

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO



**MODELAGEM NUMÉRICA DA ELEVAÇÃO DE SUBPRESSÃO NO DIQUE A  
DA USINA HIDROELÉTRICA DE SOBRADINHO (UHS).**

**MARCOS GEORGE MAGALHÃES MORENO**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO – U.F.PE., COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ÁREA DE GEOTECNIA.

Orientador: Professor Leonardo José do Nascimento Guimarães, PhD.

Co-Orientadora: Professora Lícia Mouta da Costa, DsC.

Recife, PE – Brasil.

Dezembro de 2005

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**Moreno, Marcos George Magalhães**  
**Modelagem numérica da elevação de subpressão**  
**no Dique A da Usina Hidroelétrica de Sobradinho**  
**(UHS) / Marcos George Magalhães Moreno. – Recife :**  
**O Autor, 2005.**

xv, 92 folhas : il., fig., tab.

**Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de**  
**Pernambuco. CTG. Engenharia Civil, 2005.**

**Inclui bibliografia.**

**1. Engenharia civil – Geotecnia. 2. Barragens –**  
**Fluxo de água – Solos não saturados. 3. Hidroelétrica**  
**de Sobradinho (BA) – Elevação de subpressão –**  
**Modelagem numérica. I. Título.**

**624.13**  
**624**

**CDU (2.ed.)**  
**CDD (22.ed.)**

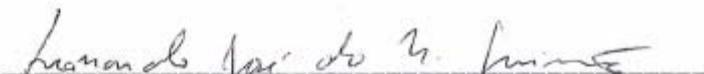
**UFPE**  
**BC2006-125**

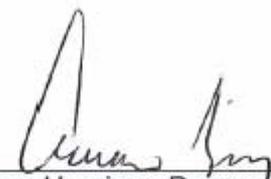
**MODELAGEM NUMÉRICA DA ELEVAÇÃO DE SUBPRESSÃO NO DIQUE A  
DA USINA HIDROELÉTRICA DE SOBRADINHO (UHS).**

**MARCOS GEORGE MAGALHÃES MORENO**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO – U.F.PE., COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ÁREA DE GEOTÉCNIA.

Aprovado por:

  
Prof. Leonardo José do Nascimento Guimarães, PhD.  
(Interno)

  
Prof. Amaro Henrique Pessoa Lins, D.Sc.  
(Interno)

  
Prof. Roberto Francisco Azevedo, PhD.  
(Externo)

## DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho a minha esposa Rosário,  
Meus filhos Giselda, Giselle e George,  
Meu neto Makoto e a minha mãe Giselda.*

## **AGRADECIMENTOS**

A minha mãe Giselda, eterna lutadora pelo bem estar dos filhos, netos e bisneto, meu eterno agradecimento.

A minha esposa Rosário pelo constante incentivo, paciência e compreensão dos momentos ausentes.

A meus filhos, inspiração maior da minha vida.

A meu querido neto Makoto, que chegou para alegrar a todos nós.

A Marcelino pela paciência e ajuda no uso do computador.

A Marcio André pelo apoio e incentivo.

A meu irmão Tony pelo incentivo e apoio.

A meu tio-irmão Rogério Porto, amigo de todas as horas.

A minha irmã Magaly pelo incentivo.

Aos meus sobrinhos pelos incentivos.

A Helena e Jorge pelo apoio e incentivo.

A Regina e Klécio pelo apoio e incentivo.

A Universidade Federal de Pernambuco – Escola de Engenharia Civil, pelos ensinamentos gratuitos e de qualidade, meu muito obrigado.

A CHESF, na pessoa do Engenheiro Civil Ricardo Barbosa de Souza, que gentilmente cedeu os dados para esse trabalho e aos Engenheiros da CHESF Aurélio Alves de Vasconcelos e Alberto Jorge Cavalcanti pela atenção dispensada.

Ao Engenheiro da COTEC José Cláudio pela atenção, amizade, pelas dúvidas tiradas e sugestões durante o desenrolar da Dissertação.

Ao professor Nilton de Almeida Castro pela atenção, amizade e incentivo.

A todos os professores da Pós-Graduação em Geotecnia pela oportunidade a mim conferida, quando da seleção para o acesso ao mestrado.

Ao professor Washington Moura Amorim pela atenção dispensada, pela amizade e pelas dúvidas tiradas.

Ao professor José Maria Justino por sua simplicidade e amizade que sempre dedicou a todos.

Ao professor Ivaldo Pontes pela amizade, convivência saudável e ótimas aulas.

Ao professor Fernando Jucá pelas aulas esclarecedoras e sem estresse.

Ao professor, orientador e, acima de tudo, amigo, Leonardo Guimarães, pela dedicação, paciência, atenção e vontade com que conduz seus trabalhos.

A professora Lícia Mouta Costa, pelas teses que me emprestou, dúvidas tiradas e sugestões no final dos trabalhos.

A Senhora Laudenice (Dona Laudenice), pela dedicação ao seu trabalho de secretária da Pós-graduação em Engenharia Civil, pela amizade e pelo cartão de natal de 2004.

A Andréa pela atenção e alegre convivência com todos.

A todos os que fazem o laboratório de solos (Técnicos Francisco, João, Severino; ao Engenheiro Antônio Brito pelo constante bom humor; ao Professor Joaquim Oliveira a quem tenho consideração e amizade, obrigado pelas dúvidas tiradas no decorrer da elaboração da dissertação e pelos dados fornecidos), obrigado a todos vocês pela atenção e amizade sincera.

A Vânia, pelo constante bom humor e dedicação ao trabalho na secretaria.

A todos os colegas da Pós-graduação em Geotecnia pela acolhida e amizade sincera dedicada a minha pessoa, principalmente aos colegas do LMCG, Luciano, Roubier, George, Igor, Ramon, Manoela, Helena, Ana Cláudia, Rafael, Bianca, Bruno, Gustavo, pela paciência comigo, quando do aprendizado do CODE\_BRIGTH. Aos colegas de turma Vinícius, Gerson, Yale, William, Edenilson (estressado), Elisângela Pereira, Elisângela Rocha, Bianca, Pollyana, Henrique e Isabela, pelas horas agradáveis de estudo e convivência.

Ao Diretor Geral do D.N.O.C.S. e ao Coordenador Estadual em Pernambuco do D.N.O.C.S., pela minha liberação para que fosse possível cursar o Mestrado.

A todos os colegas do D.N.O.C.S. que me incentivaram a fazer o Mestrado, em particular a Saulo, Joaquim, Rogaciano, João Carlos, Tereza e Domingos.

A todos, meus sinceros agradecimentos!

## **RESUMO**

### **Modelagem Numérica da elevação de subpressão no dique A da Usina Hidroelétrica de Sobradinho (UHS).**

Neste trabalho estudou-se a simulação da elevação de subpressão no dique A da Usina Hidroelétrica de Sobradinho (UHS), de propriedade da CHESF (Companhia Hidroelétrica do São Francisco). Trata-se de um caso de engenharia bastante ilustrativo da importância da instrumentação e acompanhamento de obras de terra, elementos fundamentais e indispensáveis para a segurança dessas obras ao longo de sua vida útil. Para tanto, foram realizadas simulações numéricas no regime estacionário em três situações (casos) diferentes ao longo da vida útil do dique. No primeiro caso, foi considerada uma análise do comportamento do dique funcionando como previsto no projeto. No segundo caso, foi considerado na simulação numérica o dique funcionando com o filtro de areia horizontal colmatado, sendo esta a principal causa da elevação da subpressão no dique A da UHS. No terceiro caso, além do filtro de areia colmatado, considerou-se a implantação de um sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante. Esta ação corretiva foi responsável pela diminuição das poro-pressões a níveis seguros fixados no projeto. Outros possíveis mecanismos causadores do aumento de subpressão no dique (aumento gradativo da permeabilidade da fundação) assim como outras ações corretivas, tomadas pela CHESF (execução de um tapete impermeável à montante do dique), foram verificadas através da modelagem numérica porém demonstraram

ter menor impacto com relação ao comportamento hidráulico do dique em comparação aos três casos descritos anteriormente.

Foi realizado também um estudo teórico sobre a possibilidade de ocorrência do fenômeno do sifonamento capilar, que pode vir a ocorrer em barragens de terra, dando destaque para a importância da obtenção da curva de retenção para os materiais envolvidos em sua construção.

A ferramenta de trabalho utilizada na modelagem numérica foi o programa computacional CODE\_BRIGTH, que é baseado no método dos elementos finitos. Este programa representou de maneira coerente à elevação de subpressão observada nos piezômetros instalados no dique A, mostrando a importância da utilização da modelagem numérica no acompanhamento desse tipo de obra, assim como pode ser uma ferramenta de otimização de projetos de engenharia e de previsão futura do comportamento das barragens de terra, auxiliando na localização da instrumentação da barragem e sua fundação em zonas onde possam vir a ocorrer as máximas poro-pressões e fluxos de água.

## **ABSTRACT**

### **Numerical Modeling of water pressure elevation in auxiliary dam A of Sobradinho Hydraulic Power Station.**

In this research it was studied the simulation of water pressure elevation in auxiliary dam A of Sobradinho Hydraulic Power Station, which is property of CHESF (São Francisco Hydraulic Power Station Company). It's an engineering example which shows how important it's instrumentation and monitoring earth constructions, fundamental and essential elements for these constructions security during their lifetime. So, numerical simulation of stationary condition of three different situations (cases) along auxiliary dam lifetime, were carried out. In the first case it was considered an analysis of the auxiliary dam behavior functioning as designed. In the second case, the numerical simulation considered the auxiliary dam operating with a sand horizontal filter, which was clogged, so this is the main reason of water pressure elevation in auxiliary dam A. In the third case, besides the clogged sand filter, it was considered the implantation of a system of drainage wells at the downstream toe. This corrective action was responsible by pore pressure decreasing to secure levels established in the design.

Other possible mechanisms which increases auxiliary dam water pressure (progressive increase of foundation permeability) as well as other corrective actions, taken by CHESF (downstream impermeable blanket), were verified by the numerical

modeling, although they showed a smaller impact in respect to auxiliary dam hydraulic behavior comparing with the three cases previously described.

A theoretical study was also developed about the possibility of occurring flow over the core due to capillarity rising, which can occur in earth dams, emphasizing the importance of the retention curve of the materials used in their construction.

The numerical tool used for modeling was the computational program CODE\_BRIGTH, which is based in the finite element method. This code reproduced in a consistent way the water pressure elevation observed in the piezometers installed in the auxiliary dam A, pointing out the importance of numerical modeling of monitoring constructions like this, as well as can be used as a optimization tool in engineering design and forecasting future earth dam behavior, helping the location of dam instrumentation and their foundation areas where could occur maximum water pressure and seepage.

## Lista de Símbolos e Abreviações:

$g$	Aceleração da gravidade.
$\kappa$	Permeabilidade intrínseca.
$K_{ref}$	Permeabilidade intrínseca de referência.
$K_{rel}$	Permeabilidade relativa.
$K_{sat}$	Permeabilidade saturada.
$K_{sl}$	Permeabilidade função da saturação da fase.
$K_l$	Coefficiente de permeabilidade no meio poroso a água.
$L$	Comprimento do elemento poroso.
$p_l$	Pressão de água.
$p_a$	Pressão do ar.
$p_c$	Pressão capilar.
$p_a - p_l$	Sucção mátrica.
$P_o$	Pressão de entrada de ar na curva de retenção ou $(p_{ar} - p_w)_b$ .
$q_l$	Fluxo de Darcy.
$S_l$	Grau de saturação na fase líquida.
$S_e$	Grau de saturação efetivo.
$S_r$	Grau de saturação residual.
$S_{sat}$	Grau de saturação máxima.

$S_l^\alpha$	Grau de saturação, com $\alpha = 3$ .
$\phi_{ref}$	Porosidade de referência.
$\mu_l$	Viscosidade da água.
$\rho_l$	Densidade de água.
$\nabla p_w$	Gradiente de pressão d'água.
$\lambda$	Índice de distribuição do tamanho dos poros.
$w$	Umidade gravimétrica.
$\theta_w$	Umidade volumétrica.
$k_v$	Permeabilidade vertical.
$k_h$	Permeabilidade Horizontal.
$h_o$ e $h_i$	São respectivamente as leituras das cotas dos níveis, após o rebaixamento do nível d'água dentro do piezômetro.
$\Delta t$	Intervalo de tempo necessário para se restabelecer o nível d'água no piezômetro.
$a$	Área da seção transversal do piezômetro.
$A$	Área da seção transversal do furo (3").
$h_c$	Altura capilar.
$J_\alpha^i$	Fluxo da espécie na fase considerada.
$W_\alpha^i$	Fração mássica da espécie na fase considerada.
$S_\alpha$	Grau de saturação na fase considerada.
$i$	Espécie.
$\alpha$	Fase.
$i_l^w$	Fluxo não advectivo de água na fase líquida.

$u$	Velocidade de fluxo.
$W_l^w$	Fração mássica da água na fase líquida.
$\nabla h$	Gradiente hidráulico.
$p_{atm}$	Pressão atmosférica.
MEF	Método dos elementos finitos.
MDF	Método das diferenças finitas.
lab.	Laboratório.
Sem.	Semestre.
Piez.	Piezômetro.

# ÍNDICE

Capítulo	Página
Capítulo 1 – INTRODUÇÃO.....	01
1.1 – Introdução.....	01
1.2 – Objetivo da dissertação.....	02
1.3 – Organização da dissertação.....	04
Capítulo 2 - DESCRIÇÃO DO ARRANJO GERAL DAS OBRAS NA USINA HIDROELÉTRICA DE SOBRADINHO (UHS).....	06
2.1 – Localização da obra.....	06
2.2 – Descrição do dique A.....	07
2.3 – Descrição geológica da fundação do dique A.....	09
2.4 – Elevação da subpressão.....	10
Capítulo 3 - FUXO DE ÁGUA EM MEIOS POROSOS NÃO SATURADOS.....	21
3.1 – Fluxo de água em solos não saturados.....	21
3.2 – Lei de Darcy.....	26
3.3 – Determinação da permeabilidade do meio poroso à água no laboratório e no campo.....	31
3.4 – Curva de retenção.....	32
Capítulo 4 - DESCRIÇÃO DA FERRAMENTA DE TRABALHO E PARÂMETROS DOS MATERIAIS.....	39

4.1 – Descrição da ferramenta de trabalho.....	39
4.2 – Casos analisados na simulação numérica.....	42
4.3 – Condições de contorno.....	43
4.4 – Curva de retenção para cada material do dique.....	44
4.5 – Permeabilidades.....	49
Capítulo 5 - RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA.....	54
5.1 – Simulações Numéricas realizadas.....	54
5.2 – Dique funcionando como previsto no projeto (1° caso).....	55
5.3 – Dique funcionando com o filtro de areia horizontal colmatado (2° caso).....	63
5.4 – Implantação dos poços de alívio no pé do talude de jusante (3° caso).....	71
5.5 – Execução do tapete impermeável à montante do dique e implantação de piezômetros adicionais.....	79
5.6 – Estudo do problema do sinfonamento capilar: análise paramétrica da curva de retenção.....	86
Capítulo 6 - CONCLUSÕES E ESTUDOS COMPLEMENTARES A ESTA PESQUISA.....	88
6.1 – Conclusões.....	88
6.2 – Estudos complementares a esta pesquisa.....	88
Referências Bibliográficas.....	90

# CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO.

## 1.1 – Introdução

Desde os primórdios, pela imprescindível necessidade de dispor de água para sobreviver, o homem procura habitar próximo às fontes d'água existentes no globo terrestre. E, quando as águas são em excesso ou eventualmente faltam, por condições inatas próprias à sua vida disciplinar, o homem procurou racionalizá-las através de diques. Estes, quando se destinam as acumulações através do barramento dos riachos ou rios, formando lagos artificiais, se constituem em barragens.

O projeto e construção de barragens devem sempre ser função intrínseca do objetivo ou objetivos a que se propõe a obra a ser construída. Dentre as diversas finalidades que se pode atribuir a uma barragem, destacam-se: 1) Abastecimento humano e animal; 2) Abastecimento industrial; 3) Irrigação; 4) Geração de energia elétrica; 5) Piscicultura; 6) Controle de cheias; 7) Barragem de rejeitos; 8) Regularização de rios; 9) Navegação; 10) Recreação.

No Nordeste Brasileiro tradicional e inevitavelmente atingido por crises climáticas cujos efeitos se processam de modo calamitoso, os períodos de prolongadas estiagens geram na região uma tendência natural que traduz quase como norma, em se acumular água, através da construção de barragens, para suprir as necessidades nos períodos de extrema aridez que costuma ocorrer de maneira aleatória (Carvalho, 1982).

Sendo as barragens de terra constituídas por solos não saturados, o conhecimento sobre o comportamento, as características e propriedades dos mesmos, como a curva de retenção, permeabilidades intrínsecas e relativas de cada

material componente do maciço e fundação, são de fundamental importância para a simulação do fluxo e das deformações a que estarão submetidas estas obras de terra.

O interesse pelos solos não saturados tornou-se um dos temas mais importantes na mecânica dos solos moderna, devido principalmente à grande ocorrência dos mesmos em várias partes do planeta. Fredlund & Rahardjo (1993) salientam que mais de um terço da superfície do planeta é coberta por regiões áridas e semi-áridas, onde os solos ali existentes permanecem na condição não saturada próximos à superfície do terreno.

Uma vez que é muito comum a ocorrência deste tipo de solo, o conhecimento do comportamento dos mesmos quando submetido a carregamentos e fluxos de líquidos através da sua estrutura, é de suma importância para um bom desempenho de obras de Engenharia Civil como barragens de terra, canais, taludes (naturais ou artificiais), etc. Desta forma, modelar o comportamento destes solos, tornou-se uma necessidade para a engenharia geotécnica.

## **1.2 - Objetivo da Dissertação**

O objetivo principal desta dissertação consiste na modelagem numérica da elevação de subpressões ocorrida à jusante do dique A, que faz parte da Usina Hidroelétrica de Sobradinho (UHS) – CHESF, assim como as ações corretivas adotadas para garantir a estabilidade da obra. O dique A é uma barragem de terra do tipo zoneada e as simulações numéricas serão feitas considerando o regime estacionário de fluxo para a condição de reservatório em seu nível máximo de enchimento. A simulação numérica será feita com o programa computacional CODE\_BRIGTH (Olivella et al, 1996) que é baseado na técnica de elementos finitos.

As etapas da simulação numérica constam de um pré-processo, processo e pós-processo. Nos casos analisados nesta dissertação não houve necessidade de se definir condições iniciais uma vez que as análises foram feitas para o regime estacionário.

Na modelagem numérica, novos parâmetros foram considerados na análise do fluxo de água em solos não saturados, a saber: a curva de retenção, representada no presente trabalho pela expressão de VAN GENUCHTEN e as permeabilidades relativas, dadas em função do grau de saturação.

Como vantagens diretas da modelagem considerando solos não saturados em barragens tem-se:

- Obtenção automática da distribuição das pressões da água e graus de saturação ao longo de toda a seção transversal da barragem.
- Obtenção automática da linha freática.
- Consideração da ocorrência de fenômenos importantes que podem vir ocorrer em barragens de terra, como por exemplo, sifonamento capilar.
- Permite a verificação de várias hipóteses com a mesma malha de elementos finitos.

A modelagem numérica é importante tanto na previsão de situações que possam vir a ocorrer numa obra de engenharia, como para definir os locais mais adequados para a instalação de um programa de instrumentação, a fim de acompanhar o comportamento da mesma durante e após a sua construção, servindo também para a otimização dos projetos. O exemplo do ocorrido no dique A na Usina Hidroelétrica de Sobradinho, mostrou a importância de se instrumentar obras de terra, permitindo seu acompanhamento e a tomada de ações corretivas quando estas forem necessárias. No caso de barragens de terra no nordeste brasileiro, a

instrumentação e acompanhamento das leituras dos mesmos são itens de segurança fundamentais que vem sendo negligenciados freqüentemente pelas autoridades e proprietários das barragens.

### **1.3 - Organização da Dissertação:**

A presente dissertação foi dividida em seis capítulos, sendo assim distribuídos:

- O capítulo 1, consta de uma introdução, objetivo da tese e a organização da mesma.
- O capítulo 2, consta dos relatos dos fatos ocorrido na obra, isto é, todos os dados referentes à elevação de subpressões no dique A, a partir do ano de 1990, conforme informações fornecidas pela CHESF.
- No capítulo 3, foi dada ênfase à teoria sobre fluxo de água em meios porosos não saturados: as leis de conservação de massa de água e as leis constitutivas que definem os parâmetros dos materiais usados na modelagem.
- O capítulo 4 foi dedicado à modelagem numérica, onde se fez comentários a respeito da ferramenta de trabalho utilizada, o programa computacional CODE\_BRIGTH, suas principais características e aplicações. Também é feita a descrição dos materiais, incluindo a descrição das curvas de retenção e permeabilidades para cada material constituinte do dique A.
- No capítulo 5, foi feita uma análise dos resultados obtidos na modelagem numérica aplicadas aos casos considerados em estudo, comparando-se os resultados calculados pelo CODE\_BRIGTH com os dados das leituras efetuadas nos piezômetros instalados no dique, principalmente naqueles

onde ocorreram as maiores elevações de subpressões. Também foram comparados os resultados obtidos nos outros onze piezômetros instalados após a implantação das ações corretivas (implantação do sistema de poços de alívio e execução de um tapete impermeável à montante do dique) objetivando a redução das subpressões no pé do talude de jusante do dique.

- O capítulo 6 consta das conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

## CAPÍTULO 2 – DESCRIÇÃO DO ARRANJO GERAL DAS OBRAS NA USINA HIDROELÉTRICA DE SOBRADINHO (UHS).

### 2.1 - Localização da obra

O dique A que será analisado neste trabalho, faz parte do Complexo Hidroelétrico de Sobradinho (UHS) de propriedade da CHESF (Companhia Hidroelétrica do São Francisco) e está localizada no rio São Francisco, 60 Km à montante das cidades de Juazeiro-BA e Petrolina-PE. O reservatório proporciona regularização plurianual com garantia de vazão mínima igual a  $2060\text{m}^3/\text{s}$ .

A Usina Hidroelétrica de Sobradinho é composta pelos diques A, B, C, D, barragens direita e esquerda, vertedouro de superfície, descarregador de Fundo, com capacidade de  $22080\text{ m}^3/\text{s}$ , casa de força a céu aberto com 06 unidades de 175MW cada. O projeto inclui também tomada d'água para irrigação e eclusa para navegação. A figura 2.1 mostra o arranjo geral das principais estruturas.

