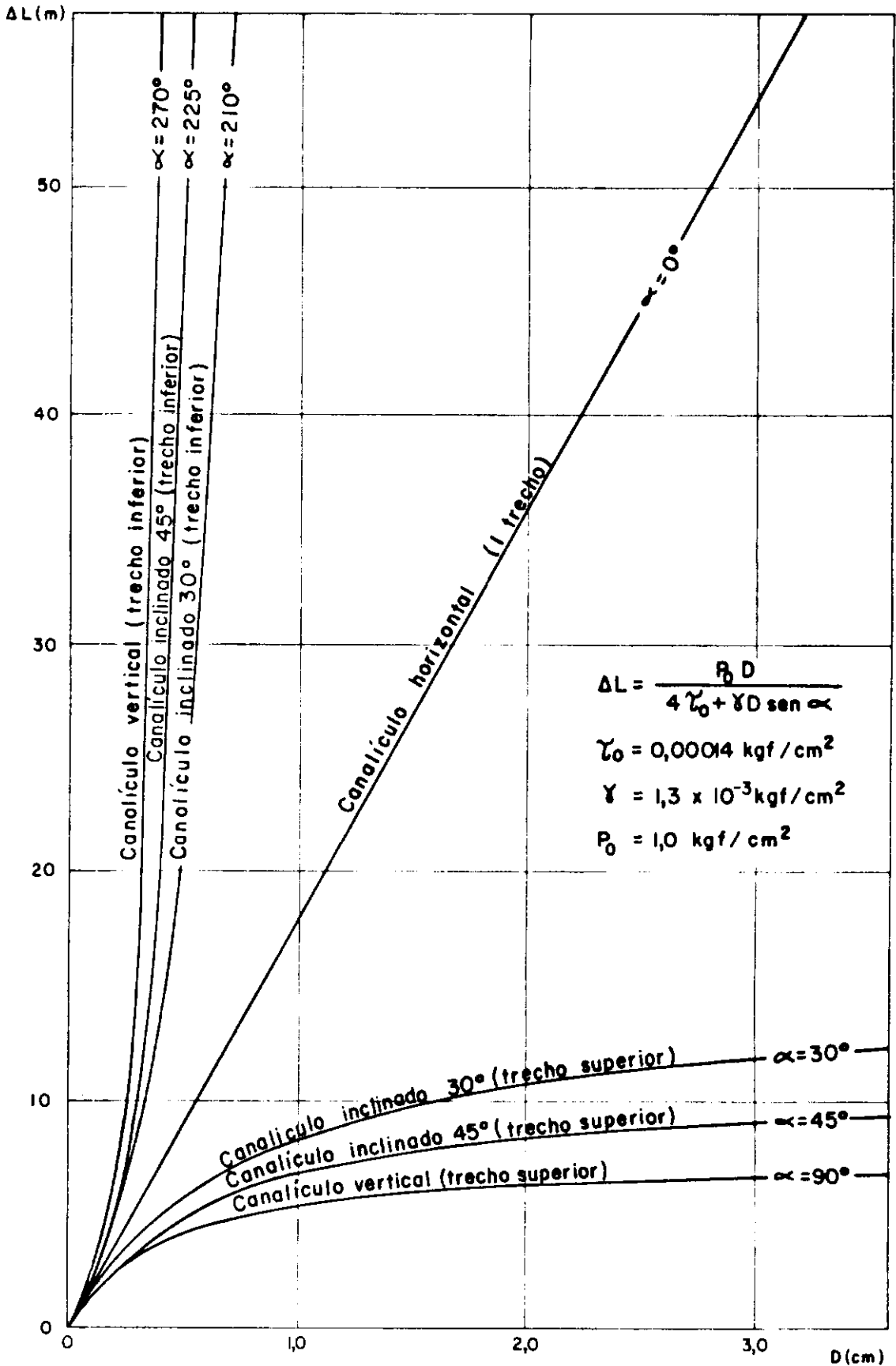


Figura VI.6 - Ábaco para estimativa das distâncias de penetração da calda de solo-cimento em canáliculos (região acima do nível d'água do terreno)

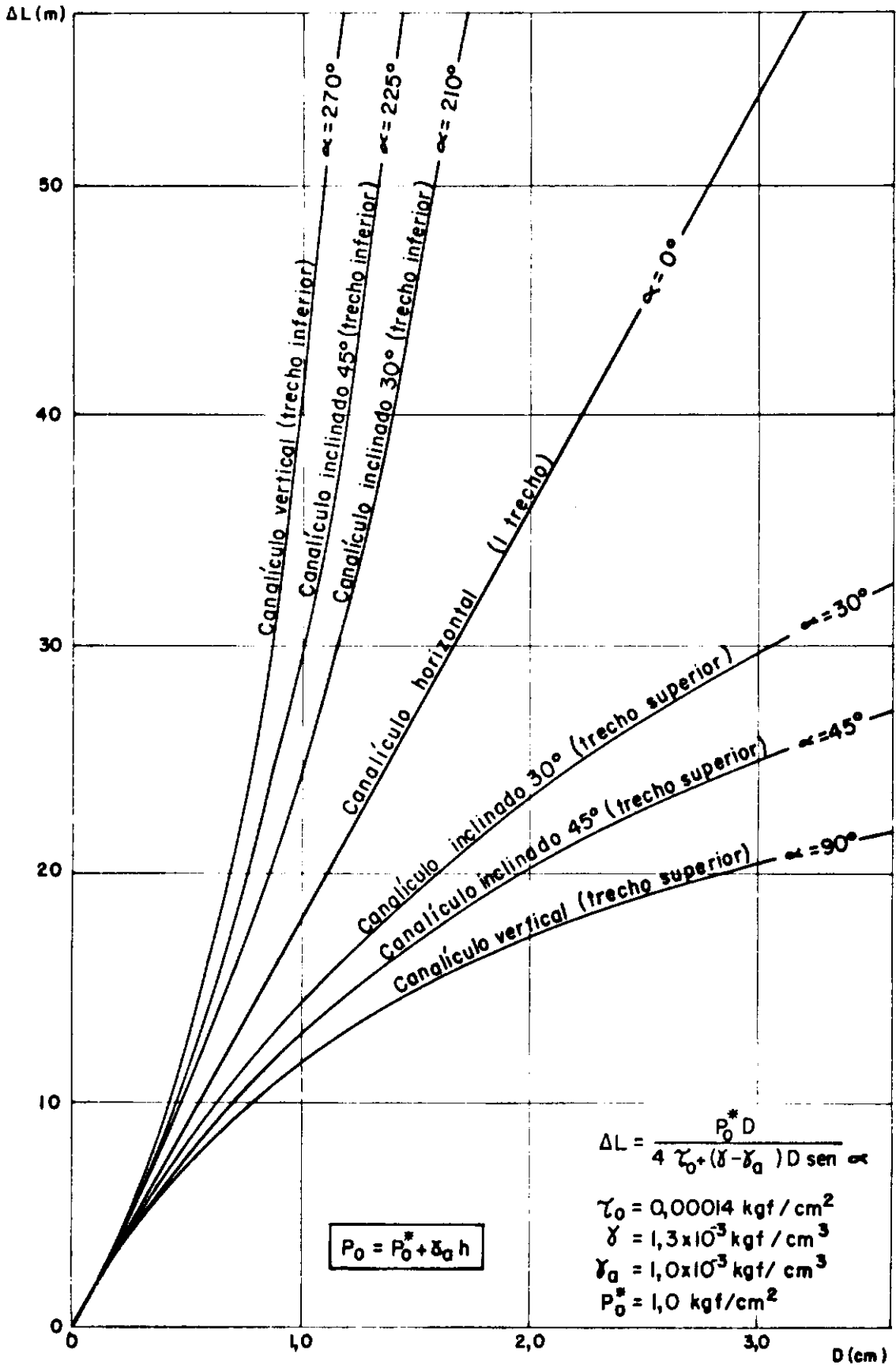


Figura VI.7 - Ábaco para estimativa das distâncias de penetração da calda de solo-cimento em canáliculos (região abaixo do nível d'água do terreno)

Como exemplo, admitindo apenas o caso de canalículo interceptado e penetrado abaixo do nível d'água do terreno e com a crêscimo de pressão de calda no ponto de interceptação da fratura com o canalículo sendo $P_0^* = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$, tem-se pela expressão (VI.52) ou pela Figura (VI.6).

Para canalículo horizontal:

$$D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 3,57 \text{ m}$$

$$D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 17,86 \text{ m}$$

$$D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 53,57 \text{ m}$$

que corresponde a apenas um trecho do canalículo, sendo a distância total de penetração da calda, igual ao dobro dos valores acima.

Para canalículo vertical.

Trecho superior

$$D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 3,23 \text{ m}$$

$$D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 11,63 \text{ m}$$

$$D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 20,55 \text{ m}$$

Trecho inferior

$$D = 0,2 \Rightarrow \Delta L = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 1,0 \Rightarrow \Delta L = 38,46 \text{ m}$$

$$D = 3,0 \Rightarrow \Delta L < 0 \rightarrow \text{não tem significado físico}$$

VI.5 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DAS DISTÂNCIAS DE PENETRAÇÃO (ΔL) DA CALDA NO CANALÍCULO

Primeiramente, pode-se observar que a distância de penetração da calda independe da viscosidade plástica. A influência da viscosidade se verifica no tempo necessário para que a calda atinja a distância máxima penetrada. Quanto maior a visco-

sidade maior a duração do processo.

Levando-se em conta que o processo de injeção é rápido, o acréscimo de pressão (P_0^*) da calda no ponto da interceptação com o canalículo é mantida constante (conforme teoria) por pouco tempo. Dependendo da viscosidade da calda no canalículo, a distância de penetração pode ser bastante inferior aos valores estimados teoricamente.

O efeito de cura da calda teria sua importância caso a viscosidade fosse elevada e o tempo de injeção de calda na fratura fosse bastante longo. Como nada disso ocorre, ou a calda atinge a distância máxima de penetração ou o processo é interrompido com a paralisação da injeção.

Os resultados das distâncias de penetração da calda apresentados acima se referem ao acréscimo da pressão (P_0^*) de calda de $1,0 \text{ kgf/cm}^2$. E como a distância penetrada é proporcional a P_0^* , tanto os gráficos das Figuras (VI.6) e (VI.7), como os resultados apresentados, podem ser representados como distâncias de penetração da calda por unidade de pressão no ponto de interceptação da fratura com o canalículo.

Voltando à estimativa de pressão da calda na fratura, realizada no capítulo V (item V.7.2), pode ser refeita à luz da análise teórica deste capítulo.