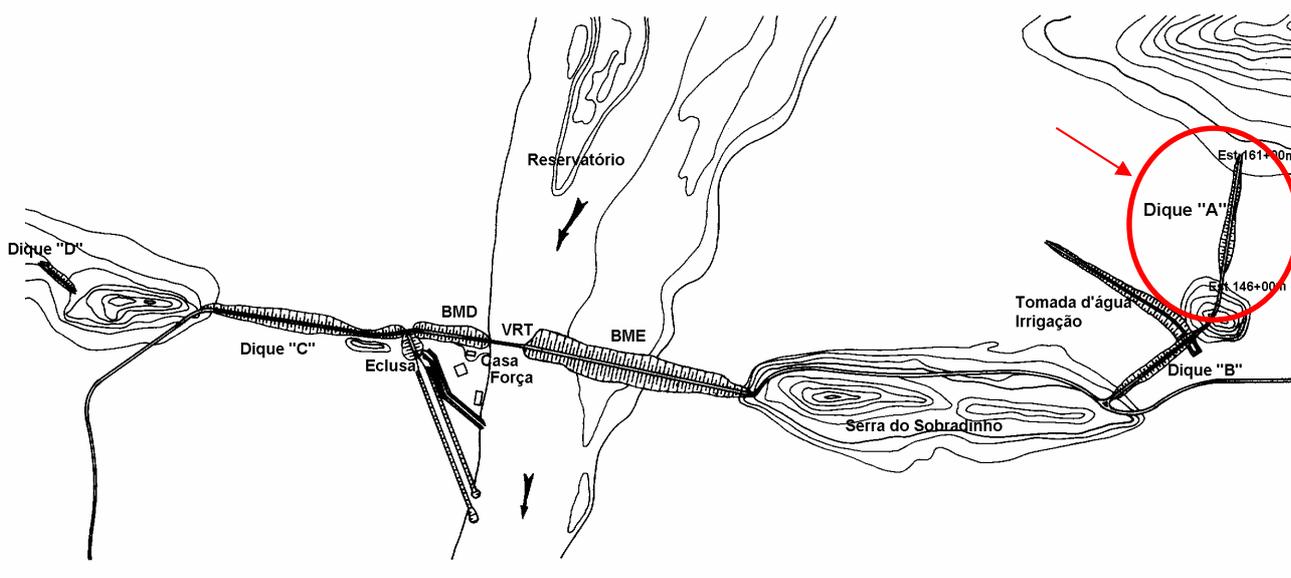


Figura 2.1 – Arranjo geral das obras do Complexo Hidroelétrico de Sobradinho (CHESF,1997).

## 2.2 – Descrição do Dique A

O Dique A é uma estrutura de solo compactado, isto é, uma barragem de terra do tipo zoneada com núcleo central de areia silto-argilosa: envolvido por um contra-núcleo formado de pedregulho e/ou cascalho silto-argiloso. Entre o núcleo e o contra-núcleo de jusante e no contato deste com a fundação, foi introduzido uma camada de areia média limpa, constituindo o sistema de drenagem interna que tem a finalidade de dissipar subpressões e evitar saídas de água de percolação à jusante do pé da barragem. E, entre o núcleo e o contra-núcleo de jusante foi introduzido um filtro vertical de areia média limpa, com a finalidade de: além de captar águas no núcleo, distribuir tensões de contato, evitar trincas que por ventura ocorram no núcleo e se estendam para jusante e obturar as trincas no cut-off de argila dispersiva. A distribuição do pedregulho silto-argiloso envolvendo o núcleo também tem a vantagem de dispensar transição em camadas múltiplas entre contra-núcleos e as camadas de pedras de proteção dos taludes. Ainda, os pedregulhos silto-argilosos têm a propriedade de auto-colmatação de trincas por ser um material bem graduado e com frações finas, muitas vezes, sem plasticidade. Essa é uma propriedade importante por se tratar de uma barragem em cujo núcleo (cut-off) de baixa permeabilidade se utilizam argilas dispersivas, muito sensível a fluxos de água concentrados em trincas (Nakao, H.; G. de Oliveira; Nazário, Francisco; Shayani, Sohrab – relatório da Hidroservice - CHESF). O contato entre o núcleo e o contra-núcleo de montante foi feito em talude suave 1.0(V): 1.5(H), para evitar que a diferença dos módulos de deformabilidades dos materiais de cada uma dessas zonas não criasse tensões de tração responsáveis pelo aparecimento de trincas. Os materiais usados na construção do dique A são os solos coluvionares que se



### **2.3 – Descrição geológica da fundação do dique.**

A barragem de Sobradinho (UHS), integrante do sistema de aproveitamento hidroelétrico do rio São Francisco, situa-se no Nordeste Brasileiro, que abrange uma vasta região de clima árido e topografia suave. No local de implantação das obras, esta fisionomia topográfica suave é quebrada por alguns morros de quartzito, alinhados transversalmente ao rio e elevando-se a mais de 200m acima do peneplano. Ligando-se entre si, estes morros e atravessando o leito do rio, as obras de terra se estendem por 13Km, sobre vários tipos de fundações. Também os materiais usados na construção apresentam diferenciações conforme se trate de jazidas para o maciço da barragem ou para os diques.

Os diques A e B, na margem esquerda, estão implantados nas selas topográficas distantes cerca de 5Km do rio, orientados, quase que paralelamente a ele (figura 2.1), onde predominam superficialmente o solo coluvionar no trecho central e talus nos pés dos morros que servem de ombreiras. Abaixo da camada de colúvio e talus, ocorre uma camada de solo de alteração de xisto, filito e anfibólio, com cerca de 6,0m de espessura no trecho central, que gradativamente vai diminuindo à medida que se aproxima das ombreiras. Essa diminuição de espessura era esperada, uma vez que os quartzitos que constituem os morros das ombreiras são resistentes ao processo de decomposição. Acrescenta-se a esta influência do tipo de rocha na diferenciação da espessura da camada de solo de alteração entre as ombreiras e o trecho central, a influência da água subterrânea que se faz sentir mais acentuadamente nas áreas baixas que são os trechos centrais. Abaixo das camadas de solo de alteração, ocorrem xistos, filitos e anfibólitos alterados e quartzitos quase são. As estruturas das camadas destas rochas são quase verticais e com orientação geral, aproximadamente, perpendicular aos eixos dos

diques. As falhas geológicas que ocorrem nesta área são verticais e paralelas à orientação das camadas, com largura da ordem de 5,0m, preenchidos com solos de alteração. Quando as falhas atingem camadas de quartzitos, não ocorrem estes preenchimentos e constituem-se em zonas bastante permeáveis.

As escavações realizadas na fundação para retirada de solos coluvionares, constituídos de areia silto-argilosa, castanha amarelada, de média a baixa plasticidade e pedregulho silto-argiloso, tiveram como objetivo, remover solos com grandes variações de densidades naturais, procurando minimizar a ocorrência de recalques diferenciais devido à saturação dos mesmos.

Paralelamente ao eixo longitudinal do dique foi escavada uma trincheira de interceptação de fluxo de água, através do solo de alteração. Essa trincheira foi colocada onde a pressão vertical sobre a fundação é máxima, com o objetivo de aumentar a estanqueidade no contato do maciço com a fundação.

#### **2.4 – Elevação das subpressões.**

No período compreendido entre os anos de 1990 e 1997, observou-se uma variação do nível d'água de montante e dos níveis nos piezômetros. Observa-se que a partir de 1990 houve um acréscimo progressivo nas subpressões máximas correspondentes ao nível de enchimento do reservatório (figura 2.3). No início do ano de 1997, com o re-enchimento do lago, após o período de estiagem nos anos de 1995 e 1996, os piezômetros PZ-2A e PZ-3A indicaram uma elevação bem acima dos valores anteriormente registrados.

Em junho de 1997, após o re-enchimento do reservatório, registrou-se uma ascensão brusca nos níveis piezométricos à jusante do dique A. As subpressões atingiram valores bem acima dos níveis críticos de subpressões estabelecidos no

projeto, que corresponde a subpressão na cota 384,80m, conforme se pode observar na figura 2.3 e na figura 2.4, com o reservatório na cota 392,50m, comprometendo assim, a segurança do dique A.

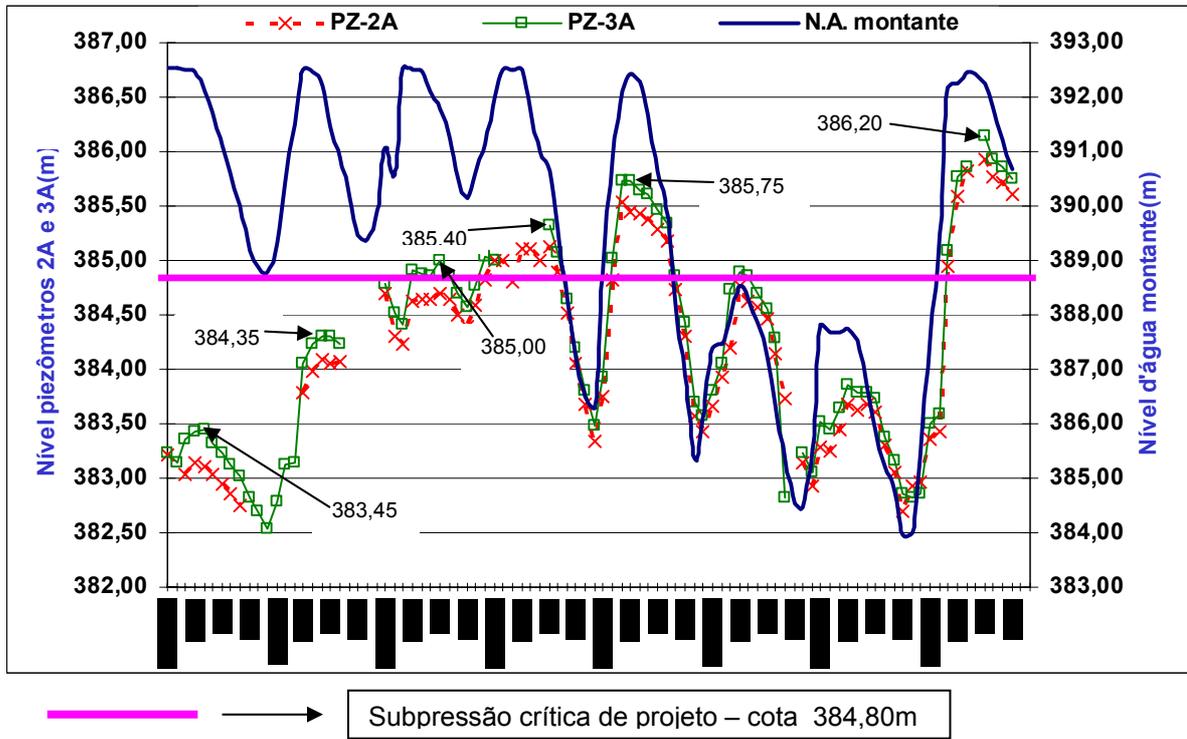


Figura 2.3 –Elevação de subpressão nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A (CHESF,1997).

### SUBPRESSÕES REGISTRADAS PELOS PIEZÔMETROS PZ-A2 E PZ-A3 COM RESERVATÓRIO NA EI. 392,50 m

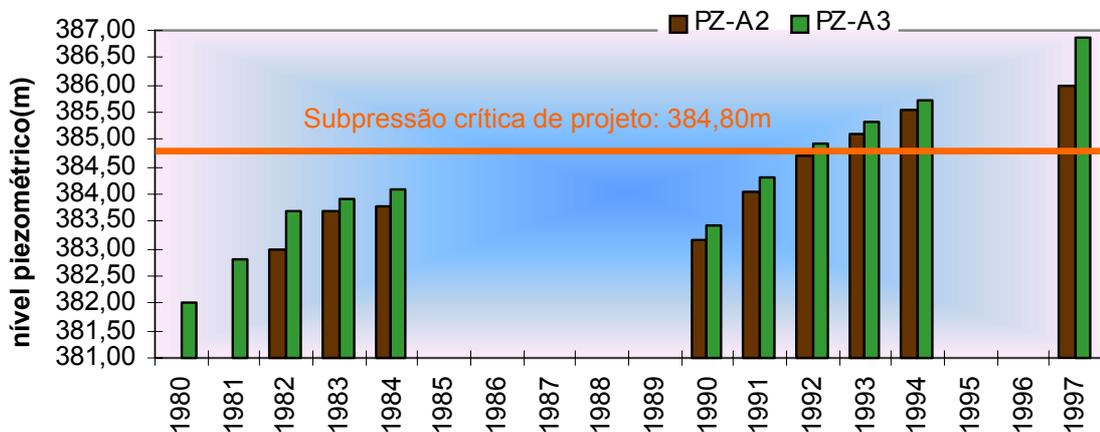


Figura 2.4 –subpressões nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A (CHESF,1997).

Quando o reservatório atingiu em maio de 1997 sua cota máxima normal de operação, EL. 392,50m, os valores medidos pelos piezômetros PZ-2A e PZ-3A registraram respectivamente níveis de 1,19m e 1,34m, acima do valor teórico, EL. 384,80m, definido no projeto como crítico. Como agravante para elevação das subpressões e diferentemente dos anos anteriores, o lago permaneceu no nível máximo de operação por praticamente cinco meses. As leituras dos piezômetros citados passam a serem diárias e foi observado que ambos apresentaram artesianismo, sendo necessário elevar a cota de boca dos tubos dos piezômetros para continuar com as leituras. O nível piezométrico máximo medido foi EL. 386,20m, para o piezômetro PZ-3A, ou seja, 1.40 m acima do valor crítico teórico de projeto.

Foram realizadas várias inspeções visuais que constataram a ocorrência de áreas fofas, áreas encharcadas, manchas úmidas, exudação e pequenas surgências em vários locais próximos ao pé do talude de jusante do dique A. As leituras efetuadas pelos piezômetros representavam, portanto, uma situação generalizada em uma grande área, e não uma alteração localizada no ponto de medição das leituras dos piezômetros, conforme mostram as figuras 2.5; 2.6; 2.7 e 2.8, a seguir.

As figuras a seguir mostram as conseqüências observadas da elevação de subpressão ocorrida no maciço e fundação do dique A, da Usina Hidroelétrica de Sobradinho, no ano de 1997, vinte anos após o primeiro enchimento do reservatório.

Nas figuras 2.5 e 2.6 pode-se observar o efeito da elevação de subpressão à jusante do dique, com todo o terreno completamente saturado.

Na figura 2.7 pode-se observar a perda da capacidade de suporte do terreno à jusante do dique, devido à elevação de subpressão. Na figura 2.8 observa-se a surgência de água que ocorreu em vários pontos do terreno à jusante.



Figura 2.5 – Saturação do terreno e surgência de água à jusante do dique (CHESF, 1997).



Figura 2.6 - Áreas encharcadas em vários locais à jusante da barragem (CHESF, 1997).



Figura 2.7 –Perda aparente da capacidade de suporte do solo (CHESF, 1997).



Figura 2.8 – Pontos de surgência à jusante, próximo ao pé do talude do dique A (CHESF, 1997).

Para efetuar o controle das subpressões, em setembro de 1997 optou-se pela implantação de um sistema de poços de alívio, interligados com uma trincheira drenante ao longo do pé do dique A, conforme pode ser observado nas figuras 2.9; 2.10; e 2.11; de modo que as subpressões voltassem a ficar abaixo do valor limite crítico especificado no projeto, existindo também uma garantia de não ocorrer o carreamento de material, devido à ação da força de percolação da água, com a utilização de filtros adequados. As subpressões elevadas estão localizadas no vão central do dique, na região de maior altura, em horizontes com profundidades entre 9,0m e 12,00m. Foram instalados piezômetros adicionais, objetivando esclarecimento das causas da elevação das subpressões, e para realizar um acompanhamento, a longo prazo, da alternativa adotada. Desta forma, na parte central do dique A, entre as estacas 149,00+70,00m e 154,00+10,00m,

correspondendo a 440m, foram executados junto ao pé do talude de jusante do dique, 108 poços de alívio, espaçados de 4,00m e com uma profundidade média de 14,00m. Os poços têm um diâmetro externo de 4”(10cm) e são preenchidos com areia lavada, obedecendo a seguinte granulometria:  $0,2\text{mm} \leq \phi \leq 2\text{mm}$  e  $D_{85} > 1,6\text{mm}$ . Esta areia de preenchimento envolve um tubo de  $\frac{1}{2}$ ”, perfurado a cada 1,0cm, nas quatro geratrizes, com furos de diâmetro igual a 0,79mm( $1/32$ ”).

Esses valores foram definidos atendendo aos critérios de filtro de Bertram-Terzaghi, considerando o solo a ser protegido, uma areia silto-argilosa, com uma faixa granulométrica resultante dos ensaios realizados para definição das jazidas na área, durante o período, construtivo, tendo:  $D_{15\text{med}}=0,002\text{mm}$ ,  $D_{15\text{max}}=0,018\text{mm}$ ,  $D_{85\text{min}}=0,04\text{mm}$  e  $D_{85\text{med}}=0,3\text{mm}$ .



Figura 2.9 –Execução dos poços de alívio à jusante do dique (CHESF, 1997).



Figura 2.10 –Execução da trincheira drenante para coleta das águas dos poços (CHESF, 1997).



Figura 2.11 – Sistema de poços de alívio e trincheira de drenagem concluídos à jusante do dique (CHESF, 1997).

Os poços estão interligados na elevação 384,00m a uma canaleta de drenagem longitudinal, afastada 3,50m do pé do talude, aliviando as pressões neste nível, garantindo a estabilização das subpressões abaixo dos limites críticos definidos no projeto EL 384,80m. Esta canaleta contém um tubo de drenagem em PVC rígido de diâmetro de 100mm envolto em cascalhinho e conduz as águas drenadas pelos poços de alívio para o canal de descarga de drenagem do dique A, onde são efetuadas as medições de vazões. A figura 2.12 mostra um corte típico do poço de alívio.

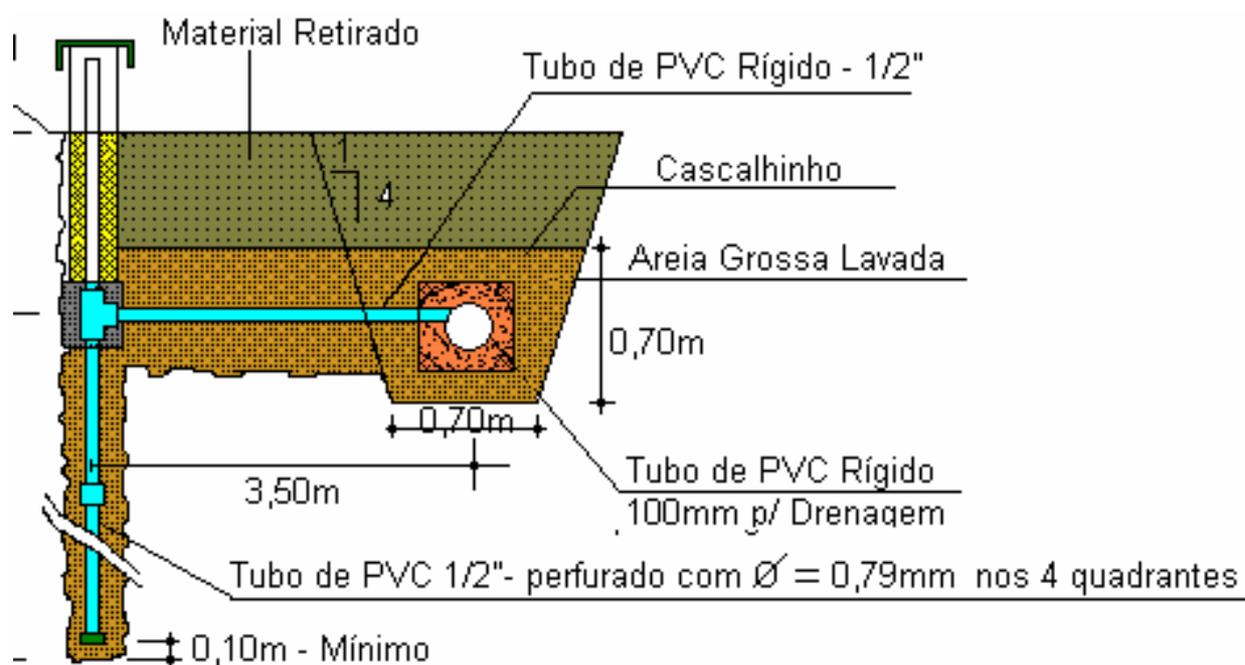


Figura 2.12 – Esquema de construção dos poços de alívio e drenagem (CHESF, 1997).

Em setembro de 1997 foi iniciada a execução dos poços de alívio e em dezembro de 1997, todos os poços já estavam prontos e interligados a canaleta de drenagem, coincidindo com o período de re-enchimento do reservatório. A figura 2.13 mostra os níveis d'água medidos antes e após a interligação dos mesmos com a canaleta de drenagem. Observa-se a eficiência do sistema de alívio no

rebaixamento das subpressões, eliminando os artesianismos e controlando as pressões a nível teórico de projeto, independentemente das variações do nível d'água do reservatório (figura 2.13).