Da expressão (VI.24) para $\alpha = 90^\circ$ (inclinação do furo de observação)

$$P_0 = \left(\gamma + \frac{2\tau_0}{r} \right) Z \dots\dots\dots (VI.59)$$

como o manômetro na boca do furo de observação acusou pressão (P_{man})

$$P_0 = P_{\text{man}} + \left(\gamma + \frac{2\tau_0}{r} \right) Z \dots\dots\dots (VI.60)$$

com

$$\gamma = 1,3 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$$

$$\tau_0 = 0,00014 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = 3" = 7.62 \text{ cm} \therefore r = 3,81 \text{ cm}$$

$Z = 7 \text{ m}$ (profundidade admitida para a interceptação da fratura com o furo de observação, no trecho não revestido).

para

$$P_{\text{man}} = 2,0 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow P_0 = 2,96 \text{ kgf/cm}^2$$

para

$$P_{\text{man}} = 3,0 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow P_0 = 3,96 \text{ kgf/cm}^2$$

para o cálculo do acréscimo de pressão no ponto de interceptação da fratura com o furo de observação, tem-se:

profundidade do N.A. = $4,6 \text{ m} = 460 \text{ cm}$

$$\gamma_a = 1,0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$$

$$P_0 = P_0^* + \gamma_a h \dots\dots\dots (VI.40)$$

$$\therefore P_0^* = P_0 - \gamma_a h$$

$$\text{para } P_0 = 2,96 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow P_0^* = 2,72 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_0 = 3,96 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow P_0^* = 3,72 \text{ kgf/cm}^2$$

Admitindo que fraturas geram acréscimos de pressão (P_0^*) iguais aos apresentados acima, interceptem canalículos, tem-se de acordo com a expressão (VI.51) ou Figura (VI.7).

para canalículo horizontal (um trecho)

$$D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 9,71 \text{ m}$$

$$P_0^* = 2,72 \text{ kgf/cm}^2 \quad D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 48,58 \text{ m}$$

$$D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 145,71 \text{ m}$$

$$\begin{array}{rcl}
 P_0^* = 3,72 \text{ kgf/cm}^2 & D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 13,28 \text{ m} \\
 & D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 66,44 \text{ m} \\
 & D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 199,28 \text{ m}
 \end{array}$$

para canalículo vertical (trecho superior)

$$\begin{array}{rcl}
 P_0^* = 2,72 \text{ kgf/cm}^2 & D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 8,79 \text{ m} \\
 & D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 31,63 \text{ m} \\
 & D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 55,90 \text{ m}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 P_0^* = 3,72 \text{ kgf/cm}^2 & D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 12,02 \text{ m} \\
 & D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 43,26 \text{ m} \\
 & D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 76,45 \text{ m}
 \end{array}$$

para canalículo vertical (trecho inferior)

$$\begin{array}{rcl}
 P_0^* = 2,72 \text{ kgf/cm}^2 & D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 10,88 \text{ m} \\
 & D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 104,61 \text{ m} \\
 & D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & < 0 \Rightarrow \text{não tem significação física.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 P_0^* = 3,72 \text{ kgf/cm}^2 & D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 14,88 \text{ m} \\
 & D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & = 143,07 \text{ m} \\
 & D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L & < 0 \Rightarrow \text{não tem significação física.}
 \end{array}$$

Nota: Como as distâncias de penetração são grandes, os canalículos verticais são injetados até acima do nível d'água do terreno. Neste caso, para a estimativa das distâncias de penetração nos trechos superiores dos canalículos verticais deve-se considerar a situação do item VI.3c.

Assim, para trecho superior, a expressão (VI.58) ou a Figura (VI.6) podem ser utilizadas nas estimativas da distância de penetração de calda no canalículo interceptado abaixo do N.A. quando injetados até acima do nível d'água do terreno.

Refazendo a estimativa das distâncias de penetração dos canalículos, tem-se:

$P_0 = 2,96 \text{ kgf/cm}^2$	$D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 7,22 \text{ m}$
	$D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 15,91 \text{ m}$
	$D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 19,91 \text{ m}$
$P_0 = 3,96 \text{ kgf/cm}^2$	$D = 0,2 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 9,66 \text{ m}$
	$D = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 21,29 \text{ m}$
	$D = 3,0 \text{ cm} \Rightarrow \Delta L = 26,64 \text{ m}$

As distâncias de penetração de calda nos canalículos tanto para $P_0^* = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$ como consequentemente para $P_0^* = 2,72$ e $3,72 \text{ kgf/cm}^2$, se apresentam bastante grandes, o que dá uma certa segurança para se supor (baseado na teoria), que todos os canalículos interceptados pelas fraturas induzidas no terreno de fundação de Balbina foram plenamente obturados, mesmo considerando as observações feitas no início deste item.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES GERAIS

Ao se aplicar as soluções teóricas de propagação das fraturas (Capítulo V) à situação do tratamento do solo residual de fundação de Balbina, o meio é assimilado como homogêneo, isotrópico e elástico linear, além de se admitir que a calda de solo-cimento utilizada para a injeção se comporte como um fluido puramente viscoso e constantemente homogêneo, escoando em regime laminar nas fraturas.

Na estimativa dos parâmetros do solo residual necessários ao dimensionamento das fraturas, se assumiu o meio como perfeitamente elástico, excetuando o parâmetro K_0 , o qual foi estimado a partir dos âbacos de Brooker & Ireland, que levam em conta a história das tensões a que o meio foi submetido.

Os parâmetros reológicos da calda de injeção (τ_0 e η_p) foram determinados através de um Ensaio de Perda de Carga em tubulação com a calda de traço D (Capítulo II). Devido à falta de Ensaios de Perda de Carga com as outras caldas empregadas na injeção do trecho experimental (Tabela I.4), não se pode definir os valores dos seus parâmetros reológicos. Ficando assim, todo o dimensionamento das fraturas, relativo à calda de traço D (Capítulo V).

A série de suposições feitas no decorrer do trabalho, pode ter feito com que o comportamento do modelo idealizado se afastasse sobremaneira do comportamento real. Porém, todas as hipóteses simplificadoras adotadas, foram necessárias para que o mecanismo do fraturamento hidráulico pudesse ser compreendido, desde o início do processo (Capítulo III) até a propagação da fratura induzida (Capítulo IV).

Com a aplicação dos parâmetros referentes ao tratamento

do terreno de fundação de Balbina na solução teórica de propagação de fraturas (Capítulo V), estimou-se valores de espessura e extensão das fraturas induzidas. A partir das extensões obtidas, procurou-se definir o raio de ação teórica da calda injetada a ca da sub-trecho (ítem V.6).

Buscando de certa forma aferir o modelo idealizado, procurou-se comparar as espessuras estimadas com as espessuras médias observadas em trincheiras de inspeção (ítem V.7.1), chegando a uma faixa de valores bastante próximos (compare as espessuras médias apresentadas nas Figuras V.57 a V.62 com as estimativas das Tabelas V.4, V.5, V.7 e V.10).

A partir do ensaio de raio de ação da calda (ítems V.7.2 e VI.5) verificou-se que as pressões se mostraram superiores às estimadas empiricamente, o que incide diretamente no cálculo do dimensionamento, formando espessuras maiores que as anteriormente obtidas (a partir das pressões obtidas empiricamente). Porém devido ao fenômeno da Presso-Filtragem (ítem V.7.3) as espessuras tendem a ser menores após dissipação das pressões. Resultado assim, ao que parece, numa compensação de erros que fez com que as espessuras medidas("in situ") e as estimadas teoricamente se mostrassem próximas.

Através das inspeções em trincheiras também se verificou que as fraturas no solo residual apresentam uma distribuição um tanto complexa (item V.6), fugindo sobremaneira dos moldes simplistas da teoria (fraturas horizontais ou verticais), sugerindo que a peculiar heterogeneidade do solo residual tem uma influência preponderante e sempre desconhecida no processo. O que não invalida de forma alguma as proposições teóricas, que além de orientar sobre os diversos parâmetros envolvidos, esclarecendo o mecanismo, pode fornecer valiosa contribuição numa primeira estimativa de espaçamento máximo ideal entre furos de injeção para determinado volume de calda a ser injetado, como também a partir do espaçamento pré-definido, uma estimativa inicial de volume a ser injetoado.

Devido às inúmeras hipóteses simplificadoras adotadas,

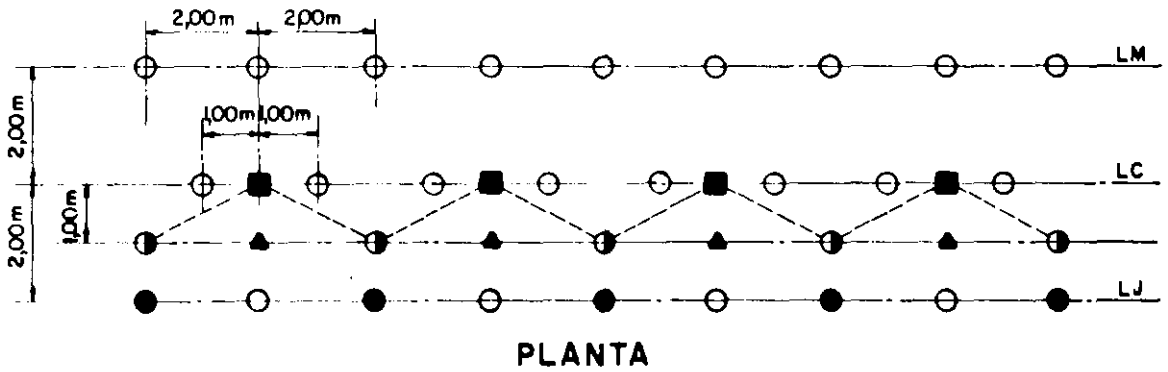
tanto as estimativas de espaçamento como de volume a se injetar podem ser checadas no campo a partir de comparação entre resultados de permeabilidades medidos antes (Ensaio Prévio) e depois (Ensaio de Controle) do tratamento, verificando assim a necessidade ou não de redução do espaçamento ou injeção complementar.

Quanto a penetrabilidade de calda nos canalículos, verificou-se no capítulo VI que para valores esperados de pressões de calda nas fraturas (ítem VI.5), elevadas distâncias de penetração pode ser atingidas (isso admitindo canalículos retilíneos de seção constante sem ramificações). Levando em conta que as fraturas são induzidas a cada 0,5 m de profundidade (espaçamento entre manchetes), pode-se admitir que os canalículos interceptados são plenamente obturados, mesmo levando em conta a sua configuração real.

Os estudos para a elaboração desse trabalho se desenvolveram à parte e paralelamente à execução da cortina de impermeabilização do trecho experimental da margem esquerda, onde, conforme mencionado no capítulo I, foram testadas diversas metodologias e critérios executivos para injeções de calda de solo-cimento em tubos-manchete, com o intuito de se otimizar as especificações que atualmente têm orientado o prosseguimento do tratamento nos demais trechos do terreno de fundação de Balbina. Assim, este trabalho não exerceu nenhuma influência na confecção das especificações definitivas do tratamento, sendo estas determinadas integralmente a partir da análise da eficiência das injeções em cada sub-trecho experimental, através da comparação entre os resultados de permeabilidade obtidos nos ensaios de perda d'água antes (Ensaio Prévio) e após (Ensaio de Controle) as injeções, além das inspeções em poços e trincheiras, onde se pode verificar a adequabilidade ao solo residual com canalículos, das diversas metodologias empregadas pela visualização da distribuição dos planos de ruptura (planos de calda) e quantidade de canalículos obturados, resultando na definição da malha dos furos de injeção, dos furos para ensaios prévios e de controle e considerações sobre o tratamento apresentadas na Figura VII.1.

Como ilustração, a Figura VII.2 apresenta o gráfico de

permeabilidade antes e após a injeção, junto com os gráficos de frequência de permeabilidade para o trecho experimental da margem esquerda onde pode-se verificar a eficiência do tratamento por injeções que geram fraturamento hidráulico no seio do solo residual.