### DIQUE "A" PIEZÔMETROS 2A e 3A - julho/97 a maio/98

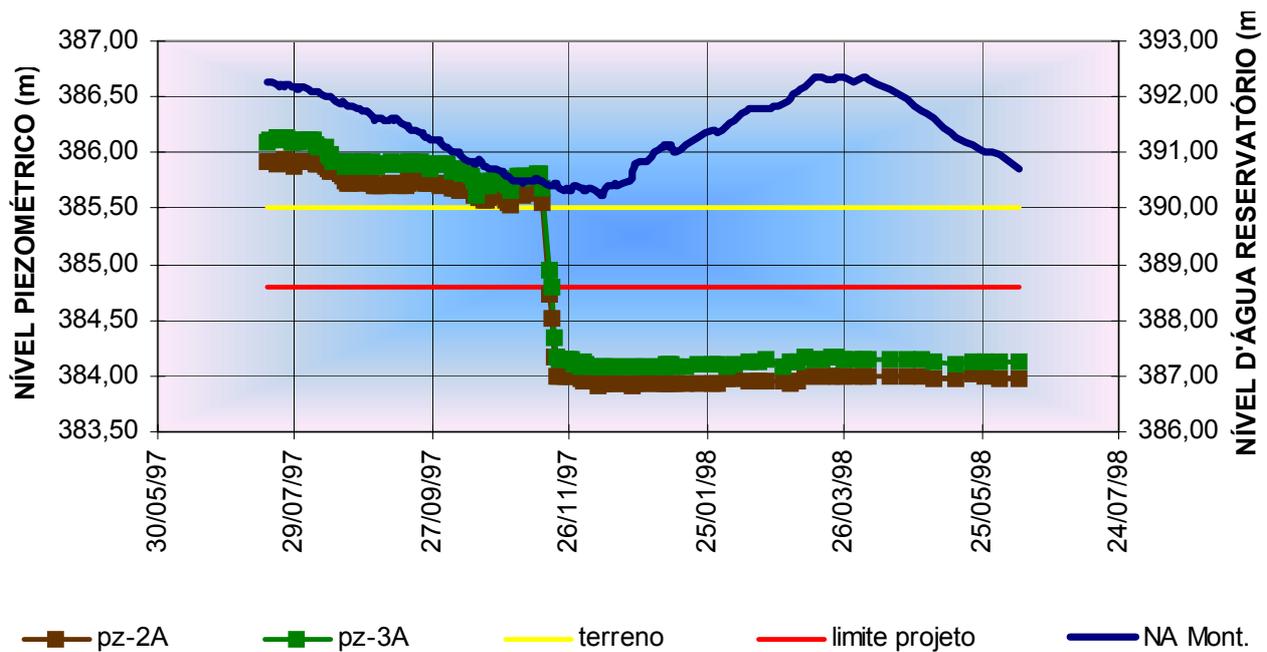


Figura 2.13 – Níveis de água nos piezômetros, antes e após a instalação dos poços de alívio (CHESF, 1997).

No segundo semestre de 1998 foi realizado a execução do tapete impermeável à montante do dique A, com a finalidade de reduzir ainda mais as subpressões observadas nas leituras realizadas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A, após a execução do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante do dique, já que o tapete aumentará o caminho de percolação da água pela fundação do dique. A seguir será apresentado um quadro resumo dos eventos ocorridos no dique A de Sobradinho, desde a sua construção até a execução das soluções definidas para a redução da elevação das subpressões observadas nos piezômetros citados.

Quadro 2.1 - Quadro resumo dos eventos ocorrido no dique A da UHS.

<b>Data</b>	<b>Eventos</b>
mar/77	Construção do dique A
Mai/77	Instalação dos piezômetros PZ-2A e PZ-3A
jun/97	Níveis piezométricos ultrapassam o crítico de projeto
dez/97	Instalação dos poços de alívio
2ºsem./98	Execução do tapete impermeável e instalação de novos piezômetros

## **CAPÍTULO 3 – FLUXO DE ÁGUA EM MEIOS POROSOS NÃO SATURADOS.**

### **3.1 - Fluxos de água em solos não saturados.**

Dependendo das condições climáticas predominantes nas regiões onde os solos se desenvolvem (já que o clima é um importante fator na formação dos solos, pois é através do intemperismo que as rochas sofrem uma degeneração físico-química, e tal degeneração imprime ao material características que são refletidas nas propriedades mecânicas dos mesmos), os solos podem ter seu comportamento mecânico governado pelos princípios da mecânica dos solos saturados ou não saturados. São vários os fatores associados ao clima que afetam a formação e o comportamento mecânico dos solos. Podem-se agrupar estes fatores em dois (Progress Report – Tropical's, 1985):

- Fatores preparatórios – O clima atua como agente intemperizador ou laterizador.
- Fatores deflagatórios – O clima atua como agente instabilizador de um equilíbrio estabelecido.

Os agentes instabilizadores definem, por exemplo, a condição de saturação ou não saturação de um solo. A alteração do estado de saturação de um solo, tem conseqüências importantes para a análise das obras e problemas de engenharia. A dessaturação pode se dar por evaporação, por evapotranspiração dos vegetais ou drenagem. A formação de trincas ao ocorrer a dessaturação, é induzida pelo gradual ressecamento do solo. Estas trincas podem em muitos casos instabilizar taludes e fundações. A saturação do solo pode se dar por precipitação pluviométrica, vazamento em tubulações de água, irrigação, elevação do lençol freático, etc.

Contudo na maioria dos casos não é preciso atingir a total saturação para se observar alterações no comportamento mecânico dos solos. Na prática da engenharia geotécnica a influência da água intersticial nos vazios do solo é freqüentemente explicada em termos de grau de saturação do material. O grau de saturação pode ser alterado por fluxos de água, e a taxa de mudança do grau de saturação é uma das propriedades hidráulicas (ou seja permeabilidade) do solo. O movimento relativo entre água intersticial e grãos de solo é também fortemente influenciado pela permeabilidade da matriz do solo. Esse movimento de água, se não controlado adequadamente, pode contribuir significativamente para a desestabilização da estrutura do solo. O comportamento de um maciço de solo sob fluxo transiente de água requer que o comportamento mecânico e hidráulico dos solos componentes, durante o processo gradual de saturação, seja previsto. Este comportamento deve ser descrito usando uma teoria capaz de descrever o comportamento do solo em ambas as condições, saturada e não saturada. A teoria deve também prever uma transição suave entre estas duas condições (MARINHO & PEREIRA, XI COBRAMSEG, 1998).

Para aqueles solos que estão abaixo do nível d'água, as poro-pressões são positivas e os solos estão normalmente saturados. Já para aqueles solos que se encontram acima do nível d'água, em geral as poro-pressões são negativas e os solos são ditos não saturados.

Na construção de obras de terra, no nosso caso, barragens de terra, os solos utilizados são geralmente na condição não saturada, e deve-se estudar o comportamento desses solos quando submetidos ao fluxo de água através de suas estruturas.

Os solos não saturados são meios porosos constituídos por quantidades distintas de frações sólidas, líquidas e gasosas (figura 3.1).

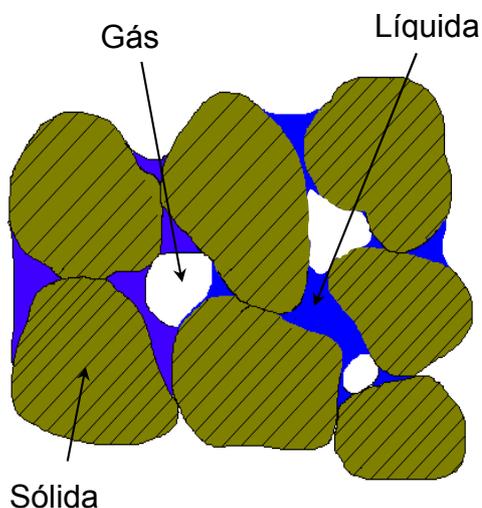


Figura 3.1 – Esquema das fases componentes do solo não saturado.

A água e o ar se deslocam no interior do meio poroso por ação de forças derivadas de gradientes de potencial (Jucá, J.F.T. – 1990). O fluxo de água pode ser originado por um gradiente de carga hidráulica (carga de elevação mais carga de pressão).

O estudo de fluxos de água em meios porosos não saturados tornou-se ferramenta indispensável ao engenheiro geotécnico. No meio poroso não saturado, a percolação de água, merece destaque em diversas obras de geotecnia, tais como: barragens de terra, aterros, taludes, etc.

O fluxo em solos não saturados pode ocorrer em duas fases, a saber: a fase líquida e a fase gasosa. Lloret e Alonso (1980) consideram o fluxo simultâneo de líquido e gás onde cada fluido é admitido como contínuo e ocupando completamente o domínio de fluxo. No caso em estudo, o líquido, pode ser composto de água e ar dissolvido e o gás, de ar e vapor d'água. A consideração de vapor d'água é

importante quando existe a presença de um gradiente de temperatura elevado e o grau de saturação no meio poroso é baixo (Costa, 2000). No caso analisado na presente Dissertação, foi considerado o processo como sendo isotérmico, pois em ambientes úmidos, a umidade é elevada e as diferenças de temperatura no meio poroso considerado são praticamente insuficientes para provocar o fluxo de água na forma de vapor. Neste trabalho só será considerado o fluxo de água na fase líquida.

Os fluxos podem ser classificados de acordo com:

- As características do meio poroso.
  - isotrópico / anisotrópico
  - homogêneo / heterogêneo
  - deformável / indeformável
- As características do fluido percolante.
  - compressível / incompressível
- O regime do fluxo
  - laminar (lei de Darcy) / não laminar
  - estacionário / transiente

O fluxo de fluidos em meios porosos é governado pelas leis de conservação de massa e pelas relações constitutivas que relacionam as variáveis dependentes.

A equação de conservação de massa (equação de continuidade) que rege os fluxos em meios porosos é dada por:

$$\frac{\partial(\rho_{\alpha}\phi S_{\alpha})}{\partial t} = -\nabla \cdot (J_{\alpha}) + F_{\alpha} \quad (3.1)$$

O índice  $\alpha$ , representa a fase que pode ser líquida (l) ou gasosa (g).

- $\rho_{\alpha}$  - densidade da fase.

- $\phi$  - porosidade.
- $S_\alpha$  - grau de saturação na fase.
- $\nabla$  - Operador divergente.
- $J_\alpha$  - fluxo da fase.
- $F_\alpha$  - fonte/ sumidouro.

Onde, o primeiro membro da equação representa o termo de armazenamento de massa da espécie nas fases consideradas. O primeiro termo do segundo membro da equação representa o termo de fluxo da espécie nas fases consideradas e o segundo termo do segundo membro representa o termo de fonte/ sumidouro.

Ou seja, a equação acima quer dizer que considerando um volume elementar representativo (VER) do meio poroso, a equação de conservação diz que a variação da quantidade de massa de fluido acumulada no volume do meio poroso é igual ao fluxo de massa de fluido que o atravessa mais a quantidade de massa de fluido, adicionados a VER, através de fontes ou sumidouros (Santos, E.A. 2002).

Para a fase líquida tem-se a seguinte expressão para a equação de conservação:

$$\frac{\partial(\rho_l \phi S_l)}{\partial t} + \nabla \cdot (J_l) = 0 \quad (3.2)$$

Onde o fluxo de líquido no meio poroso não saturado continua sendo dado pela lei de Darcy. O fluxo mássico de água será dado por:

$$J_l = \rho_l q_l \quad (3.3)$$

onde  $q_l$  é o fluxo volumétrico de Darcy, ficando a equação de balanço de massa de água escrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial(\rho_l \phi S_l)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_l q_l) = 0 \quad (3.4)$$

O primeiro termo da equação da continuidade representa o termo de armazenamento de massa de água (isto é, a variação de massa da água com o tempo, em um determinado volume de controle). O segundo termo da equação representa o fluxo do fluido (isto é, o divergente do fluxo de massa do fluido, no volume considerado).

O primeiro termo da equação de balanço de massa de água, pode ainda ser da seguinte maneira que segue:

$$\frac{\partial(\rho_l \phi S_l)}{\partial t} = \rho_l \phi \frac{\partial(S_l)}{\partial t} + \rho_l S_l \frac{\partial(\phi)}{\partial t} + \phi S_l \frac{\partial(\rho_l)}{\partial t} \quad (3.5)$$

Em que, o primeiro termo no segundo membro representa a curva de retenção, o segundo termo da equação no segundo membro representa a deformação do meio, e o terceiro termo no segundo membro representa a compressibilidade da água (notas de aula da disciplina Fluxo multifásico do mestrado - Costa, L,M, 2004).

### 3.2 – Lei de Darcy

A lei de Darcy, desenvolvida em 1856 pelo engenheiro Francês Henry Darcy, em que considera o solo saturado, o fluxo laminar, o meio homogêneo, e o fluido incompressível. A lei de Darcy estabelece relações básicas entre a vazão e o gradiente hidráulico que podem ser modificados (adaptados) de diversas formas, no intuito de modelar uma variedade de fluxos laminares, estacionários e/ou transientes. A lei estabelece que a vazão volumétrica  $Q$  de um fluido homogêneo

através de um meio poroso é proporcional ao gradiente hidráulico ( $\Delta H$ ), à área da seção transversal ( $A$ ) e inversamente proporcional ao comprimento do elemento considerado ( $L$ ), no meio poroso, na direção do fluxo.

$$Q = K_{sat} i \cdot A \quad (3.6)$$

onde  $K_{sat}$ , denominado de coeficiente de permeabilidade no meio poroso considerado, obtido no ensaio de laboratório, representa a maior ou menor facilidade com que um determinado fluido percola através de um meio poroso e é obtido através do ensaio de permeabilidade realizado em laboratório, e  $i$  é o gradiente de carga hidráulica ( $i = \frac{\Delta H}{L}$ ), ou de outra forma:

$\frac{Q}{A} = q_l = -K_l \cdot \nabla h$	(3.7)
---	-------

onde  $q_l$  é o fluxo volumétrico do fluido,  $K_l$  é a condutividade hidráulica e  $\nabla h$  é o gradiente hidráulico, onde  $K_l$  nesta fórmula é dado por:

$K_l = K_{rel} \cdot \kappa \cdot \frac{\rho_l \cdot g}{\mu_l}$	(3.8)
---	-------

onde  $\rho_l$  é a densidade do fluido considerado,  $g$  é a gravidade, ( $\mu_l$ ) é a viscosidade da água, ( $\kappa$ ) é a permeabilidade intrínseca e ( $K_{rel}$ ) é a permeabilidade relativa.

A lei de Darcy, pode ainda ser apresentada da seguinte forma, considerando o fluido compressível e meio poroso não saturado, a lei de Darcy é dada por (Bear, 1972):

$$q_l = -K_l (\nabla p_l - \rho_l g) \quad (3.9)$$

onde  $K_l$  neste caso, é dado por:

$$K_l = \frac{\kappa}{\mu_l} \cdot K_{rel} \quad (3.10)$$

Na equação (3.10),  $\kappa$  é a permeabilidade intrínseca é função unicamente do meio poroso, cuja unidade é dada em  $m^2$  (comprimento ao quadrado). Esta permeabilidade independe das características ou quantidades do fluido percolante. Pose-se dizer que a permeabilidade intrínseca é função das características do solo, entre as quais, podemos citar: disposição das partículas, porosidade, distribuição dos vazios e densidade dos grãos. Dentre as sugestões que existem, a permeabilidade intrínseca pode ser dada em função da porosidade, através da relação de Kozeny:

$$\kappa = \kappa_{ref} \frac{\phi^3 (1 - \phi_{ref})^2}{(1 - \phi)^2 \cdot \phi_{ref}^3} \quad (3.11)$$

onde  $\kappa_{ref}$  é a permeabilidade intrínseca para a porosidade de referência  $\phi_{ref}$ .

No fluxo multifásico os fluidos (água e ar) presentes interferem no escoamento uns dos outros fazendo com que a permeabilidade efetiva seja menor ou igual à permeabilidade do meio poroso por uma única fase.

Sabe-se que a variação da permeabilidade relativa é não linear e função do grau de saturação. Dentre as relações encontradas na literatura, pode-se adotar a relação:

$$K_{rel} = S_l^\alpha \quad (3.12)$$

onde  $S_l$  é o grau de saturação e  $\alpha$  é uma constante. Pode-se observar na figura - 3.1, a curva que relaciona a permeabilidade relativa com o grau de saturação.

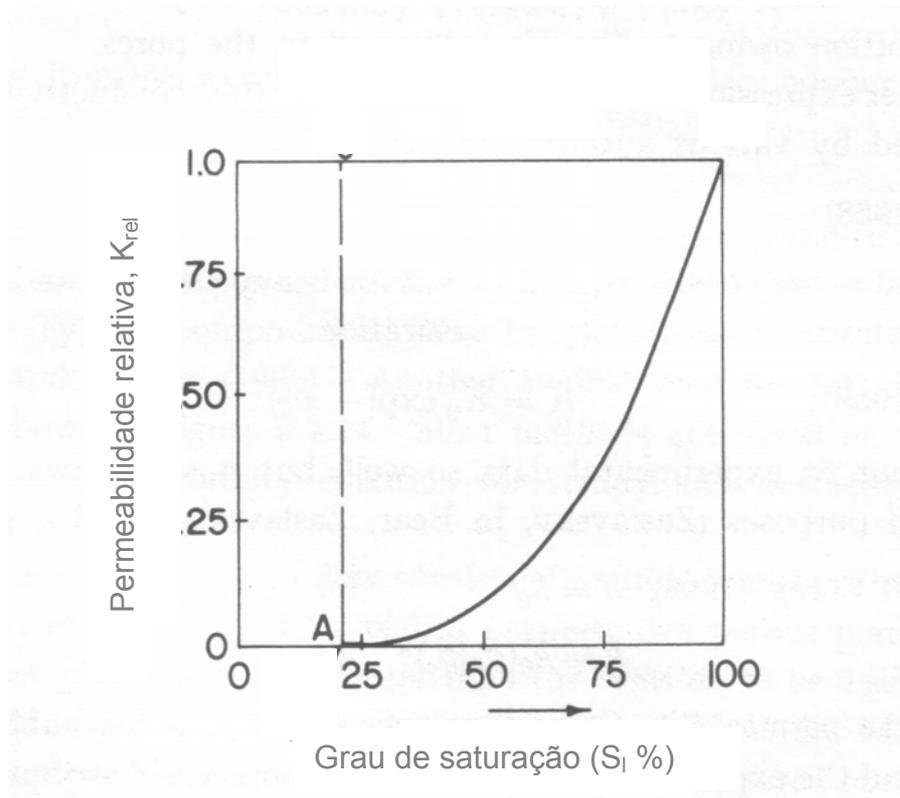


Figura 3.2 - Relação entre a permeabilidade relativa e o grau de saturação

Assim o que determina a facilidade ou dificuldade do fluxo de um fluido através de um meio poroso não saturado é a permeabilidade desse meio ao tipo de fluido percolante.

Assim, o coeficiente de permeabilidade do solo é um parâmetro relacionado com a passagem de um fluido específico, através de sua estrutura. Portanto, o coeficiente de permeabilidade depende, também, das propriedades do fluido percolante. Para cada fluido percolante, o solo terá um determinado coeficiente de permeabilidade.

No estado de completa saturação, todos os espaços entre as partículas sólidas do meio poroso estão conectados por um único fluido percolante. À medida

que diminui o grau de saturação do meio poroso, o ar tende a ocupar os poros que antes estavam ocupados pelo fluido, tendo como consequência:

- Uma rápida diminuição da seção disponível para o fluxo de água, pois o ar tende a ocupar os poros de maior diâmetro.
- Os meniscos de água tendem a diminuir com o aumento da sucção, diminuindo a velocidade de fluxo do fluido e também a permeabilidade do meio poroso ao fluido percolante.
- Como cresce o volume de poros ocupados pelo ar, parte do volume de fluido fica desconectado e como consequência, o fluxo do fluido só será possível, através na fase gasosa.

Diante dos aspectos citados, o coeficiente de permeabilidade de um meio poroso não saturado é fortemente dependente do grau de saturação (ou da sucção matricial). (Jucá, J.F.T. 1990).

O coeficiente de permeabilidade pode ser expresso também como função da sucção do meio poroso. A sucção varia de acordo com a presença de água no solo. Quando o solo está com teor de umidade muito baixo em seus poros, a afinidade do mesmo em absorver água é grande e por isso, a sucção é alta. Para meios porosos com alto teor de umidade em seus poros, este efeito é reduzido e a sucção conseqüentemente decresce de valor.

Desta maneira conclui-se que a permeabilidade do meio poroso ao fluido percolante, decrescerá com o aumento da sucção. Isto é, a permeabilidade do meio poroso ao fluido percolante, anda em sentido contrário ao da sucção. Ver ilustração na figura 3.3. Quanto maior a permeabilidade do meio poroso ao fluido percolante, maior será o grau de saturação do mesmo reduzindo assim a intensidade da sucção mátrica. Quanto menor for a permeabilidade do meio poroso ao fluido percolante,

menor será o grau de saturação, aumentando assim a intensidade da sucção mátrica. Logo, o fluxo de fluidos (água e ar) num meio poroso é governado pela sucção mátrica.

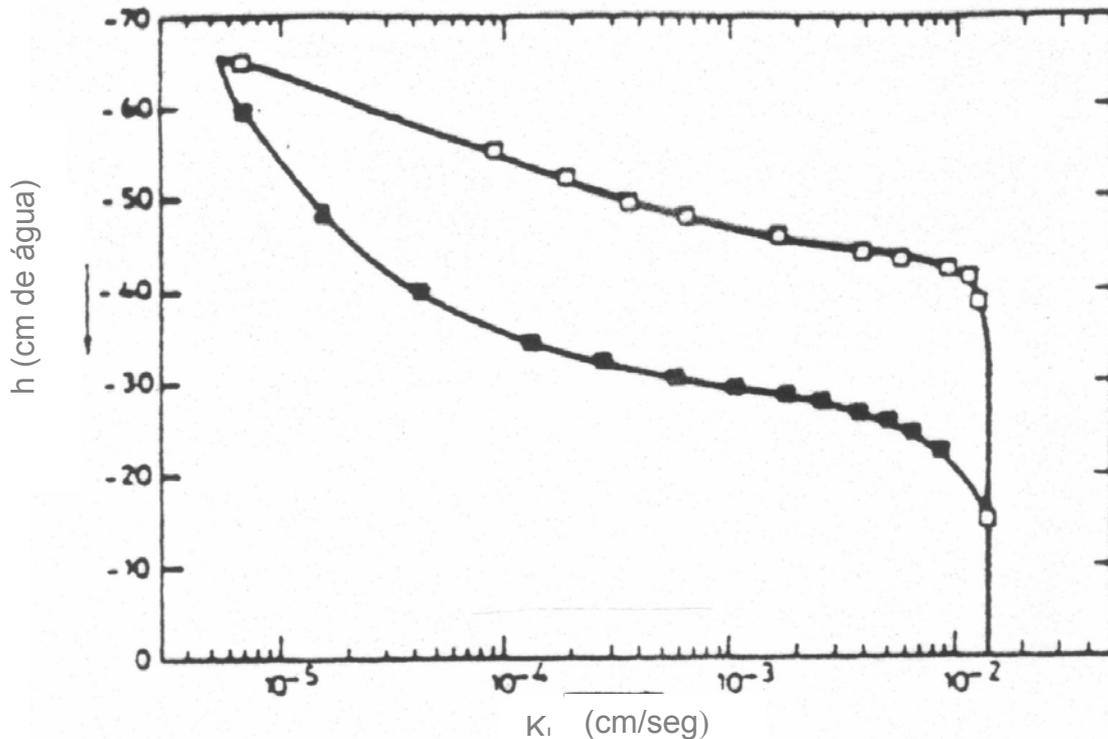


Figura 3.3 –Variação da permeabilidade da água com relação à sucção (Jucá,J.F.T. 1990)

### 3.3 – Determinação da permeabilidade do meio poroso a água, no laboratório e no campo.

Os métodos empregados para determinação da permeabilidade do meio poroso à água, tanto no campo, como no laboratório, são classificados como de carga constante e de carga variável. Dentre os métodos de ensaios de laboratórios empregados, os de carga constante ou de regime permanente, são os mais recomendados. No campo, os ensaios de carga variável vêm sendo utilizados indiretamente para determinação da permeabilidade não saturada.