LEGENDA

- Furo de ensaio prévio e injeção
- Furo de injeção
- Furo de ensaio de controle 1ª etapa e injeção complementar (eventual)
- ⊙ Furo de injeção complementar (eventual)
- ▲ Furo de ensaio de controle 2ª etapa (eventual)
- Linha complementar de injeção (eventual)
- LM Linha de montante
- LC Linha central
- LJ Linha de jusante

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O TRATAMENTO

FUROS DE INJEÇÃO:

Instalar tubo manchete até o topo da rocha alterada e injetar 300 l de calda por manchete em uma só fase.

ANÁLISE DA EFICIÊNCIA:

Comparação entre os resultados da permeabilidade dos ensaios de perda d'água prévios (anteriores ao tratamento) e os de controle (posteriores ao tratamento).

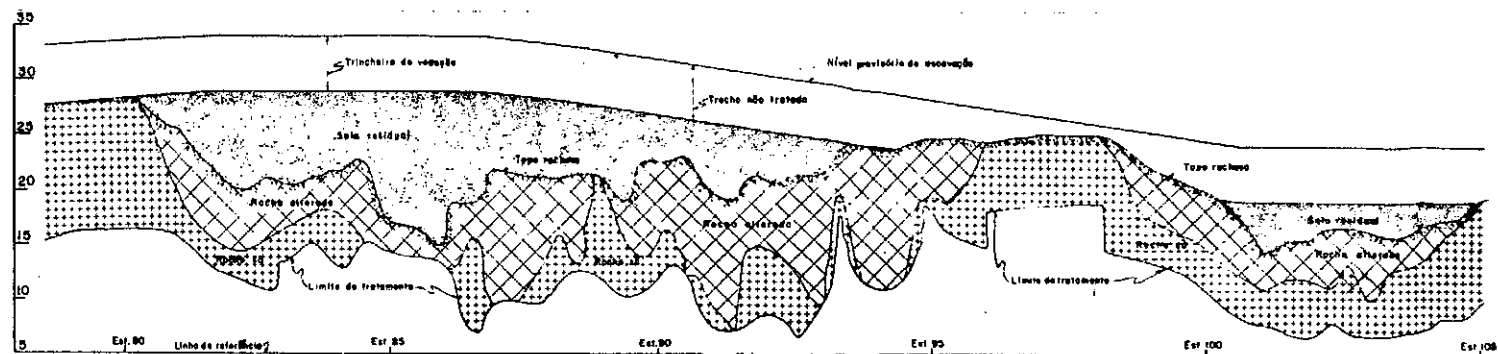
OBJETIVO:

Atingir permeabilidade média equivalente na ordem de 10^{-4} cm/s, evitando zonas de concentração de valores de permeabilidades maiores que 10^{-4} cm/s e eliminando valores superiores a 10^{-3} cm/s.

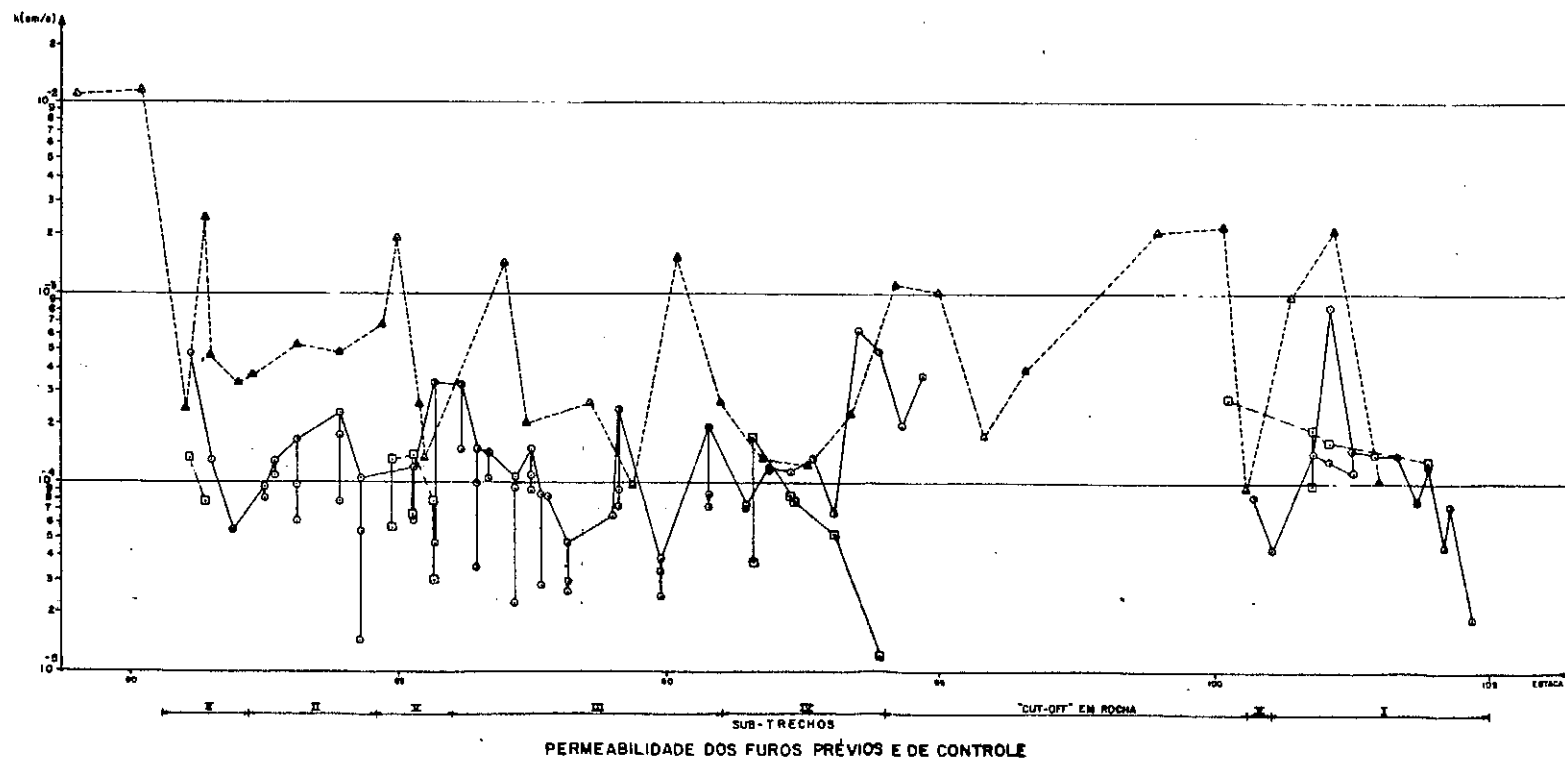
REFORÇO DO TRATAMENTO:

Após definição das zonas que necessitam de reforço, executar linha complementar de furos de injeção e furos para ensaio de controle (2ª etapa), sendo os furos de ensaio de controle (1ª etapa) transformados em furos de injeção.

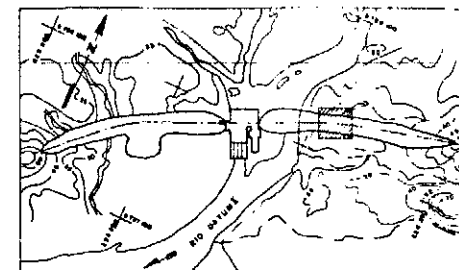
Figura VII.1 - Malha da Cortina de Injeção e Considerações Gerais sobre a Tratamento, Definidas a Partir da análise dos Resultados Obtidos no Trecho Experimental da Margem Esquerda.



SEÇÃO LONGITUDINAL ENTRE EST. 60 e EST. 105



PERMEABILIDADE DOS FUROS PRÉVIOS E DE CONTROLE



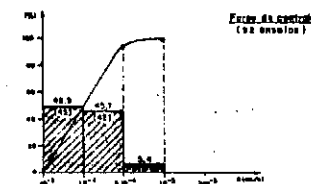
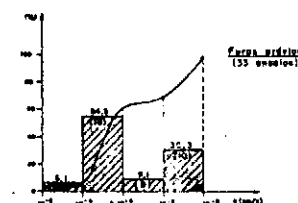
PLANTA CHAVE
Sem escala

LEGENDA

- ▲ Furos prévios
- Furos de controle
- Furos de controle 2ª Etapa

NOTAS

- 1 - Todas as dimensões e elevações estão em metro exceto onde indicado de outra forma.
- 2 - A seção geológico-geotécnica foi elaborada pela linha de montante da malha de injeção.



GRÁFICOS DE FREQUÊNCIAS
DE PERMEABILIDADE

APÊNDICE I

TABELA DE FATORES DE CONVERSÃO DE UNIDADES

comprimento:	$1 \text{ m} = 3,281 \text{ pés} = 39,37 \text{ polegadas}$ $1 \text{ pé} = 0,3048 \text{ m} = 12,0 \text{ polegadas}$ $1 \text{ polegada} = 0,0254 \text{ m} = 0,0833 \text{ pés}$
permeabilidade:	$1 \text{ darcy} = 9,66 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ $1 \text{ cm/s} = 1,035 \times 10^3 \text{ darcys}$
esforços:	$1 \text{ kgf/cm}^2 = 10,0 \text{ tf/m}^2 = 14,223 \text{ p.s.i}$ $1 \text{ tf/m}^2 = 0,1 \text{ kgf/cm}^2 = 1,4223 \text{ p.s.i}$ $1 \text{ p.s.i.} = 0,0703 \text{ kgf/cm}^2 = 0,703 \text{ tf/m}^2$
peso específico:	$1 \text{ gf/cm}^3 = 1 \text{ tf/m}^3 = 1 \text{ kgf/l}$
vazão:	$1 \text{ m}^3/\text{s} = 60.000,0 \text{ l/min} = 378,7879 \text{ bbl/min}$ $1 \text{ l/min} = 1,67 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 0,0063 \text{ bbl/min}$ $1 \text{ bbl/min} = 158,4 \text{ l/min} = 0,00264 \text{ m}^3/\text{s}$
viscosidade:	$1 \text{ kgf} \cdot \text{s/cm}^2 = 9,8068 \times 10^7 \text{ cP}$ $1 \text{ cP} = 1,0197 \times 10^{-8} \text{ kgf} \cdot \text{s/cm}^2$