No laboratório, as duas metodologias utilizadas para determinação da permeabilidade em laboratório são com o permeâmetro de carga constante e de

regime transiente. No primeiro ensaio, determina-se a vazão para um gradiente hidráulico conhecido e sucção controlada. Alguns pesquisadores chegaram a desenvolver este ensaio para determinação da permeabilidade em níveis baixos de sucção, utilizando a célula do oedômetro (Jucá, J.F.T. 1990).

No ensaio de regime transiente faz-se entrar um determinado volume de água (franja capilar) que percola o solo e à medida que essa franja avança, mede-se a sucção do solo em diferentes níveis da amostra. No campo, a determinação da permeabilidade não saturada é bem mais difícil de ser obtida. Algumas técnicas tem sido utilizadas, como o permeâmetro de Guelph, teste Bore-Hole e infiltrômetros (notas de aula no mestrado da disciplina de solos não saturados, professor Fernando Jucá, 2003; Marinho & Pereira, 1998, XI COBRAMSEG).

### **3.4 – Curva de Retenção**

Para um meio poroso não saturado é necessário definir a saturação de cada fase. Quando dois fluidos imiscíveis estão em contato, uma descontinuidade na pressão surge na interface que separa os fluidos. Isto é uma consequência da tensão superficial que existe entre as duas fases de contato. A curvatura da interface naquele ponto depende da magnitude da diferença de pressão, que por sua vez, depende da saturação do meio (BEAR, 1972).

A pressão capilar por definição pela equação de Laplace é dada como sendo a pressão do ar menos a pressão da água, ou seja:

$$p_c = p_a - p_l \quad (3.13)$$

A relação mais comum entre a quantidade de água presente nos vazios do solo e a sucção é a curva de retenção (figura 3.4). A quantidade de água pode ser expressa em termos de umidade volumétrica ( $\theta_w$ ), umidade gravimétrica ( $w$ ), ou grau

de saturação (S%). A curva de retenção descreve a capacidade do meio poroso de reter líquido para uma dada pressão capilar. Geralmente é modelada por uma relação empírica como a de VAN GENUCHTEN (1980), adotada neste trabalho.

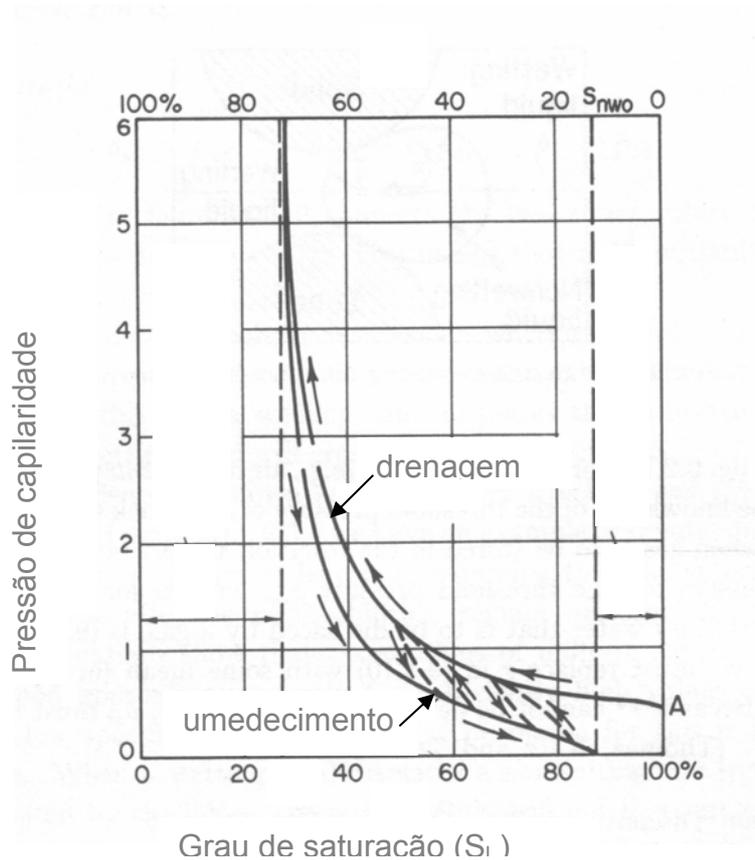


Figura 3.4 - Relação entre pressão de capilaridade e grau de saturação (BEAR, 1973).

A equação de VAN GENUCHTEN pode ser escrita como:

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left\{ 1 + \left( \frac{p_a - p_l}{P_o} \right)^{1/\lambda} \right\}^{-\lambda} \quad (3.15)$$

Onde

$p_a - p_l$ , é a pressão capilar.

$S_e$ , é o grau de saturação efetivo.

$S_{rl}$ , é o grau de saturação residual.

$P_o$ , é a pressão de entrada de ar.

$\lambda$ , é o índice de distribuição do tamanho dos poros.

$S_{ls}$ , é o grau de saturação máxima.

$S_l$ , é o grau de saturação na fase líquida.

Existem três parâmetros do solo, que podem ser identificados na curva de retenção, ver figura 3.5.

- O grau de saturação residual ( $S_r$ ), que é definido como o grau de saturação ao qual, um aumento na sucção mátrica não produz uma variação significativa no grau de saturação.
- O valor da entrada de ar no solo  $P_o$  ou  $((u_a - u_w)_b)$ , que é o valor da sucção que deve ser excedido, antes que o ar penetre nos poros do solo.
- O índice de distribuição do tamanho dos poros ( $\lambda$ ).

A forma da curva de retenção esta associada a algumas características e propriedades do meio poroso, como a geometria, distribuição dos poros e a composição mineralógica da fração fina.

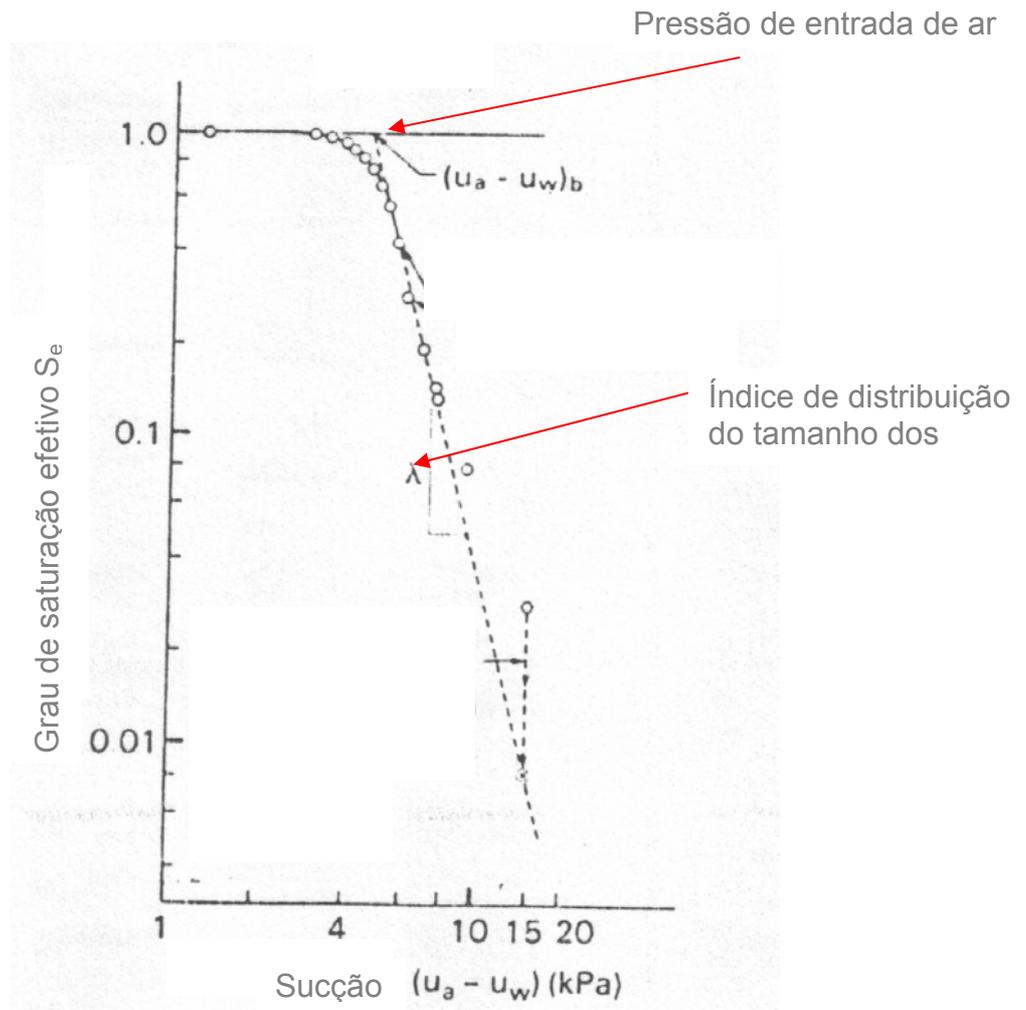


Figura 3.5 – Curva de retenção relacionando sucção e grau de saturação (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Observa-se que solos com granulometria uniforme apresentam grande variação do grau de saturação para pequenas faixas de sucção, enquanto que num solo bem graduado cuja fração fina pode reter uma maior quantidade de água a variação do grau de saturação com a sucção é mais suave (Costa, L.M, 2000), conforme se pode observar na figura -3.6.

Tem-se observado experimentalmente que estas curvas de retenção exibem histerese. Este comportamento histerético afeta diretamente as condições de fluxo do solo não saturado. A natureza deste comportamento é atribuída a diversas causas:

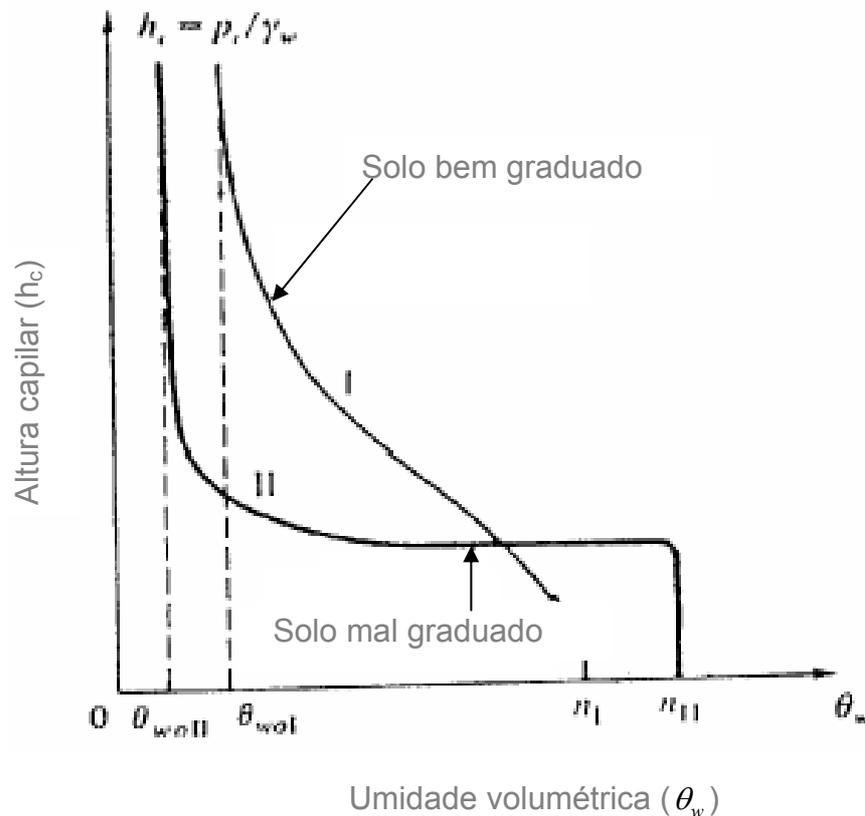


Figura 3.6 – Curva de retenção típica de solo, durante a drenagem (BEAR, 1979).

- O efeito dos diferentes ângulos de contato em processos de umedecimento (avanço do menisco) ou drenagem (retrocesso do menisco).
- A geometria não uniforme dos poros individuais, intercomunicados por pequenas passagens, que dão lugar a que existam condições diferentes no caminho da água, segundo se trate de drenagem ou umedecimento.
- A presença de ar aprisionado nos poros, que dá origem a que um processo de umedecimento, diminua o valor do teor de umidade, inclusive não permitindo a completa saturação, em caso de sucção nula.
- As trocas de estrutura do solo, associadas ao inchamento (em processos de drenagem). (Jucá, J. F.T., 1990).

O comportamento destas curvas é não linear e depende da trajetória seguida (umedecimento ou drenagem) conforme ilustrada na figura 3.7.

A figura 3.7 ilustra uma curva característica típica para solos compactados, onde se podem identificar os pontos principais da curva de retenção (valor de entrada de ar e ponto de saturação residual) e os estágios identificáveis de dessaturação (zona limite de entrada de ar, zona de transição e zona residual de não saturação).

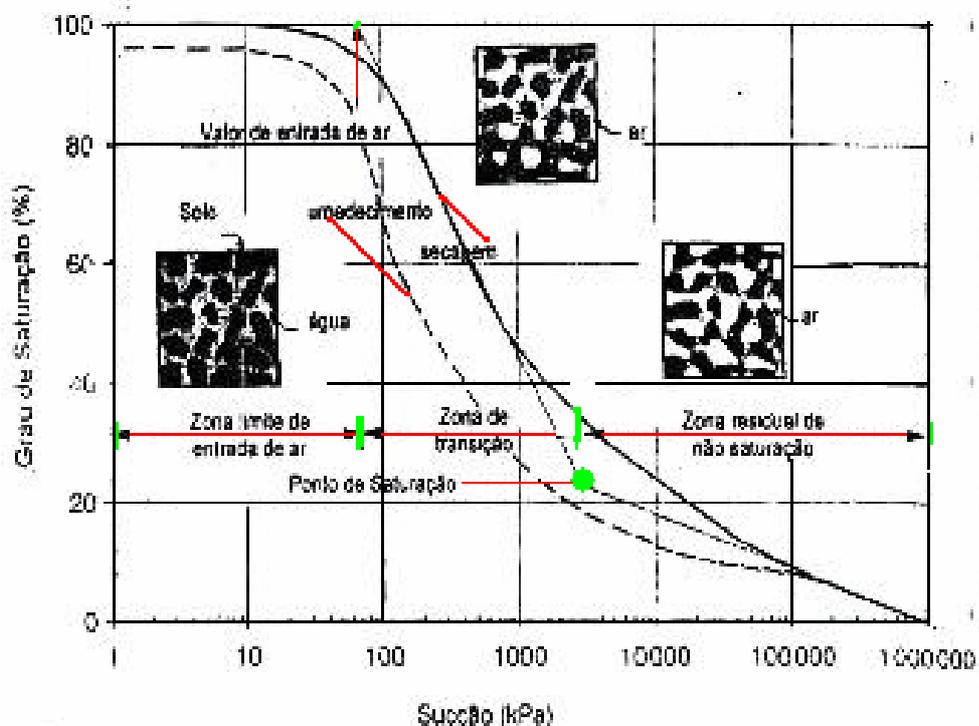


Figura 3.7 –Curva característica típica de solos compactados (Vanapalli et al, 1999)

Essa figura apresenta uma trajetória de secagem e uma de umedecimento.

O primeiro estágio identificável da curva característica, é a zona limite de entrada de ar, que inicia com o valor de sucção próximo de zero e vai até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar. Neste estágio, quase todos os poros do solo encontram-se preenchidos por água. A sucção correspondente à entrada de ar identifica o ponto em que o ar começa a entrar no maior poro do solo não saturado.

O próximo estágio da curva de retenção é a zona de transição, a qual inicia na sucção correspondente ao valor de entrada de ar e termina na sucção correspondente no ponto de saturação residual. O solo começa a dessaturar-se no estágio de transição e o teor de umidade reduz significativamente com o aumento da sucção. O ponto de saturação residual pode ser considerado como o teor de umidade, além do qual, torna-se difícil remover água do solo por drenagem, ou seja, a fase líquida encontra-se descontínua.

O último estágio da curva de retenção é o estágio residual de não saturação, que se inicia no ponto de saturação residual e vai até a máxima sucção, ou seja, aquela correspondente a um teor de umidade muito próximo de zero. Nesse estágio, grandes aumentos de sucção conduzem a variações muito pequenas no teor de umidade (Gehling et al, 2004 – 5º Simpósio Brasileiro de solos não saturados).

Em solos argilosos, o valor de entrada de ar tende a ser maior do que em solos arenosos. Quanto maior o teor de argila espera-se que seja maior a quantidade de água retida para um determinado valor de carga de pressão e mais suave deve ser a inclinação da curva de retenção. Já em solos arenosos, os poros são relativamente grandes e a imposição de um pequeno valor de carga de pressão negativa é, em geral, suficiente para reduzir bastante o teor de umidade.

Do exposto no capítulo 3 podemos salientar que o fluxo de água em meios porosos não saturados depende das características do meio poroso, do fluido percolante e do regime de fluxo, e que o mesmo é fortemente dependente da permeabilidade do meio poroso ao fluido percolante e ao grau de saturação (sucção).

## **CAPÍTULO 4 - DESCRIÇÃO DA FERRAMENTA DE TRABALHO E PARÂMETROS DOS MATERIAIS.**

### **4.1–Descrição da ferramenta de trabalho:**

A simulação do fluxo de água em um meio poroso não saturado, no caso analisado, uma barragem de terra do tipo zoneada, no regime estacionário, foi realizada utilizando o programa de elementos finitos CODE\_BRIGTH (Olivella et al, 1996), cujas características são:

- Permite a resolução de problemas do tipo mecânico (M), hidráulico (H), térmico (T) e geoquímico (G) assim como os possíveis acoplamentos destes: hidro-mecânico (HM), termo-hidráulico (TH), termo-hidro-mecânico (THM), hidro-geoquímico (HG), hidro-mecânico-geoquímico (HMG), termo-hidro-mecânico-geoquímico (THMG).
- Realizam análises em uma, duas e três dimensões.
- Usa leis constitutivas próprias para solos não saturados, sendo cada lei definida por uma série de parâmetros.
- Define condições de contorno próprias dos problemas acoplados THMG.
- Usa critérios de convergência com tolerância para erros absolutos e relativos para cada incógnita e tolerância para erro residual de cada problema.
- Opções de saída (usa distribuição espacial das variáveis em tempos definidos pelo usuário e evolução temporal das variáveis em pontos).

Um exemplo de aplicação do CODE\_BRIGTH à modelagem de barragens de terra foi feito no trabalho de COSTA (2000), onde foi realizada a aplicação de um modelo capaz de simular o comportamento mecânico dos solos não saturados acoplado ao regime de fluxo de forma realista.

No caso em estudo, resolve-se unicamente o problema hidráulico dado pela equação de balanço de massa de água na fase líquida, que é escrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial(\rho_l \cdot \phi \cdot S_l)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_l \cdot q_l) = 0 \quad (4.1)$$

onde:

$\rho_l$  é a densidade da água na fase líquida.

$\phi$  é a porosidade do meio.

$S_l$  é o grau de saturação.

$q_l$  é o fluxo de Darcy.

e completada pelas leis constitutivas, a seguir descritas:

→ Lei de Darcy:

$$q_l = -K_l(\nabla p_l - \rho_l g) \quad (4.2)$$

onde  $K_l$  é a condutividade hidráulica dada por:

$$K_l = \frac{\kappa}{\mu_l} \cdot K_{rel} \quad (4.3)$$

sendo  $k$  a permeabilidade intrínseca,  $K_{rel}$  a permeabilidade relativa (função do grau de saturação) e  $\mu_l$  a viscosidade da água.

→ Curva de retenção, dada pela equação de VAN GENUCHTEN (1980):

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left[ 1 + \left( \frac{p_a - p_l}{P_o} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (4.4)$$

onde  $p_a - p_l$ , é a pressão capilar.

$S_e$  , é o grau de saturação efetivo.

$S_{rl}$  é o grau de saturação residual.

$P_a$  é a pressão de entrada de ar.

$\lambda$  é o índice de distribuição do tamanho dos poros.

$S_{ls}$  é o grau de saturação máxima.

$S_l$  é o grau de saturação na fase líquida.

Desta forma é possível colocar a equação 4.1 toda em função de  $p_l$  que é a incógnita do problema.

Na utilização do CODE\_BRIGTH são definidas três etapas, a saber: pré-processo, processo e pós-processo.

No pré e pós-processo, utiliza-se o programa GID, desenvolvido pelo CIMNE (Centro Internacional para Métodos Numéricos em Engenharia). O GID é um programa gráfico para a definição, preparação e visualização de todos os dados relatados na simulação numérica.

No pré-processo esses dados incluem a definição da geometria (criação de pontos, linhas e superfícies), propriedade dos materiais, condições de contorno e iniciais, discretização do tempo, propriedade do meio (porosidade) e geração da malha de elementos finitos.

No processo são efetuados todos os cálculos, obtendo os valores das incógnitas do problema, utilizando o CODE\_BRIGTH.

No pós-processo são mostradas as opções de saída dos resultados através da distribuição espacial das variáveis em tempos definidos e sua evolução temporal em pontos nodais.

Na abordagem numérica utilizou-se:

- Para integração espacial triângulos lineares de 3 nós.
- Para integração no tempo se utiliza o Método das Diferenças Finitas (MDF) com um esquema implícito. Dois pontos intermediários são definidos para o intervalo de tempo  $(t^k, t^{k+1})$ . Um representa o ponto onde a equação deve ser satisfeita  $(t^{k+\theta})$  e o outro, onde a função não linear é avaliada  $(t^{k+\varepsilon})$ .
- Utiliza o método de Newton-Raphson para a resolução do sistema de equações não lineares, resultantes da discretização espacial e temporal.
- Utiliza gradientes conjugados para resolver o sistema de equações resultante da aplicação de Newton-Raphson.
- Discretização automática no tempo. Aumento ou redução do incremento de tempo de acordo com as condições de convergência ou requerimento para saída.

Nos casos analisados, para se obter a solução no regime estacionário, estabeleceu-se uma condição inicial qualquer e se impôs às condições de contorno do problema deixando-se o CODE\_BRIGHT realizar a análise ao longo do tempo até as variáveis em cada nó da malha não apresentarem mais variações significativas (estacionário).

#### **4.2 – Casos Analisados na simulação Numérica:**

Na simulação do fluxo de água em meios porosos não saturados, aplicados ao caso do dique A da Usina Hidroelétrica de Sobradinho (UHS), no regime estacionário, a análise da elevação da subpressão foi dividida em três casos, a saber:

- No 1º caso, considera-se o dique A funcionando como previsto no projeto, isto é, com o filtro e o dreno desempenhando as funções para as quais foram projetados.
- No 2º caso, considera-se o filtro de areia horizontal colmatado, não conseguindo, portanto, desempenhar as funções de alívio das subpressões que viessem a desenvolver no maciço e fundação do dique A.
- No 3º caso, considera-se, além do filtro de areia horizontal colmatado, a implantação de um sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante. Esta ação corretiva foi responsável pela diminuição das subpressões a níveis seguros fixados no projeto.

Outros possíveis mecanismos causadores do aumento de subpressão no dique (aumento gradativo da permeabilidade da fundação) assim como outra ação corretiva, realizada pela CHESF (execução de um tapete impermeável à montante do dique) foi verificado através da modelagem numérica, porém demonstrou não ter impacto algum com relação ao comportamento hidráulico do dique em comparação aos três casos descritos anteriormente.

Foi realizado também um estudo teórico sobre a possibilidade de ocorrência do fenômeno do sifonamento capilar, que pode vir a ocorrer em barragens de terra, dando destaque para a importância da obtenção da curva de retenção para os materiais envolvidos em sua construção.

#### **4. 3– Condições de Contorno:**

As condições de contorno consistem em considerar à montante do dique, no nível do terreno natural até o pé do talude de montante uma pressão de líquido igual

a 0,1874MPa ( $h \cdot \gamma_l = 9,0 \times 0,009712$ ) correspondente ao nível máximo do reservatório cheio ( $H = 9,0\text{m}$ ). A partir do pé do talude de montante até a cota máxima de água de projeto, considerou-se uma pressão de líquido variável, de 0,1874 MPa até 0,10MPa (atmosférica). No dreno de pé considerou-se uma pressão atuante igual à pressão atmosférica. No nível do terreno natural, à jusante do dique, considerou-se uma fronteira impermeável e no final do terreno natural, à jusante, foi considerado o estado geostático com o nível d'água a uma profundidade de 0,50m. Este nível d'água foi estimado com base nos piezômetros mais distantes PZ-15A, PZ-16A, PZ-17A e PZ-18 do dique.

O fluxo nos nós limite da rocha da fundação são fixados iguais a zero, representando uma condição de contorno impermeável. Na figura 4.1 podem-se ver as condições impostas na modelagem.

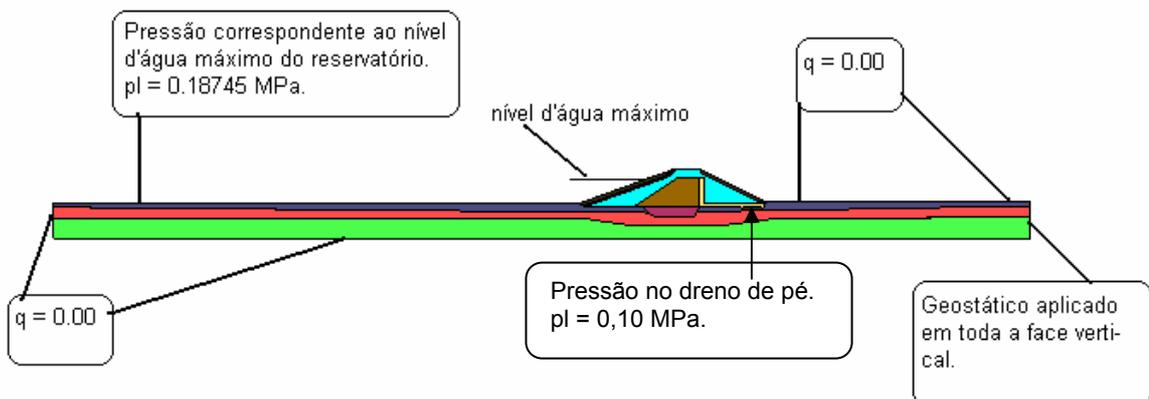


Figura 4.1 - Condições de contorno.

#### 4.4 –Curvas de retenção para cada material do dique:

Para representar o comportamento hidráulico dos materiais utilizados na construção do dique A é necessário descrever duas propriedades fundamentais dos solos não saturados: a curva de retenção, modelada aqui pela expressão de VAN GENUTCHEN (1980), e a condutividade hidráulica.

A determinação da curva de retenção é importante para a compreensão do comportamento de um solo não saturado. Essa curva representa uma função que correlaciona o volume de água dentro dos poros do solo com a energia necessária para a retirada dessa água (pressão negativa de água ou sucção). Ou seja, representa a menor ou maior facilidade de um solo em perder ou ganhar umidade.

O dique A, conforme já foi dito, é composto em seu maciço e fundação por sete materiais, que são: enrocamento, zona de transição, contra-núcleo, núcleo, cut-off, filtro de areia vertical e horizontal e dreno de pé. O dique A, é assentado sobre: solo colúvio, solo de alteração e rocha fraturada.

Para cada um destes materiais, foi definido uma curva de retenção (já que o código numérico exige), uma curva de permeabilidade relativa e a permeabilidade intrínseca.

No caso em estudo, devido a falta de ensaios de campo e de laboratório para determinação das curvas de retenção dos materiais, foram realizadas estimativas dos parâmetros dos materiais ( $P_o, \lambda$ ), onde  $P_o$  e  $\lambda$  (equação 4.4), representam respectivamente, a pressão de entrada de ar no solo e o índice de distribuição do tamanho dos poros, usados na equação de VAN GENUTCHEN (1980), baseadas em curvas típicas existentes na literatura (BEER, 1973; FREDLUND and RAHARDJO, 1993; Costa, 2000; Velloso, 2000; Souza Neto, 2004). Destaca-se a tese de Souza Neto (2004), por haver determinado curvas de retenção de materiais cujas características se assemelham as dos materiais utilizados na construção do dique A da UHS. O material estudado na tese de Souza Neto fica localizado no município de Nova Petrolândia, no semi-árido do estado de Pernambuco – Brasil.

O estudo e definição da curva de retenção dos materiais componentes do dique em estado de não saturação (enrocamento, zona de transição, contra-núcleo e

núcleo) são de suma importância para a obtenção automática do nível de água em um programa MEF (método dos elementos finitos) adaptado para solos não saturados.

Os parâmetros da curva de retenção para cada um dos materiais em estado de não saturação no dique A foram estimados e estão relacionados na tabelas 4.1. Nesta tabela constam os parâmetros das curvas de retenção para o enrocamento, zona de transição e contra-núcleo.

Tabela 4.1 - Relação dos materiais e seus respectivos parâmetros da curva de retenção.

<b>Materiais</b>	<b>parâmetros</b>				
	$P_o$ (MPa)	$\sigma_0$ (MPa/m)	$\lambda$	$S_{rl}$	$S_{ls}$
Enrocamento	0.0005	0.072	0.50	0.10	0.90
Zona transição	0.0005	0.072	0.50	0.10	0.90
Contra-núcleo	0.010	0.072	0.60	0.10	0.90
Núcleo	0.40	0.072	0.70	0.10	0.90
Filtro areia	0.05	0.072	0.55	0.10	0.90

Não foram colocados os parâmetros da curva de retenção para os materiais componentes da fundação (solo colúvio, solo de alteração e rocha fraturada da fundação) e o do cut-off, uma vez que no regime estacionário os mesmos encontram-se saturados.

As curvas de retenção de cada um dos materiais envolvidos na construção do dique A, serão apresentadas a seguir, nas figuras 4.2 a 4.6:

## Curva de retenção do Enrocamento

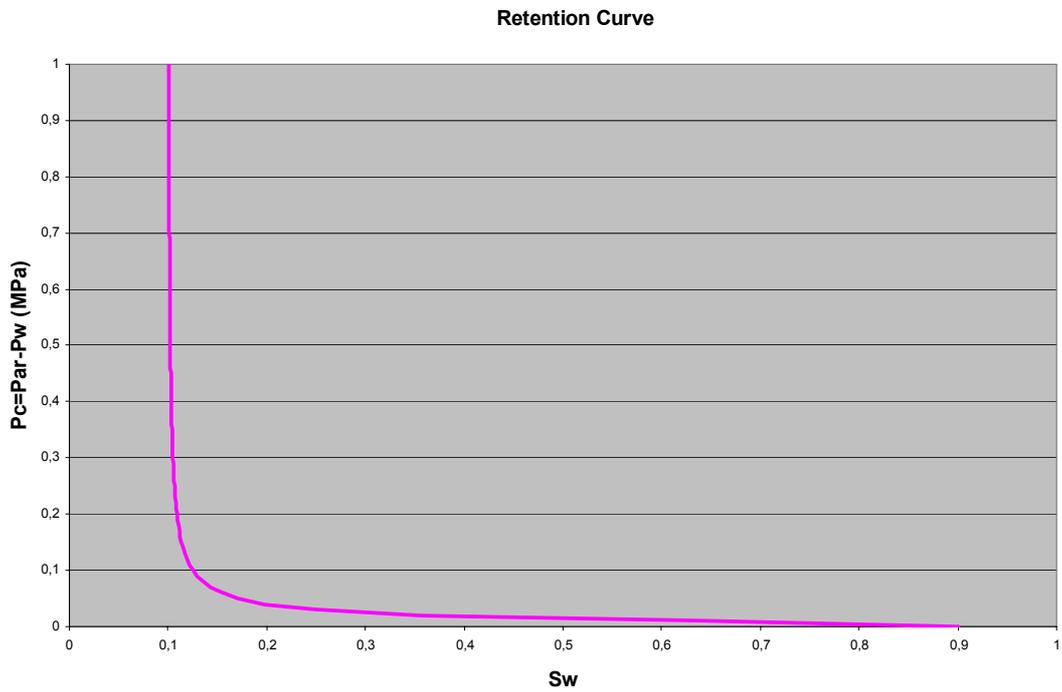


Figura 4.2 – Curva de retenção do enrocamento.

## Curva de retenção da zona de transição.

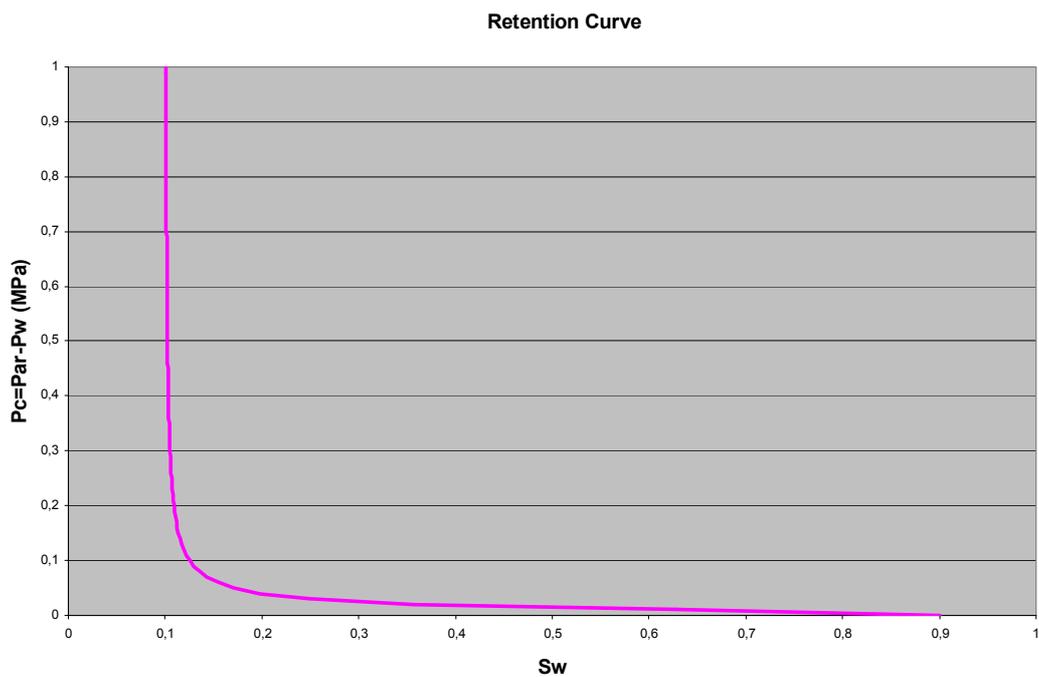


Figura 4.3 – Curva de retenção do material da zona de transição

### Curva de retenção do contra-núcleo.

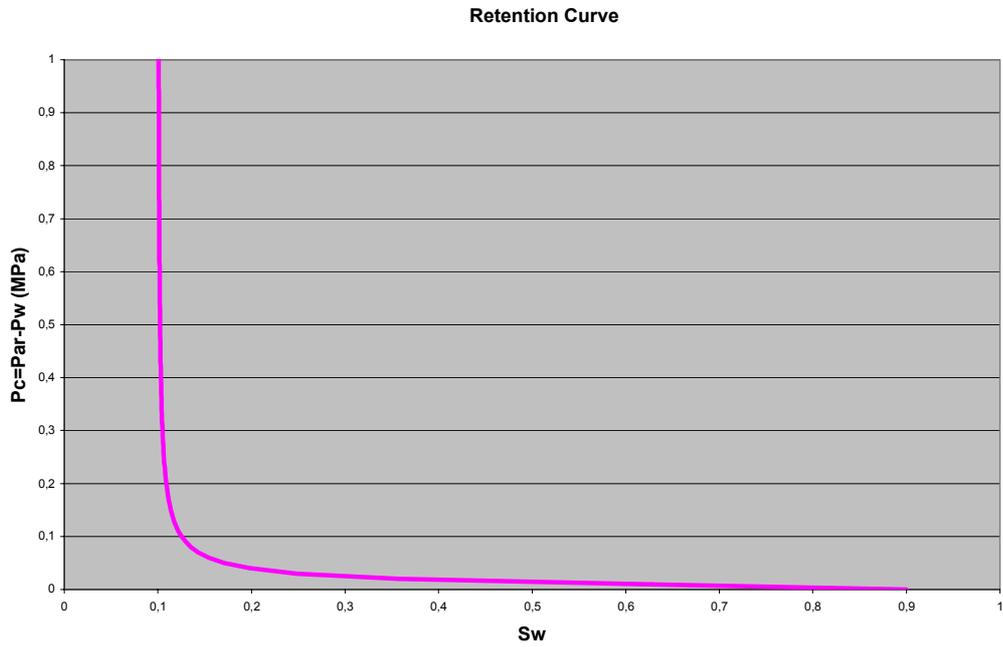


Figura 4.4 – Curva de retenção para o contra-núcleo.

### Curva de retenção do Núcleo:

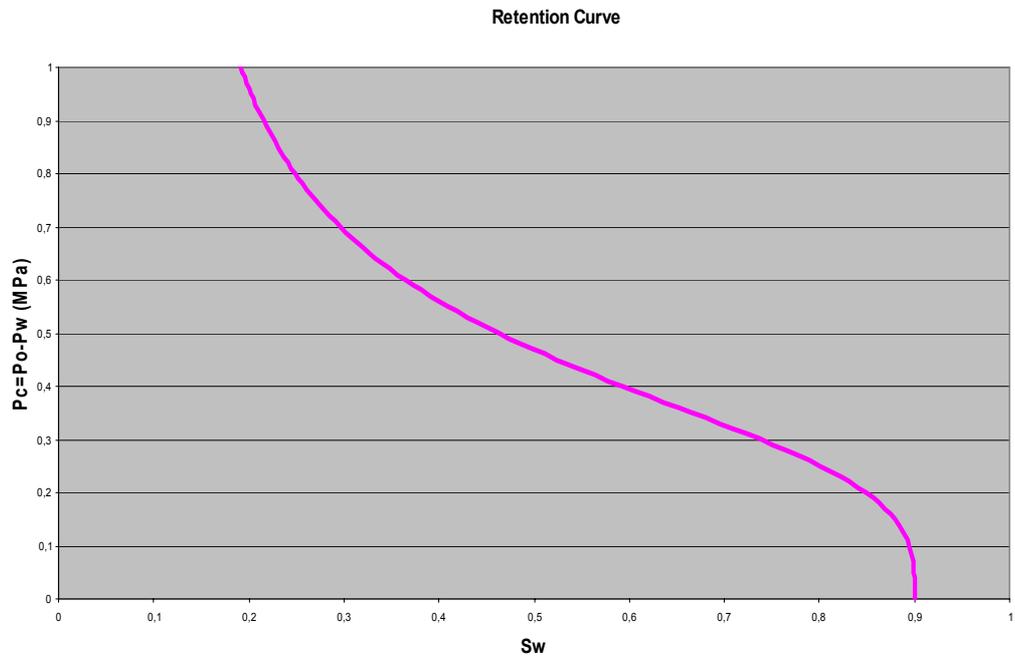


Figura 4.5 - Curva de retenção material do núcleo.

Curva de retenção do filtro de areia:

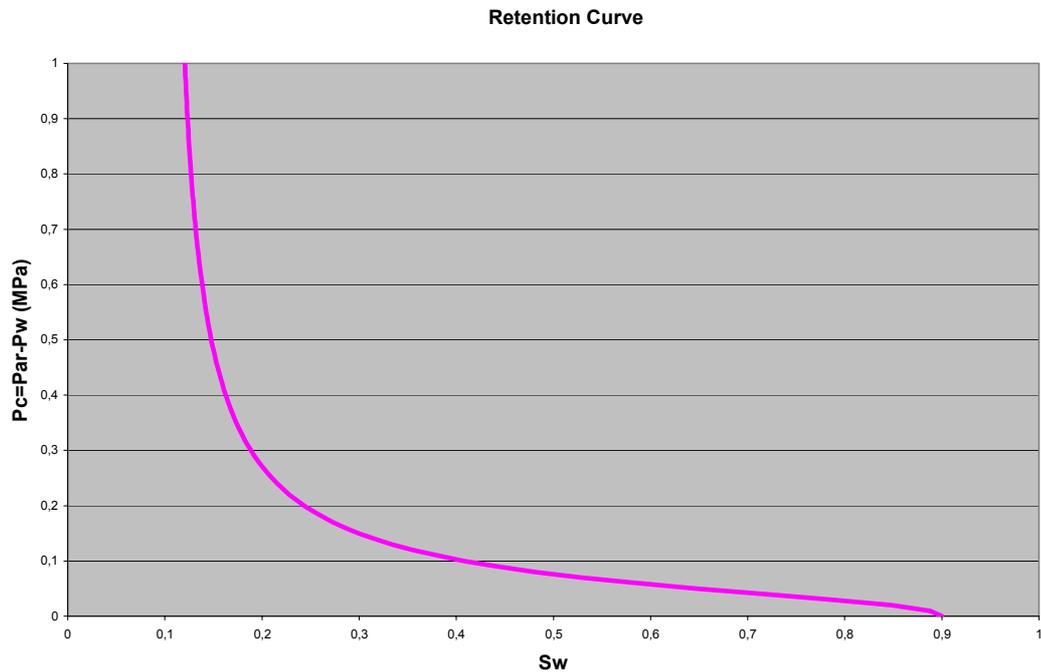


Figura 4.6 - Curva de retenção do filtro de areia.

Todas estas curvas foram estimadas a partir de curvas existentes na literatura (BEER, J -1973; Fredlund & Rahardjo – 1993), em teses de mestrados e doutorados (Souza Neto, J. B. 2004., Costa, L.M – 2000), a fim de que fosse possível realizar a modelagem numérica de fluxo em solo não saturado.

#### 4. 5 - Permeabilidades:

As permeabilidades dos materiais utilizados na obra (relatórios da CHESF, 78; e CHESF, 2002) em relação ao fluido percolante (água), foram definidas através de ensaios realizados em laboratório através da retirada de blocos do maciço da fundação e em testes realizados nos piezômetros, instalados após a implantação do sistema de poços de alívio e execução do tapete impermeável, encontraram para o solo utilizado no contra-núcleo (pedregulho e/ou cascalho silte-argiloso), para o solo

utilizado no núcleo (areia silte-argilosa), e para o solo utilizado no cut-off (argila plástica, dispersiva) os valores que constam na tabela 4.4.

Os dados geotécnicos sobre os solos do contra-núcleo, núcleo e cut-off, obtidos através de ensaios de laboratório, estão relacionados na tabela 4.2

tabela 4.2 Parâmetros dos solos (CHESF, 78).

Materiais	Parâmetros dos solos utilizados no dique A							
	LL	LP	$\gamma_g$ (g/cm <sup>3</sup> )	$h_{ot}$ (%)	$\gamma_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$h_{nat}$ (%)	$\phi$	$k$ (cm/s)
Contranúcleo	27,9	15,6	2,73	12,6	1,89	4,2	0,31	1,20e-06
Núcleo	30,4	17,6	2,74	13,1	1,86	6,2	0,32	1,07e-07
Cut-off	30,4	17,6	2,74	13,1	1,86	6,2	0,32	1,07e-08

A permeabilidade foi verificada em testes realizados nos piezômetros instalados no dique A pela CHESF verificou-se ser da mesma ordem de grandeza das obtidas no laboratório. Nos testes realizados nos piezômetros, as permeabilidades foram obtidas através da utilização da seguinte fórmula:

$$k = 2.3 \frac{a.L}{A.\Delta t} \cdot \log \frac{h_o}{h_i} \quad (4.5)$$

onde

$a \rightarrow$  É a área da seção transversal do piezômetro ( $\frac{1}{2}$ " ).

$A \rightarrow$  É a área da seção transversal do furo (3").

$L \rightarrow$  É o comprimento no interior do furo, onde se faz a captação d'água.

$\Delta t \rightarrow$  É o intervalo de tempo, necessário para se restabelecer o nível d'água.