Nota: bbl = barril britânico - unidade de volume

$1 \text{ bbl} = 0,1584 \text{ m}^3$

R E F E R Ê N C I A S

1. BARENBLATT, G.I., "The Mathematical Theory of Equilibrium Cracks in Brittle Fracture", *Advances in Applied Mechanics*, vol. VII, p. 55-129, Academic Press, New York and London (1962).
2. BARON, G; GAY, L. & LE TIRANT, P., "Fracturation Hydraulique, Bases Theoriques, Études de Laboratoire, Essais sur Camp", *Proc. Seventh World Petrol. Cong.*, vol.3, p. 371-393 (1967).
3. BJERRUM, L. & ANDERSEN, K.H., "In-Situ Measurement of Lateral Pressures in Clay", *Proc. Fifth European Regional Conf. ISSMFE - Madrid*, vol. 1, p. 11-20 (1972).
4. BJERRUM, L.; NASH, J.K.T.L.; KENNARD, R.M. & GIBSON, R.E. , "Hydraulic Fracturing in Field Permeability Testing", *Geotechnique*, vol. 22, p. 319-332 (1972).
5. BRATER, E.F. & KING, H.W., "Handbook of Hidraulics", 6th. Edition, Mc Graw Hill Book Company (1976).
6. BROOKER, E.W. & IRELAND, H.O., "Earth Pressures at Rest Related to Stress History" , *Canadian Geotechnical Journal*, vol. II, nº 1, p. 1-15 (feb.1965).
7. CAMBEFORT, H., "Inyección de Suelos", 1a. Edición, Ediciones Omega S.A., Barcelona (1968).
8. CHAMBRE SYNDICALE DE LA RECHERCHE ET DE LA PRODUCTION DU PÉTROLE ET DU GAZ NATUREL, COMITÉ DES TECHNICIENS, "Drilling Mud and Cement Slurry Rheology Manual" , Éditions Technip, Paris (1982).
9. COATES, D.F., "Rock Mechanics Principles", Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch Monograph

874, Ottawa, Canadá (1967).

10. CORREIA, M.H.C. & LACERDA, W., "Contribuição ao Estudo do Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica", *Revista Brasileira de Geotecnia*, ABMS, Solos e Rochas, vol. 5, nº1, p. 15-24 (1982).
11. CRUZ, P.T., "Contribuição ao Estudo do Fluxo de Água em Meios Contínuos", não publicado.
12. DAVCHI, M.M.. "Finite Element Analysis of Footings and Embankment Dam Cores", PhD Thesis, University of London, Chapter 7, p. 376-394 (1978).
13. DAVIS, E.H. & POULOS, B.F., "Triaxial Testing and Three-Dimensional Analysis", Proc. Fourth Australia, New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 233-243 (1963).
14. ELETRONORTE, "Apêndice Geológico-Geotécnico e de Materiais", UHE BALBINA, Obras Civas Principais, Documentos de Licitação, DT-BAL-010/79 (dez.1979).
15. ELETRONORTE, "UHE BALBINA - Relatório Mensal de Progresso da Obra", Relatório BAL-32/84 (mar.1984).
16. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Relatório Geológico-Geotécnico Local", Relatório BAL-10B-5421-RE, emissão 0C (jan.1981).
17. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragens de Terra da Margem Direita e Esquerda - Seções Típicas e Tratamentos de Fundação - Estudo Comparativo", Relatório BAL-12-4700-RE (mar.1981).
18. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Tratamento de Fundação da Barragem de Terra - Programação de Ensaios de Injetabilidade", Relatório BAL-12-3410-RE (mai.1981).

19. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Especificações Técnicas para Execução de Sondagens a Percussão de 2 1/2" e Rotativa e Ensaio de Infiltração e Injetabilidade de Calda de Cimento", Relatório BAL-10-6104-EP (mai. 1981).
20. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Análise da Permeabilidade da Fundação da Barragem de Terra da Margem Direita", Relatório BAL-10-5515-RE (jan. 1982).
21. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Manual de Execução da Cortina de Impermeabilização nas Fundações da Barragem da Margem Direita", Relatório BAL-10-6129-EP (jun. 1982).
22. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra - Tratamento de Fundação - Roteiro para Execução de Ensaio Experimentais de Injeções no Solo Residual, a Altas Pressões, com Utilização de Válvulas Manchete", Relatório BAL-12-3428-EP (ago. 1982).
23. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Relação de Equipamentos para Execução das Injeções Experimentais em Solo Residual e Rocha Alterada", Relatório BAL-10-9715-EP (out. 1982).
24. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra da Margem Direita - Relatório das Cortinas Experimentais de Injeção" vol. 1, Relatório BAL-12-3431-RE (dez.1982).
25. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra - Relatório de Alternativas para Tratamento de Fundação", vol. 1, Relatório BAL-12-3430-RE (jan.1983).
26. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra da Margem Esquerda - Injeções em Solo Residual e Rocha Alterada", vol. 1, Relatório DCQU-02-70-0001-RE (out. 1983).

27. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra da Margem Esquerda - Injeções em Solo Residual da Fundação - Trecho Experimental, Análise e Resultados Finais", Relatório DCQU-02-70-0012-RE (jan.1984).

28. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra da Margem Direita e Esquerda - Especificações Complementares para Execução da Cortina de Impermeabilização no Solo Residual e na Rocha", Relatório BAL-12-3441-EP (fev.1984).

29. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra e Enrocamento - Relatório Geológico-Geotécnico das Investigações Complementares do Leito e da Margem Esquerda do Rio", Relatório BAL-12-4703-RE (fev.1984).

30. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Cortina de Impermeabilização em Solo Residual e Rocha Alterada - Trecho entre Estacas 80 + 4 e 105 + 0 - Análise e Resultados Finais", vol. 1, Relatório DCQU-02-70-0043-RE (mar. 1984).

31. ELETRONORTE, MONASA, ENGE-RIO, "Barragem de Terra da Margem Esquerda - Relatório Final de Análise das Injeções em Solo Residual e Rocha Alterada - Trecho Experimental", Relatório BAL-12-4705-RE (ago.1984).

32. FEGHALI, J.P., "Mecânica dos Fluidos", vol. 2, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. - R.J. (1974).

33. GEERTSMA, J. & DE KLERK, F., "A Rapid Method of Predicting Width and Extent of Hydraulically Induced Fractures" *Journal of Petroleum Engineers of AIME* , Monograph vol.2 (dec.1969).

34. HAIMSON, B. & FAIRHURST, C., "Initiation and Extension of Hydraulic Fractures in Rocks", *Society of Petroleum Engineers Journal*, p. 310-318 (sept.1967).