$h_i$  e  $h_o \rightarrow$  são, respectivamente, as leituras das cotas dos níveis, após o rebaixamento do nível d'água, e após a estabilização do nível d'água, dentro do piezômetro.

Que é a mesma fórmula utilizada no cálculo do coeficiente de permeabilidade no ensaio de laboratório, para permeabilidade de carga variável.

Na tabela 4.3 encontram-se os dados referentes ao ensaio de permeabilidade realizado no piezômetro PZ-7A, a fim de verificar a permeabilidade dos materiais do maciço e fundação do dique A.

Tabela 4.3 - Ensaios de Permeabilidade no Piezômetro PZ-7A (CHESF, 2002).

PZ-07 A	Início 08:58 Término: 16:58						N.A.Montante 381,81			
hi= 9,23	ho=4,91									
Minutos								Horas		
0,5	1	2	4	8	15	30	60	2	4	8
Leituras em metros										
4,32	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32	4,34
Alturas em metro (coluna)										
4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,89
Relação de carga = h/ho										
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

O piezômetro PZ-7A fica na divisa entre o núcleo e o cut-off, conforme se pode observar na figura 4.7.

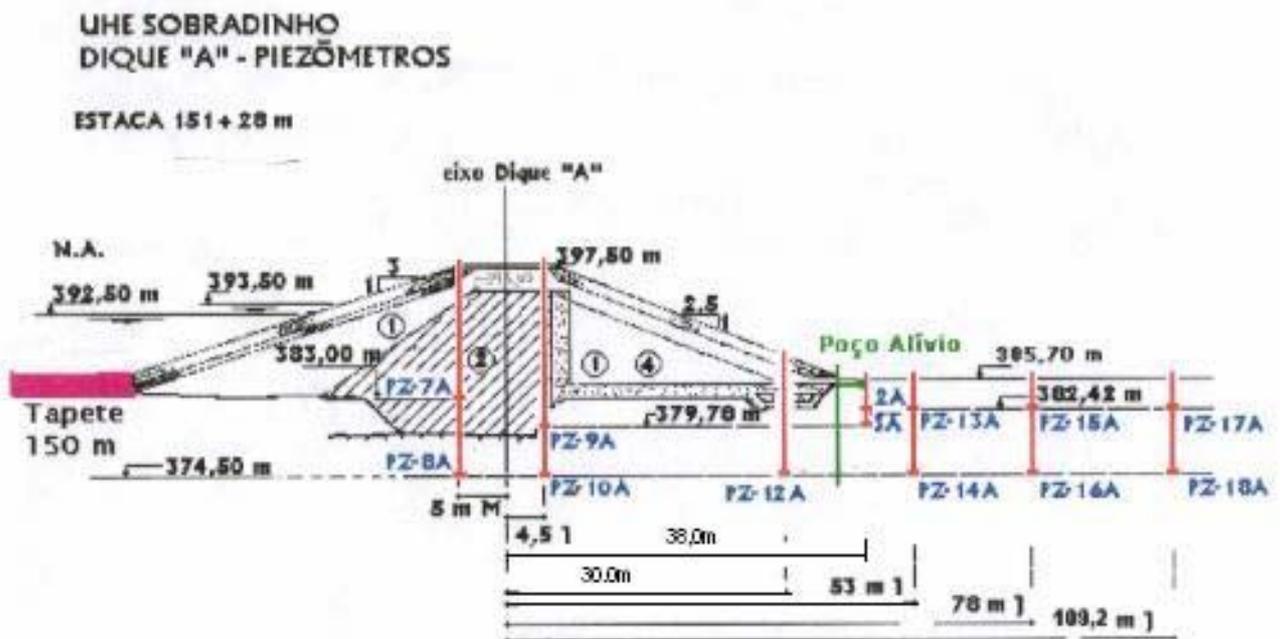


Figura 4.7 –Localização dos piezômetros após instalação dos poços de alívio e execução do tapete impermeável.

- Cálculo do coeficiente de permeabilidade através do teste com o piezômetro PZ-7A:

$$K_{sl} = 2,3 \frac{a.L}{A.\Delta t} \cdot \log \frac{h_o}{h_i}$$

$$a = 1,2667 \text{ cm}^2$$

$$A = 45,6023 \text{ cm}^2$$

$$L = 42,0 \text{ cm}$$

$$\Delta t = 28800 \text{ s}$$

$$h_f = 9,23 \text{ m}$$

$$h_o = 4,91 \text{ m}$$

$$K_{sl} = 2,3 \cdot \frac{1,2267}{45,6023} \log \frac{9,23}{4,91} = 2,55713 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s} = 2,55713 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

- Cálculo da permeabilidade intrínseca:

$$\kappa = \frac{K_{sl} \cdot \mu_l}{\rho_l \cdot g} = \frac{K_{sl} \cdot 0,001}{1000 \cdot 10} = K_{sl} \cdot 10^7 \text{ m}^2 = 2,55713 \cdot 10^{-7} \cdot 10^7 = 2,55713 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$$

Portanto, a permeabilidade intrínseca de cada material foi definida em função dos valores das permeabilidades obtidos nos ensaios de laboratórios e campo, realizados pela CHESF e verificadas nos testes realizados nos piezômetros, aplicando a fórmula 4.3, acima mencionada. Houve coerência entre os valores obtidos em termos de ordem de grandeza nos ensaios de campo, laboratório e testes realizados nos piezômetros instalados, após a implantação do sistema de poços de alívio e da execução do tapete impermeável à montante do dique. A permeabilidade intrínseca, como vimos no capítulo 3, é dada em função da permeabilidade saturada, da viscosidade e densidade do fluido percolante e da

gravidade. Seguindo o exemplo dado acima, realizaram-se os cálculos para os outros tipos de solos do maciço e da fundação envolvidos na construção do dique A.

Na tabela 4.4 constam os tipos de solos envolvidos na construção do dique e suas respectivas permeabilidades intrínsecas, verificadas da mesma maneira que foi descrita para o piezômetro PZ-7A.

Tabela 4.4 –Relaciona tipos de solo com suas permeabilidades intrínsecas usadas na modelagem.

<b>Tipos de solos</b>	<b>permeabilidade (m<sup>2</sup>)</b>
Solo colúvio	1,31E-13
Solo de alteração	4,00E-13
Enrocamento	2,00E-09
Zona de transição	2,00E-09
Contranúcleo	1,20E-15
Núcleo e tapete	1,07E-17
Filtro de areia	2,00E-10
dreno de pé	1,10E-09
Cut-off	1,04E-17

Do exposto nesse capítulo, concluímos da importância na determinação das curvas de retenção para todos os materiais em estado de não saturação na obra. O ideal é que se realizem os ensaios necessários para a determinação das curvas para cada material envolvido na construção do dique, determinando a sucção do solo no campo e/ou no laboratório. É importante também a determinação no laboratório através da coleta de amostras in situ do solo compactado, da permeabilidade de cada material envolvido e sua verificação no campo, através de ensaios in situ, a fim de se ter os valores das permeabilidades confirmados.

## CAPÍTULO 5 - RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

### 5.1 – Simulações numéricas realizadas.

A modelagem numérica realizada foi dividida em três casos. Em cada caso foram analisados os resultados obtidos, como a distribuição das pressões da água e a saturação no maciço, a posição da linha freática e vetores de fluxos ao longo da seção transversal do dique. Os casos estudados, todos considerando o reservatório em seu nível máximo e em regime estacionário, foram os seguintes:

- 1º Caso: Considerou-se o dique A com seu sistema de drenagem funcionando como foi previsto no projeto, isto é, o filtro de areia vertical e horizontal e o dreno de pé, dissipando o excesso de poro pressões que por ventura ocorresse no maciço e fundação do dique.
- 2º Caso: Considerou-se o filtro de areia horizontal com diferentes níveis de colmatção (diminuindo-se gradativamente sua permeabilidade), perdendo assim a função para a qual foi projetado. Cada valor de permeabilidade adotado para o filtro horizontal correspondeu a um nível de subpressão nas fundações do dique.
- 3º Caso: Considerou-se, além do filtro de areia horizontal colmatado, a implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante do dique.

Ilustrando os casos acima descritos, na figura 5.1 mostra-se a leitura dos piezômetros PZ-2A e PZ-3A para o período de janeiro de 1990 a outubro de 1997 onde se vê os níveis piezométricos para a situação considerada de projeto (1º caso) e a situação de elevação gradativa do nível piezométrico (2º caso), que na

modelagem numérica foi obtida através da diminuição da permeabilidade do filtro horizontal. Observa-se que no 2º caso as subpressões aumentam até atingirem e ultrapassarem o nível crítico de projeto.

A figura 5.2 mostra as leituras dos piezômetros PZ-2A e PZ-3A de julho de 1997 a maio de 1998, onde se pode observar a queda do nível piezométrico com a instalação do sistema de poços de alívio (3º caso).

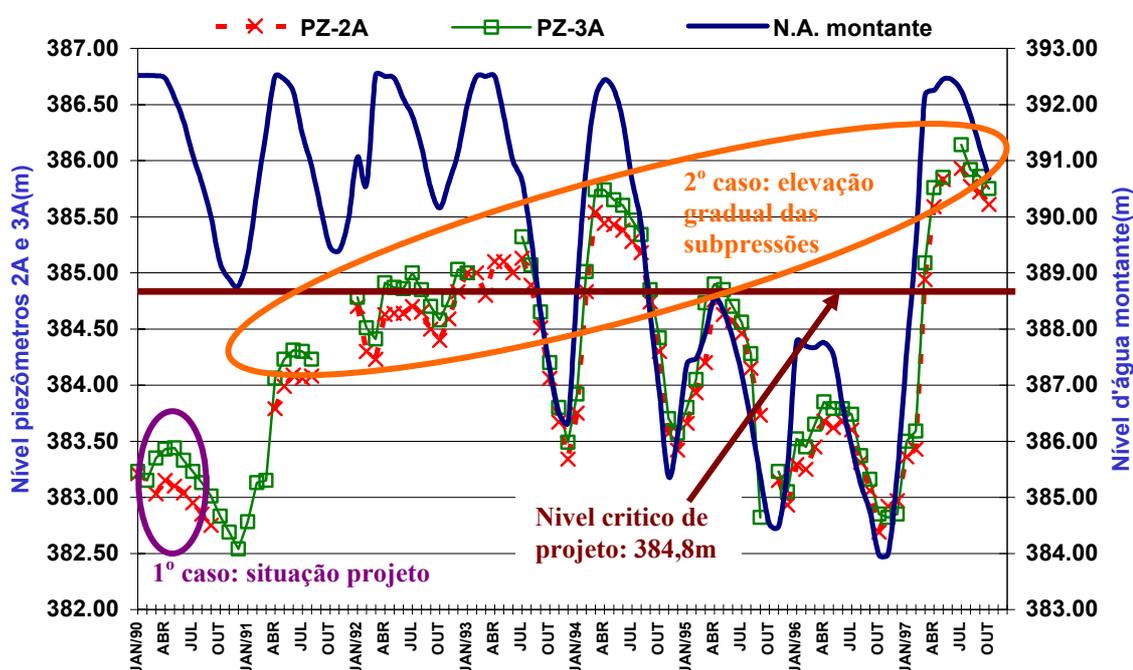


Figura 5.1 – Leitura dos piezômetros PZ-2A e PZ-3A de janeiro de 1990 a outubro de 1997 ilustrando as situações do 1º e 2º casos, além do nível crítico de projeto.

## 5.2 – Dique funcionando como previsto no projeto (1º Caso)

Na figura 5.3 pode-se observar a seção transversal do dique A na estaca 151+28, na parte central do dique, onde será feita a modelagem numérica e onde estão definidos todos os materiais componentes envolvidos na construção do maciço e fundação do dique. Trata-se de uma barragem de terra do tipo zoneada

com projeto bastante convencional. O filtro de areia foi separado em dois materiais (filtro de areia vertical e horizontal), devido às condições que serão impostas aos mesmos durante a análise nos casos considerados (no 2º caso apenas o filtro de areia horizontal será colmatado).

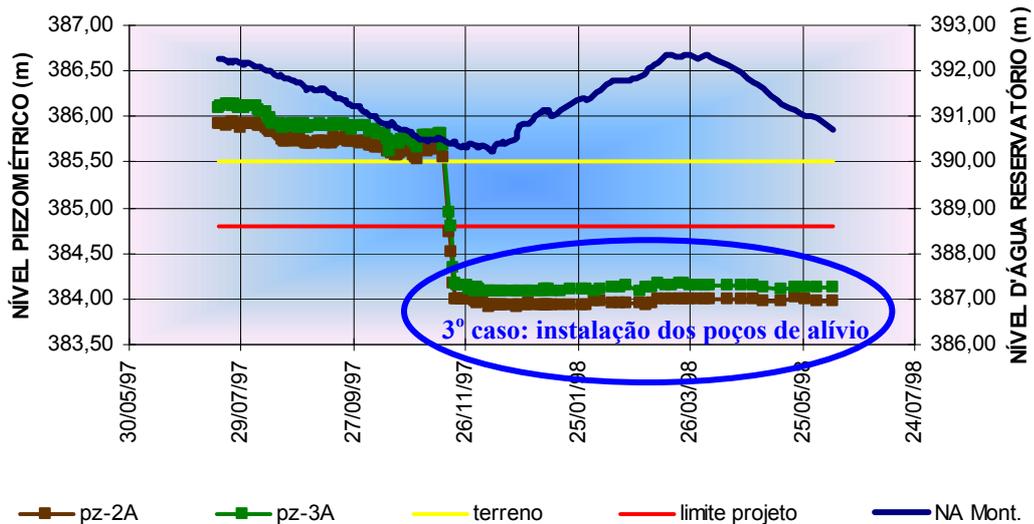


Figura 5.2 – Leituras dos piezômetros PZ-2A e PZ-3A de julho de 1997 a maio de 1998 mostrando a queda do nível piezométrico observada com a instalação do sistema de poços de alívio (3º caso).

Na figura 5.4 pode-se observar a malha de elementos finitos obtida na análise numérica para os 1º e 2º casos, com 1779 nós e 3213 elementos triangulares. A malha de elementos finitos foi obtida após a definição das propriedades dos materiais envolvidos na construção do dique e das condições de contorno impostas, ambas descritas no Capítulo 4.



Figura 5.3 – Geometria do problema para os 1º e 2º casos com indicação dos materiais considerados na análise.

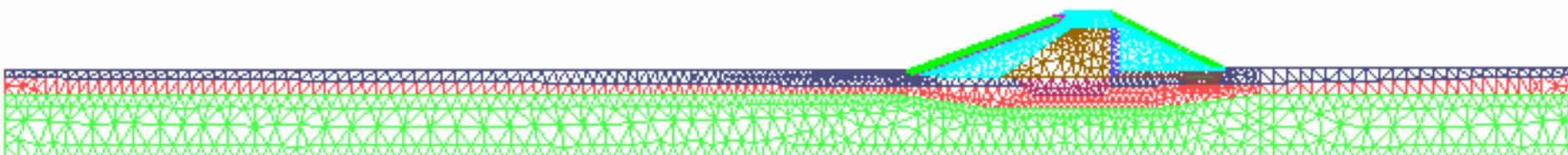


Figura 5.4 – Malha de elementos finitos para os 1º e 2º casos.

A fim de poder visualizar melhor a malha de elementos finitos, a parte central do dique foi ampliada, pois é praticamente neste trecho central que a análise vai se concentrar. Na figura 5.5 pode-se observar o detalhe da malha.

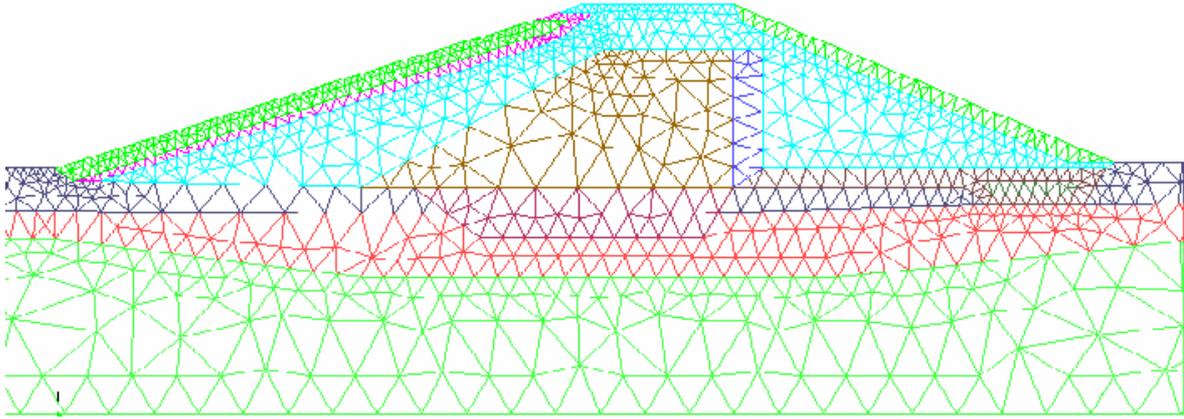


Figura 5.5 –Detalhe da malha de elementos finitos na parte central do dique.

As distribuições das pressões de água no maciço e fundação do dique estão apresentadas na figura 5.6 em toda a seção transversal do mesmo. Os valores das pressões absolutas (somando-se à atmosférica de 0,1MPa) da água estão logo abaixo da figura.

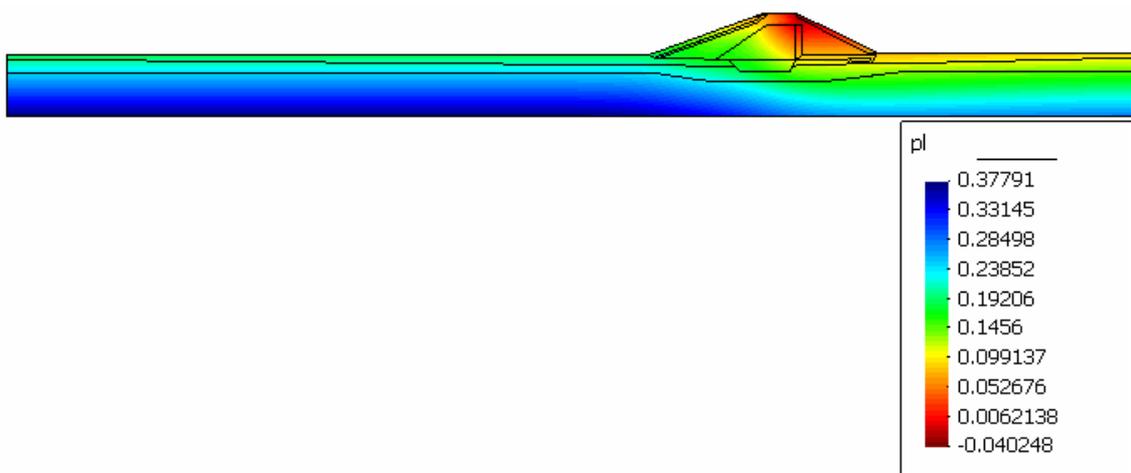


Figura 5.6 –Pressão da água (valores em MPa) ao longo de todo o corpo do dique para o 1º caso.

A fim de poder visualizar melhor, as distribuições das pressões da água na parte central do dique, foi feita uma ampliação da mesma. A figura 5.7 mostra as pressões da água na parte central do dique.

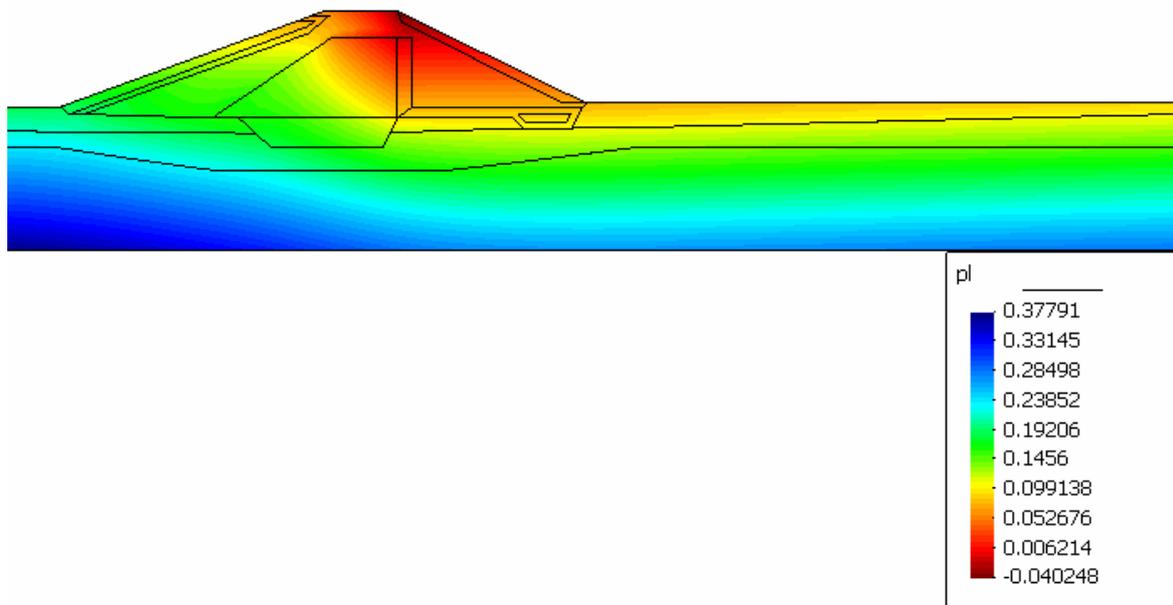


Figura 5.7 – Pressão da água (valores em MPa) na parte central do dique.

Os valores das subpressões da água calculadas onde se encontram os piezômetros PZ-2A e PZ-3A estão representados na figura 5.8 onde se pode observar que os valores apresentados estão abaixo do valor crítico previsto no projeto executivo, em relação aos respectivos piezômetros, que é de 0,12311MPa para o piezômetro PZ-2A e de 0,14875 MPa para o piezômetro PZ-3A. Observa-se nesta figura que as pressões calculadas na superfície do terreno estão abaixo da atmosférica (0,1MPa), indicando que sob condições normais de projeto não devem ocorrer surgências (encharcamento da superfície do terreno à jusante do dique).

Na tabela 5.1 estão os valores das subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros. As subpressões nos piezômetros foram obtidas multiplicando a altura capilar lida nos piezômetros pelo peso específico da água.

Estes valores encontram-se no gráfico da figura 5.9. As subpressões críticas de projeto foram definidas tomando como referência a cota em que foram instalados os piezômetros e a correspondente cota crítica de projeto (384,80m).