35. HENKEL, D.J., "The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays", Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, American Society of Petroleum Engineers, Soil Mechanics and Foundation Division, Boulder, Colorado (jun.1960).
36. HOWARD, G.C. & FAST, C.R., "Hydraulic Fracturing", Society of Petroleum Engineers of AIME, Monograph vol .2 (1970).
37. HUBBERT, M.K. & WILLIS, D.G., "Mechanics of Hydraulic Fracturing", *Petroleum Transaction AIME*, vol. 210, p. 153-168 (1957).
38. JAEGER, J.C. & COOK, N.G.W., "Fundamentals of Rock Mechanics", Methen & Co. Ltd., London (1969).
39. JONES, G.K., "Chemistry and Flow Properties of Bentonite Grouts", Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, Butterworths, London, p. 22-28 (1963).
40. KEHLE, R.O., "The Determination of Tectonic Stresses Through Analysis of Hydraulic Well Fracturing", *Journal of Geophysical Research*, vol. 69 n° 2 p. 259-273 (jan. 1964).
41. KENNARD, R.M., "The Measurement of Soil Permeability In-Situ by the Constant Head Test", PhD Thesis, University of London, Chapter V, p. 104-129.
42. KRISTIANOVITCH, S.A. & ZHELTOV, Y.P., "Formation of Vertical Fractures by Means of Highly Viscous Liquid", Proc. Fourth World Petrol. Cong. Section II, Paper 3, p. 579-586 (1955).
43. KRISTIANOVITCH, S.A.; ZHELTOV, Y.P.; BARENBLATT, G.I. & MAXIMOVICH, G.K., "Theoretical Principles of Hydraulic Fracturing of Oil Strata", Proc. Fifth World Petrol. Cong., New York, Section II, Paper 23, p. 289-296 (1959).

44. LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V., "Mecânica de Suelos", 1a. Edição, Editorial LIMUSA S.A., México (1976).
45. LENCASTRE, A., "Manual de Hidráulica Geral", 2a. Edição Técnica A.E.I.S.T., Lisboa (1969).
46. LE TIRANT, P. & DUPUY, B.F., "Dimensions des Fractures Obtenues par Fracturation Hydraulique des Couches Pétrrolifères", *Revue de L'Institut Français du Pétrole*, XXII-1, p. 44-98.
47. LE TIRANT, P. & GAY, L., "Manuel de Fracturation Hydraulique" Collection Pratique du Pétrole nº 5, Édition Technip, Paris (1972).
48. LUBINSKY, A. , "The Theory of Elasticity for Porous Bodies Displaying a Strong Pore Structure", *Proc., Second US. Natl. Cong. Appl. Mech.*, p. 247-256 (1954).
49. MACHADO, A.B., "Inspeção dos Canalículos dos Solos Residuais das Áreas das Usinas Hidrelétricas de Tucuruí , Balbina e Samuel", Relatório executado para ELETRONORTE - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A., (1983).
50. MARSLAND, A. & LOUDON, A.G., "The Flow Properties and Yield Gradients of Bentonite Grouts in Sands and Capillaries", *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice* , Butterworths, London, p. 15-21 (1963).
51. MIGUEZ DE MELLO, F. "Ensaio de Campo de Verificação das Condições de Maciços Rochosos de Fundação de Barragens para Tratamento por Injeções", Tese de Mestrado, Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro (1974).
52. MORGERSTERN, N.R. & VAUGHAN, P.R., "Some Observations on Allowable Grouting Pressures", *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*, Butterworths, London , p. 36-42 (1963).

53. PERKINS, T.K., "Application of Rock Mechanics in Hydraulic Fracturing Theories", Proc. Seventh World Petrol. Cong. vol. 3, p. 75-84 (1967).
54. PERKINS, T.K., & KERN, R.L., "Widths of Hydraulic Fractures", *Journal of Petroleum Technology*, p. 937-949 (sept.1961).
55. RÉMY, J.P.P., "Tratamento de Fundações da Barragem de Balbina", Palestra proferida no Clube de Engenharia, Rio de Janeiro (jun.1984).
56. RÉMY, J.P.P., "Injeções em Solo Residual de Fundação de Barragens", Palestra proferida no Clube de Engenharia, Rio de Janeiro (jul.1984).
57. RÉMY, J.P.P. et al., "Choice of the Foundation Treatment of Balbina Earth Dam", 15th International Congress on Large Dams, Lausanne, Switzerland (1985).
58. RICARD, G., "Rhéologie des Boues de Forage et des Ciments", *Revue Forages* nº 76, p. 83-112 (juil.-sept. 1977).
59. SATHLER, G. & CAMARGO, F.P., "Tubular Cavities, 'Canalicules', in the Residual Soil of the Balbina Earth Dam Foundation", 15th International Congress on Large Dams, Lausanne, Switzerland (1985).
60. SATHLER, G. & MESQUITA, J.B., "Canalículos, Sugestão de Classificação e de Metodologia de Investigações de Campo", IV Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Belo Horizonte (1984).
61. SHAMES, I.H., "Mecânica dos Fluidos", vol. 2, Editora Edgar Blücher Ltda., São Paulo (1973).
62. THUT, A. - "In-Situ Test in Grouted Soils", Proc. Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Finland, vol. 1, p. 95-100 (1983).

63. TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N., "Theory of Elasticity", Third Edition, Mc. Graw Hill Book Company Inc. , Engineering Societies Monographs (1970).
64. WERNECK, M.L.G., "Some Considerations on the Use of Hydraulic Fracture Tests in Partly Saturated Embankment Fills", Proc. Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires , vol. 2, p.179-188 (1975).
65. WERNECK, M.L.G.; COSTA FILHO, L.M. & FRANÇA, H., " In-Situ Permeability and Hydraulic Fracture Tests in Guanabara Clay", Proc. International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, p. 399-416 (1977).