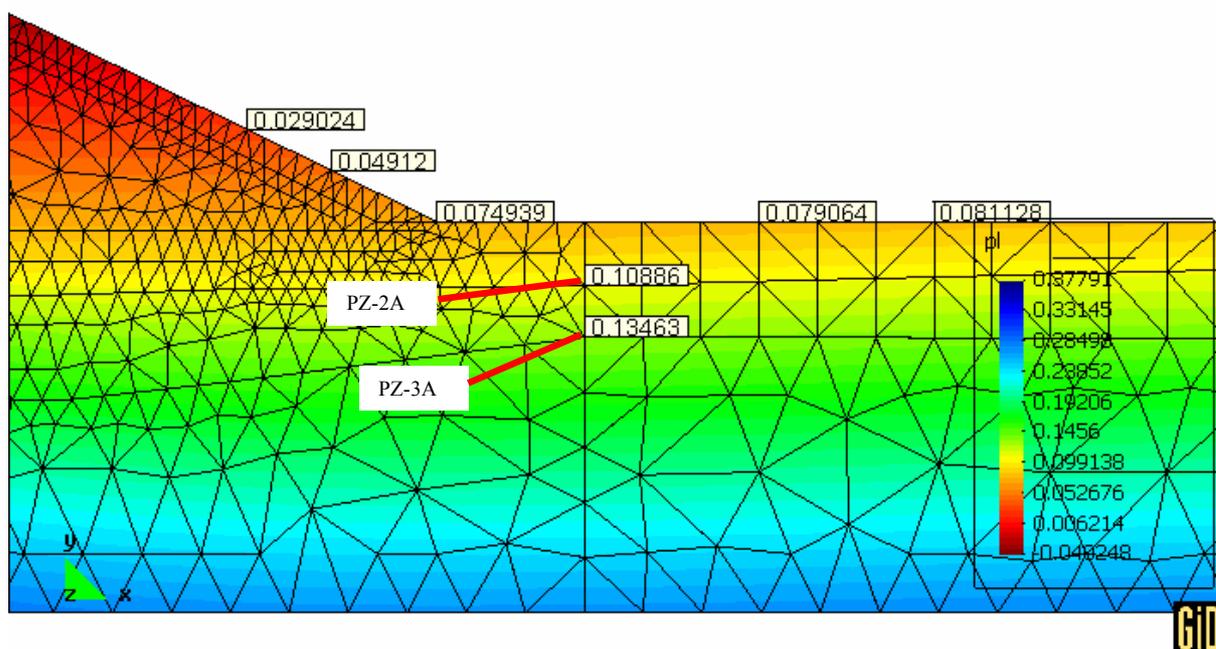


Figura 5.8 – Subpressões calculadas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A (valores em MPa).

Tabela 5.1 – Subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros (valores em MPa).

<b>Piezômetro</b>	<b>calculadas</b>	<b>críticas de projeto</b>	<b>lidas nos piezômetros</b>
<b>PZ-2A</b>	0,10886	0,12311	0,11534
<b>PZ-3A</b>	0,13463	0,14875	0,13807

Em geral o modelo mostrou qualitativamente uma boa previsão dos resultados obtidos na malha de elementos finitos, quando comparados com os obtidos através das leituras nos piezômetros, tendo em vista que os valores adotados para as permeabilidades dos materiais envolvidos na construção do dique, foram os obtidos diretamente dos ensaios de campo e laboratório, e verificados nos testes com os piezômetros.

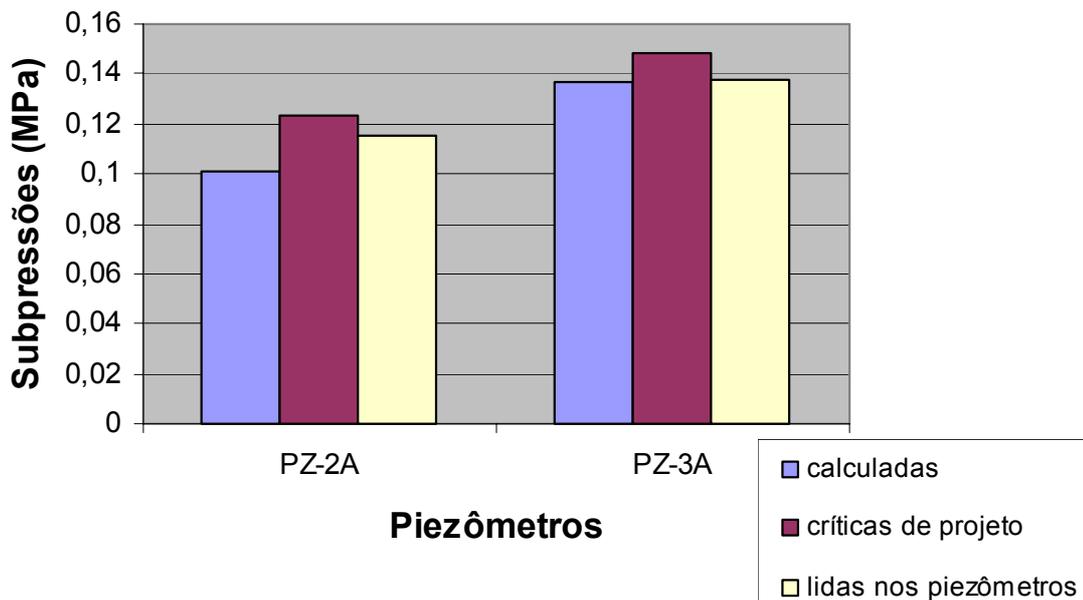


Figura 5.9 –Comparação entre as subpressões nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A.

Na figura 5.10 pode-se observar a posição da linha freática que dá uma idéia do nível d'água no maciço e fundação do dique A. A posição da linha freática é função da curva de retenção adotada (o valor da pressão de entrada de ar na curva adotada) para os materiais por onde a linha freática passa. Observa-se através da figura 5.10 que o sistema de drenagem interna (filtro de areia horizontal e vertical e o dreno de pé) está funcionando como previsto no projeto executivo.

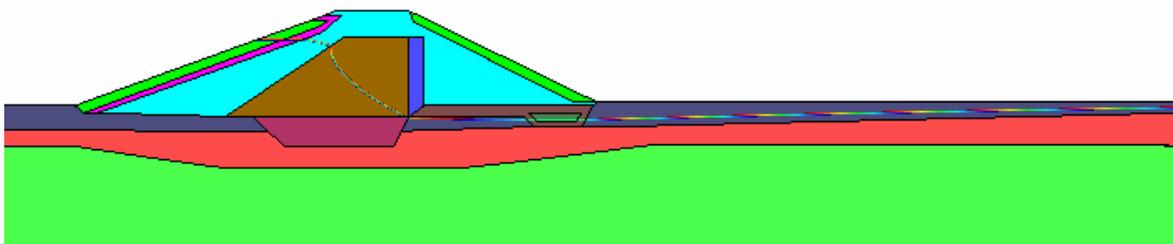


Figura 5.10 – Posição da linha freática no maciço e fundação do dique para o 1º caso.

A saturação do dique esta mostrada na figura 5.11 onde se podem observar os materiais saturados (azul) e não saturados (vermelho e outras cores) no regime estacionário.

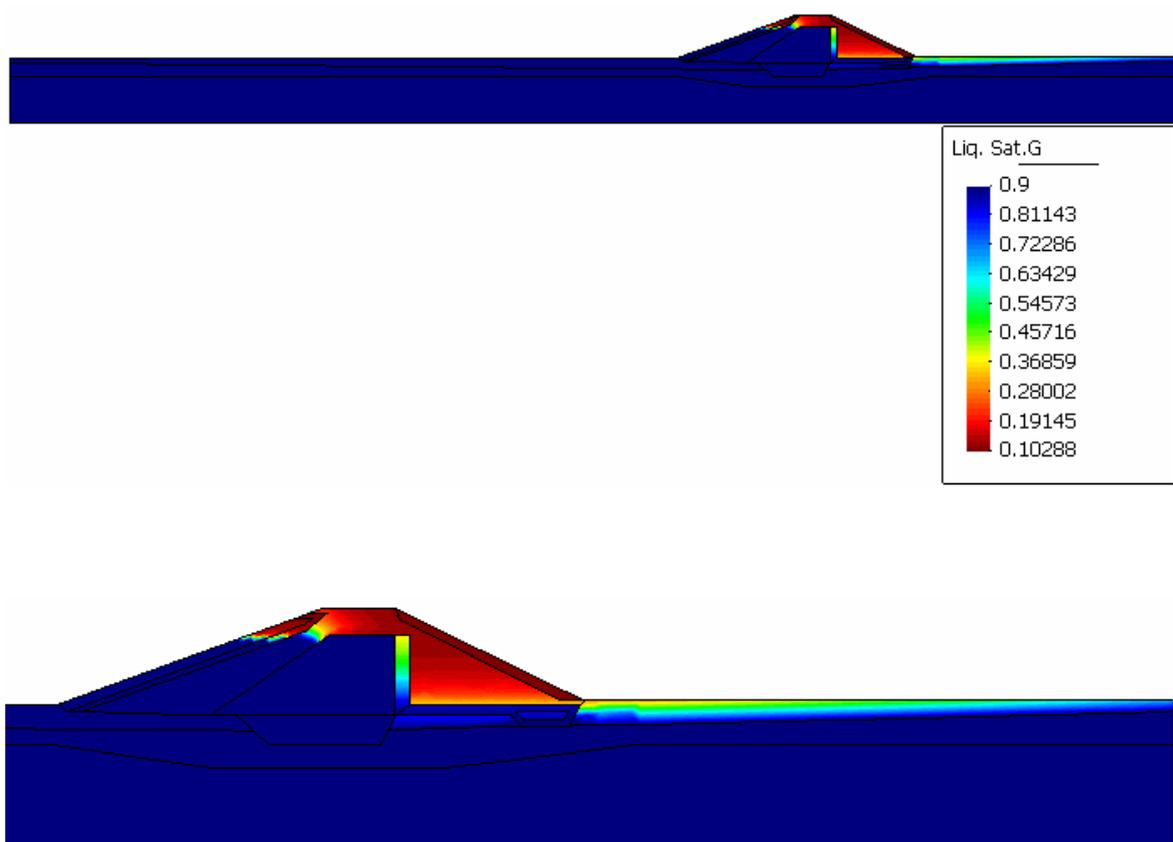


Figura 5.11 – saturação do dique, no regime estacionário para o 1º caso.

O fato da região do núcleo, acima da linha freática estar saturada, é devido ao valor de entrada de ar adotado par a curva de retenção do material do núcleo. Ao reduzir esse valor, verifica-se que o solo acima da linha freática permanece não saturado, como é de se esperar. Daí a importância da determinação da curva de retenção dos solos envolvidos na obra, para que se possa dar uma interpretação correta dos resultados da modelagem numérica.

Os vetores de fluxo que aparecem na figura 5.12 mostram o fluxo de água ocorrendo em sua maior parte pelos materiais componentes da fundação. Observam-se os vetores de fluxo se deslocando no sentido do filtro de areia horizontal, ocorrendo uma grande convergência dos mesmos na parte do dreno de pé, como era de se esperar.

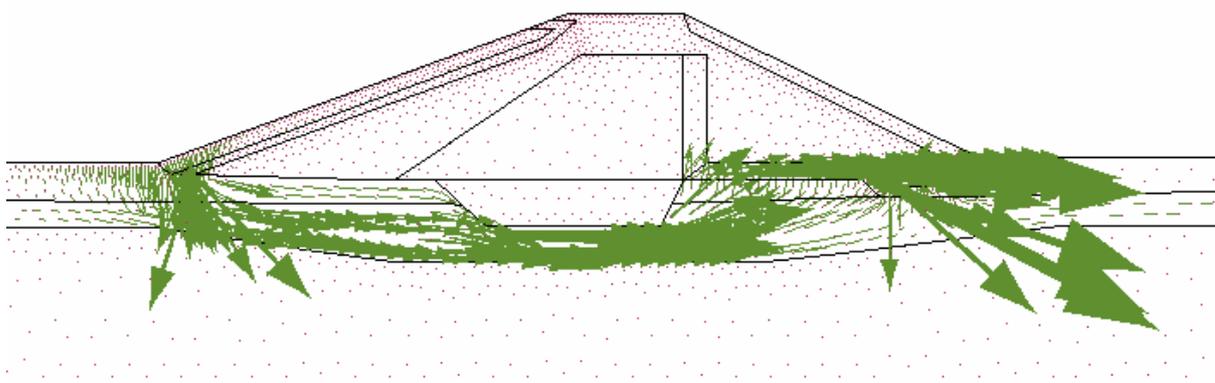


Figura 5.12 – Vetores de fluxo no corpo do dique para o 1º caso.

### 5.3 – Dique funcionando com filtro de areia horizontal colmatado (2º Caso)

A condição do filtro de areia horizontal colmatado foi considerada em função dos dados fornecidos pela CHESF, no qual observou-se que a ocorrência de surgência de água a jusante do dique não se dava em um só ponto localizado (onde se encontra o piezômetro PZ-3A), mas em vários pontos em uma grande área à jusante do dique, a partir do pé do talude. A área que se encontra toda saturada possui em torno de 440m de largura. Também se cogitou a possibilidade do piezômetro PZ-3A ter sido posicionado próximo ou mesmo no local de uma falha na rocha de fundação, mas diante da surgência de água em vários pontos, e toda uma área saturada à jusante do dique, tal possibilidade foi descartada.

Assim, para explicar o aumento gradativo da pressão de água nas fundações do dique duas hipóteses poderiam ser levantadas:

- 1) O filtro horizontal estava sendo gradativamente colmatado e assim diminuindo sua permeabilidade e impedindo a coleta de água no dreno de pé. Sondagens feitas pela CHESF confirmaram a presença de finos colmatando a parte inferior do filtro horizontal.
- 2) A fundação do dique estaria ficando gradualmente mais permeável.

Ambas hipóteses seriam possíveis de ocorrer e mecanismos como migração de partículas explicariam tanto o aumento da permeabilidade da fundação como a diminuição da permeabilidade do filtro horizontal. Inclusive há a possibilidade de que os finos encontrados no filtro horizontal tenham sido carreados tanto da fundação como do cut-off (este último construído com material dispersivo).

A partir da modelagem numérica do 1º caso, com o dique A funcionando como previsto no projeto, foi feita uma análise numérica preliminar para se determinar qual o mecanismo mais crítico de elevação de subpressão. Nesta análise preliminar os efeitos do aumento de permeabilidade da fundação e diminuição da permeabilidade do filtro horizontal foram avaliados isoladamente. Os resultados foram o seguinte: ao se diminuir a permeabilidade do filtro horizontal de fato observa-se o aumento das subpressões nos piezômetros do dique. Ao se aumentar a permeabilidade da fundação, o nível de subpressão aumenta na zona de montante (mais próxima e conectada ao reservatório), porém na zona de jusante (onde se encontram os piezômetros), devido à proximidade do dreno de pé, as subpressões não se alteraram significativamente, conforme se pode observar na figura 5.13a, abaixo, onde teremos uma curva relacionando a subpressão obtida nos piezômetro PZ-3A e as permeabilidades intrínsecas para os materiais da fundação.

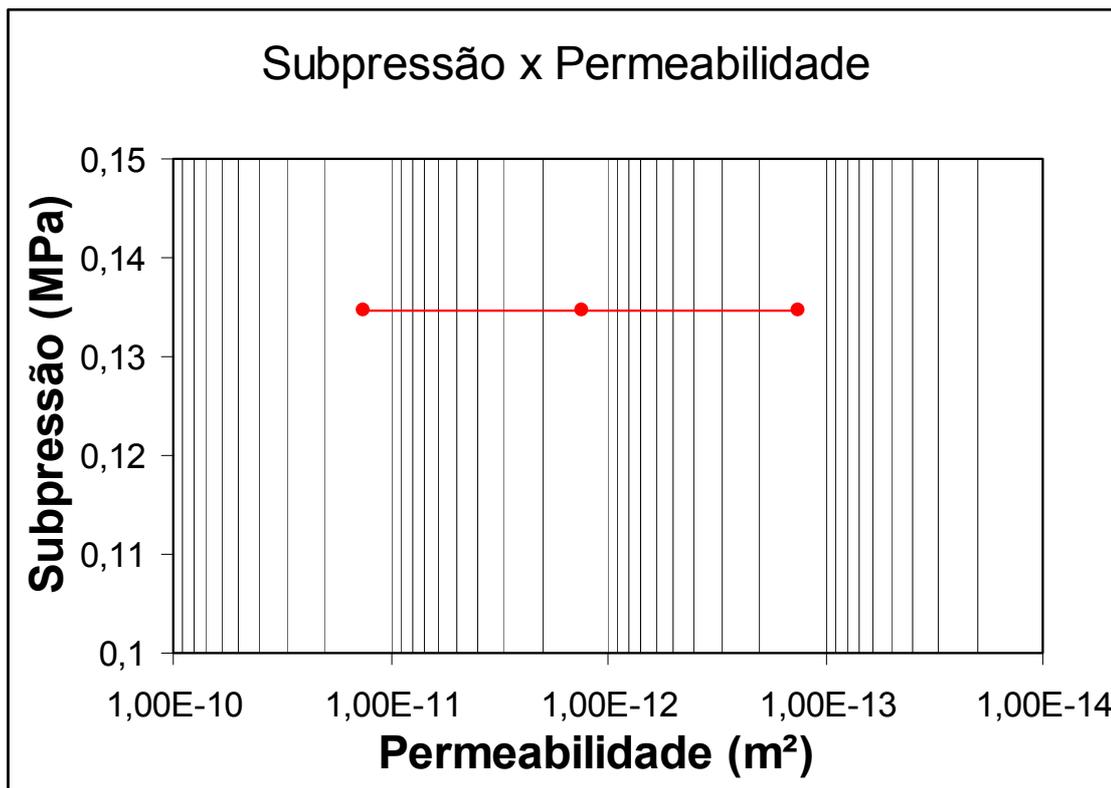


Figura 5.13a – Curva que relaciona subpressão x permeabilidade intrínseca da fundação.

A principal conclusão que se chega desta análise preliminar é que o mecanismo fundamental para a elevação de subpressão registrada nos piezômetros à jusante do dique A foi de fato a colmatagem do filtro horizontal. O aumento da permeabilidade da fundação por si só não explica a elevação de subpressão. Porém, uma vez colmatado o filtro, o aumento da permeabilidade da fundação pode vir a contribuir com a elevação de subpressão na fundação do dique.

A figura 5.13b mostra o principal resultado desta análise numérica preliminar, onde ao se diminuir a permeabilidade do filtro de areia horizontal observa-se claramente um aumento das pressões de água no piezômetro PZ-3A.

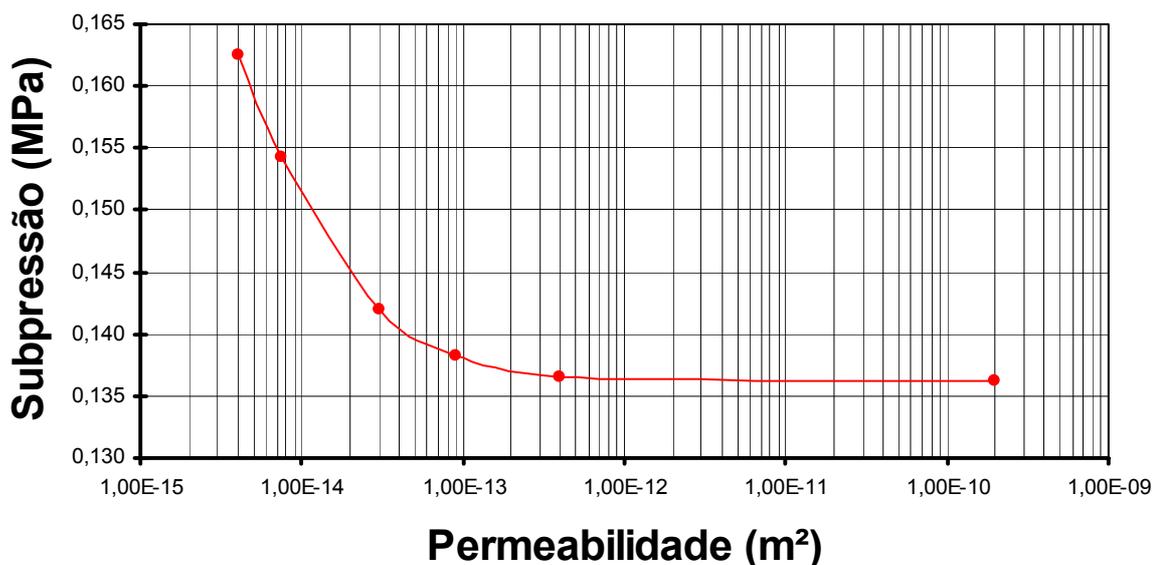


Figura 5.13b – Curva que relaciona a subpressão calculada no piezômetro PZ-3A versus a permeabilidade do filtro horizontal.

A partir deste resultado, partiu-se para determinar o valor da permeabilidade do filtro de areia horizontal na situação mais crítica da vida útil do dique A da UHS (onde se alcançaram as maiores subpressões), que foi justamente antes da execução dos poços de alívio, que posteriormente baixaram o nível pressões de água para valores considerados seguros (figura 5.2). Este valor de permeabilidade do filtro de areia horizontal deveria fornecer, através da modelagem numérica, valores consistentes de subpressões com os lidos nos piezômetros no último enchimento do reservatório antes da execução dos poços assim como os valores lidos no primeiro enchimento do reservatório após a instalação dos poços de alívio (3º caso). O valor de permeabilidade intrínseca do filtro horizontal que atendia a estas duas condições foi o de  $3,5 \times 10^{-15} \text{m}^2$ .

A seguir serão mostrados os resultados da modelagem numérica de fluxo no dique A da UHS com as mesmas condições e materiais do 1º caso, só que agora considerando o filtro de areia horizontal parcialmente colmatado com uma

permeabilidade de  $3,5 \times 10^{-15} \text{m}^2$ . Na próxima seção, onde se estudará o 3º caso, além desta modificação será considerada também a execução dos poços de alívio.

Na figura 5.14 pode-se observar a distribuição da pressão da água ao longo de todo o maciço e fundação do dique, como também a escala dos valores destas pressões (em MPa).

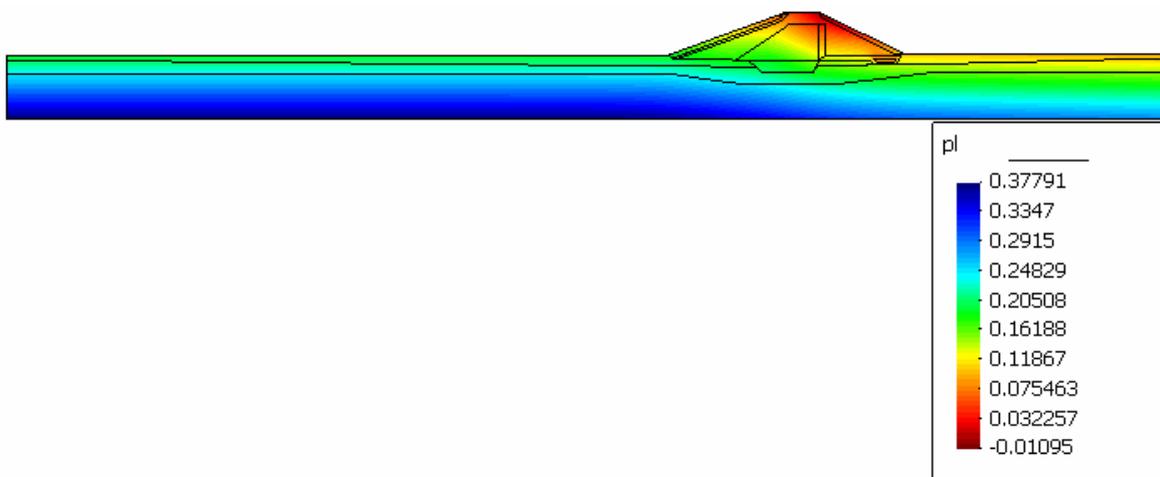


Figura 5.14 –Pressão da água ao longo de todo o maciço e fundação do dique com filtro horizontal parcialmente colmatado (2º caso).

Na figura 5.15, foi feita uma ampliação na parte central do dique, a fim de podermos visualizar melhor a distribuição das pressões da água após a consideração da colmatagem do filtro de areia horizontal.

Na figura 5.16 estão mostrados os valores das subpressões calculadas na superfície do terreno à jusante do dique e na fundação, nas posições dos piezômetros PZ-2A e PZ-3A. Observa-se que as pressões calculadas na superfície do terreno estão acima da atmosférica (0,1MPa), indicando a ocorrência de surgência.

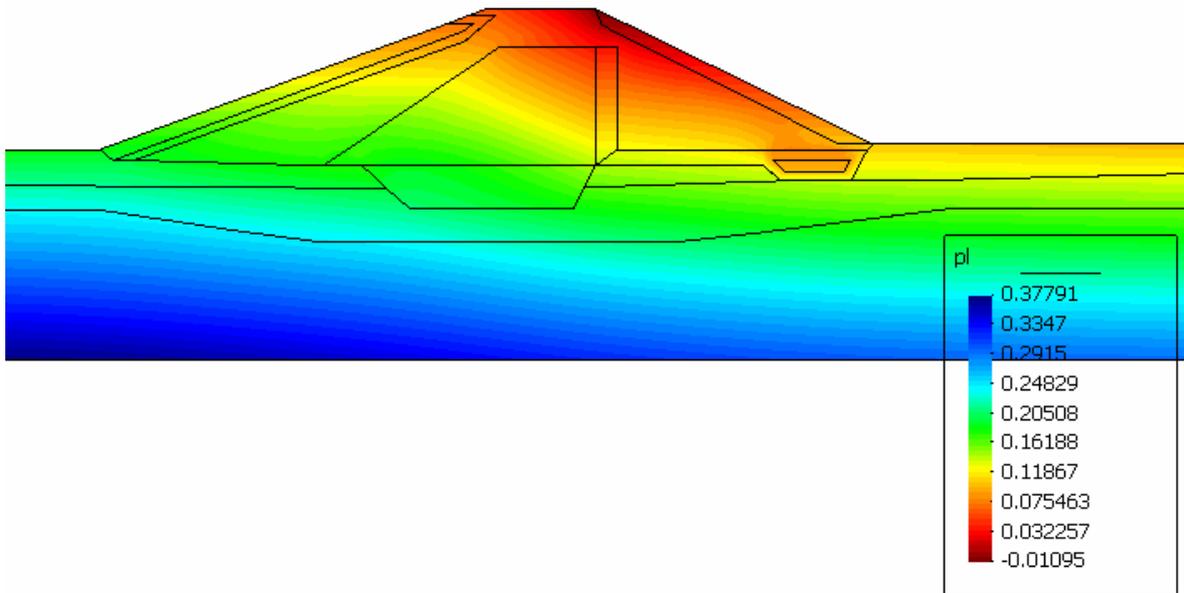


Figura 5.15 – Pressão da água na parte central do dique para o 2º caso.

Na tabela 5.2 estão os valores das subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A. A figura 5.17 apresenta o gráfico representando estes valores. Observa-se que os valores obtidos no cálculo e lidos nos piezômetros estão acima dos valores críticos de projeto.

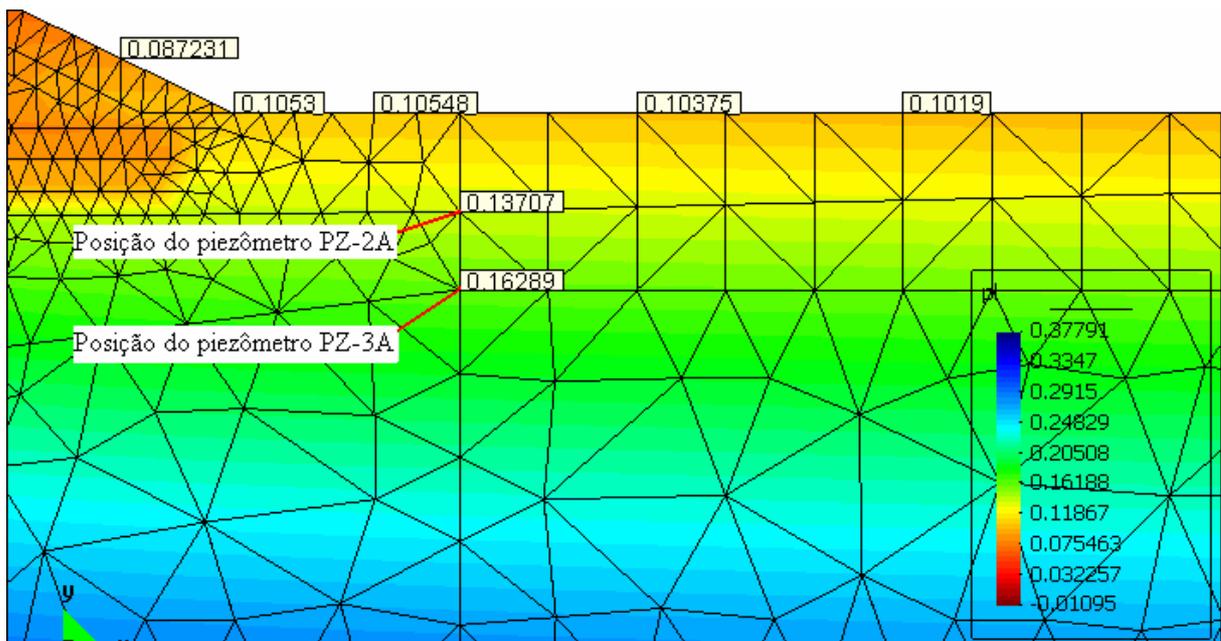


Figura 5.16 – Subpressões calculadas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A e na superfície do terreno (valores em MPa).

Tabela 5.2 – Subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros  
(em MPa).

	calculadas	críticas de projeto	lidas nos piezômetros
<b>PZ-2A</b>	0,13707	0,12311	0,13707
<b>PZ-3A</b>	0,16289	0,14875	0,16235

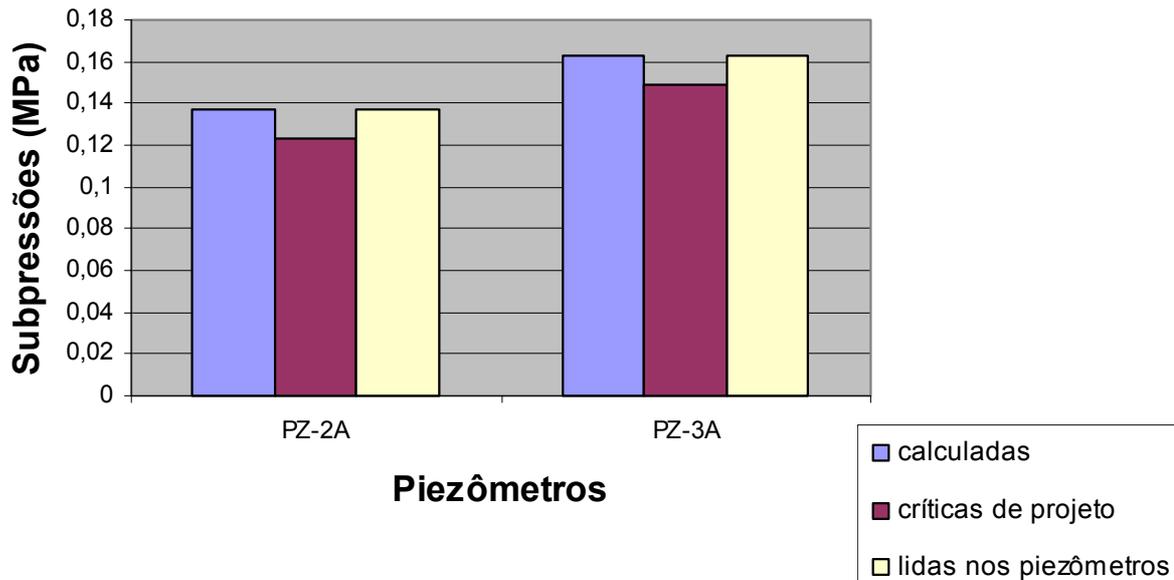


Figura 5.17 – Comparação entre as subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A.

Na figura 5.18 observa-se que houve uma elevação da linha freática no corpo e fundação do dique (com relação ao 1º caso, figura 5.10) devido à consideração do filtro de areia horizontal colmatado, conforme era de se esperar.

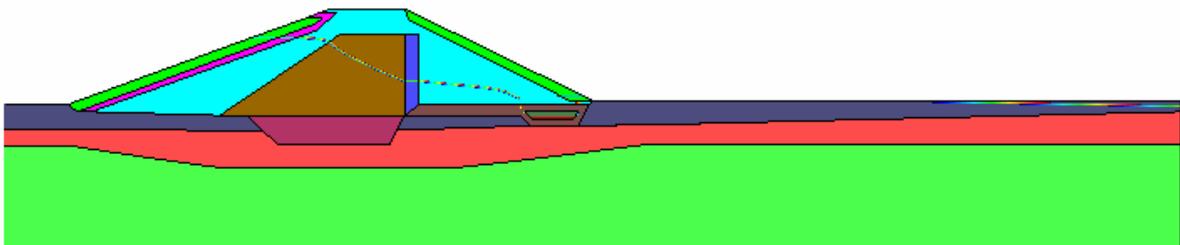


Figura 5.18 – Posição da linha freática, no maciço e fundação do dique para o 2º caso.

Os vetores de fluxo na figura 5.19 dão uma idéia do fluxo no maciço e fundação do dique e a saturação do dique pode ser observada na figura 5.20, onde se observa que a superfície do terreno à jusante do dique encontra-se saturada, assim como parte do contranúcleo próxima ao filtro de areia vertical.

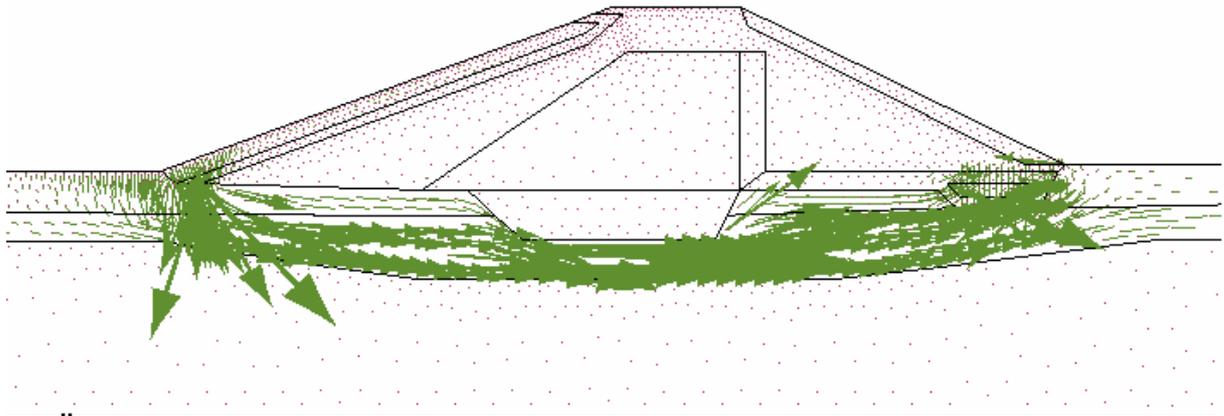


Figura 5.19 –Vetores de fluxo na parte central do dique para o 2º caso.

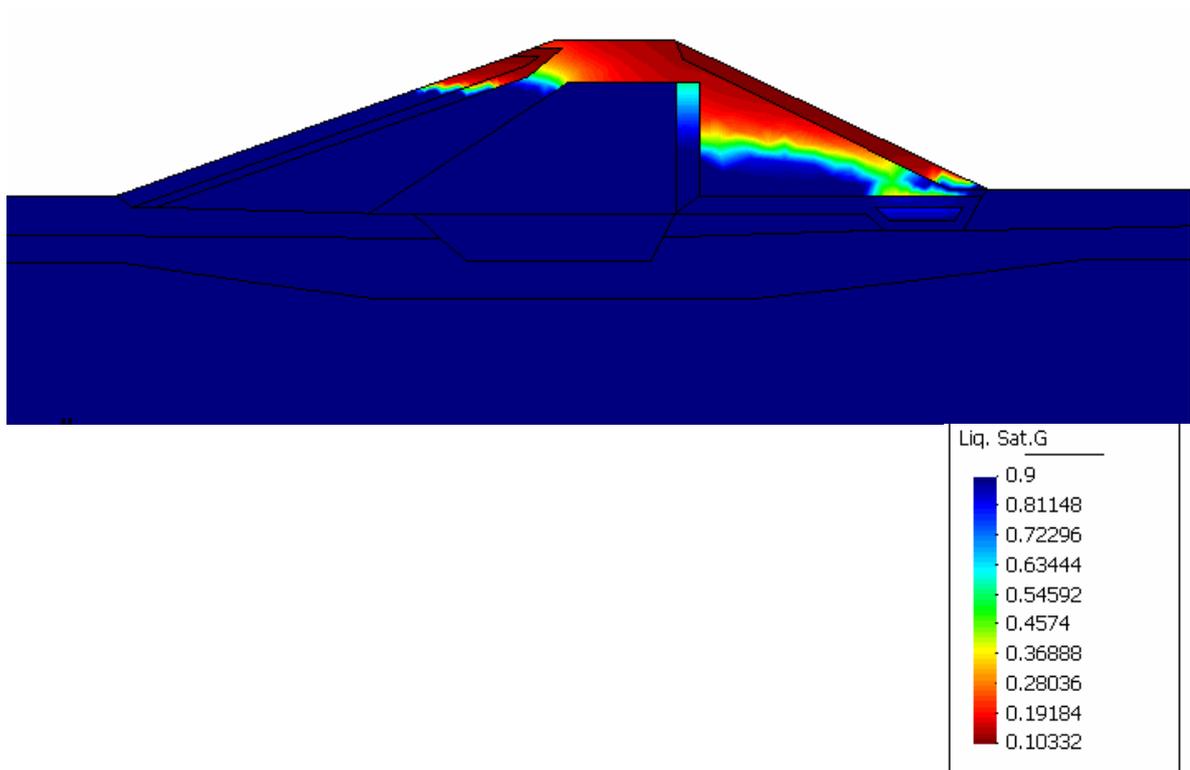


Figura 5.20 –Saturação da seção transversal do dique para o 2º caso.

#### **5.4 – Implantação dos poços de alívio no pé do talude de jusante (3º caso)**

Neste caso, além de considerar o filtro de areia horizontal parcialmente colmatado (com uma permeabilidade intrínseca de  $3,5 \times 10^{-15} \text{m}^2$ ), considerou-se a implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante com o objetivo de reduzir os valores das subpressões lidas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A para valores abaixo dos valores críticos de projeto, permitindo assim o enchimento do reservatório de forma segura.

Na figura 5.21 apresenta-se a nova seção transversal do dique e seus respectivos materiais, inclusive, com a implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante. Na figura 5.22 apresenta-se a nova malha de elementos finitos gerada.

Os poços de alívio foram implantados até uma profundidade de 14m e espaçados entre si de 4,0 metros de distância, estando representados por elementos finitos unidimensionais de alta permeabilidade, conforme mostra a figura 5.21.

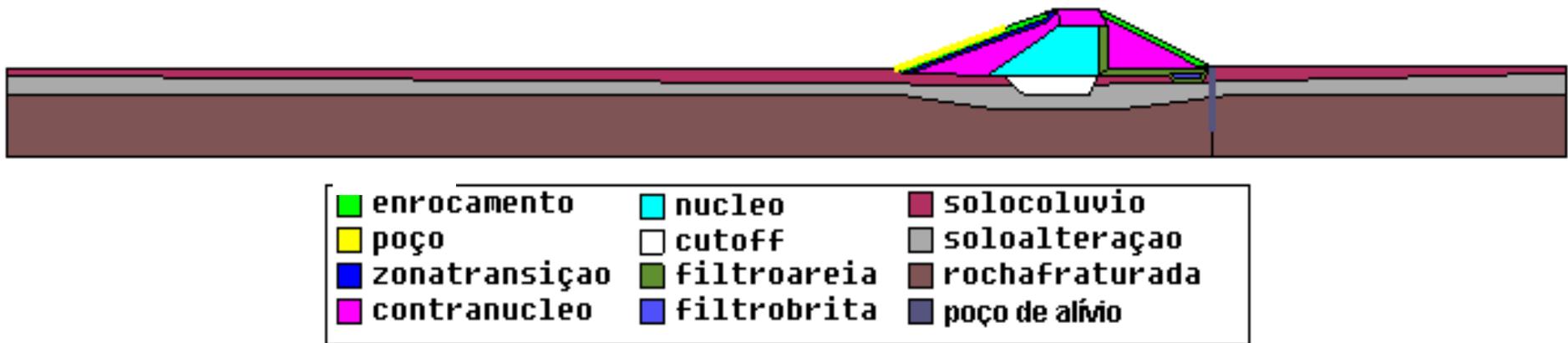


Figura 5.21 – Materiais componentes do dique para o 3º caso.

**Malha de elementos finitos para o 3º caso,  
com 1822 nós, 64 elementos lineares e  
3241 elementos triangulares.**

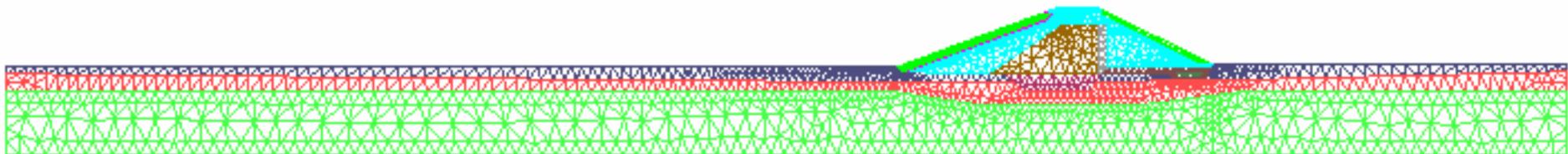


Figura 5.22 –Malha de elementos finitos para o 3º caso.

A ampliação na parte central da seção transversal do dique, mostrada na figura 5.23, foi feita com o intuito de se ter uma melhor visualização da malha de elementos finitos neste trecho, já que a maior parte da nossa análise numérica, será feita neste local.

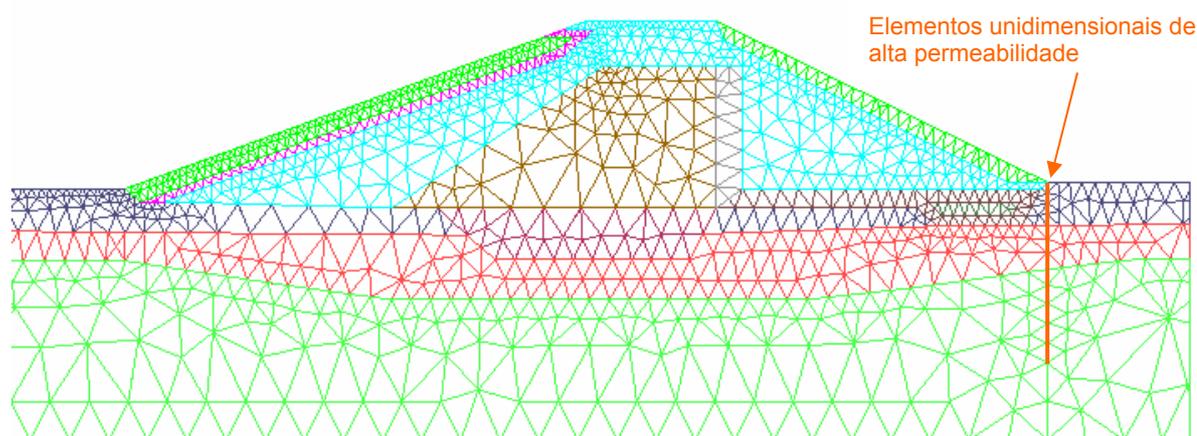


Figura 5.23 –Malha de elementos finitos na parte central do dique para o 3º caso.

As subpressões no dique A, após a implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante do dique, reduziram-se de forma considerável (em comparação com as observadas no 2º caso, quando as leituras nos piezômetros apresentavam artesianismo) para valores aceitáveis, abaixo dos valores críticos de projeto. Na figura 5.24 apresenta a distribuição das pressões da água ao longo de toda a seção transversal do dique, e também, uma ampliação na parte central do mesmo. Observando os valores de subpressões na escala abaixo da primeira figura é possível perceber uma redução considerável das subpressões em comparação ao caso anterior.

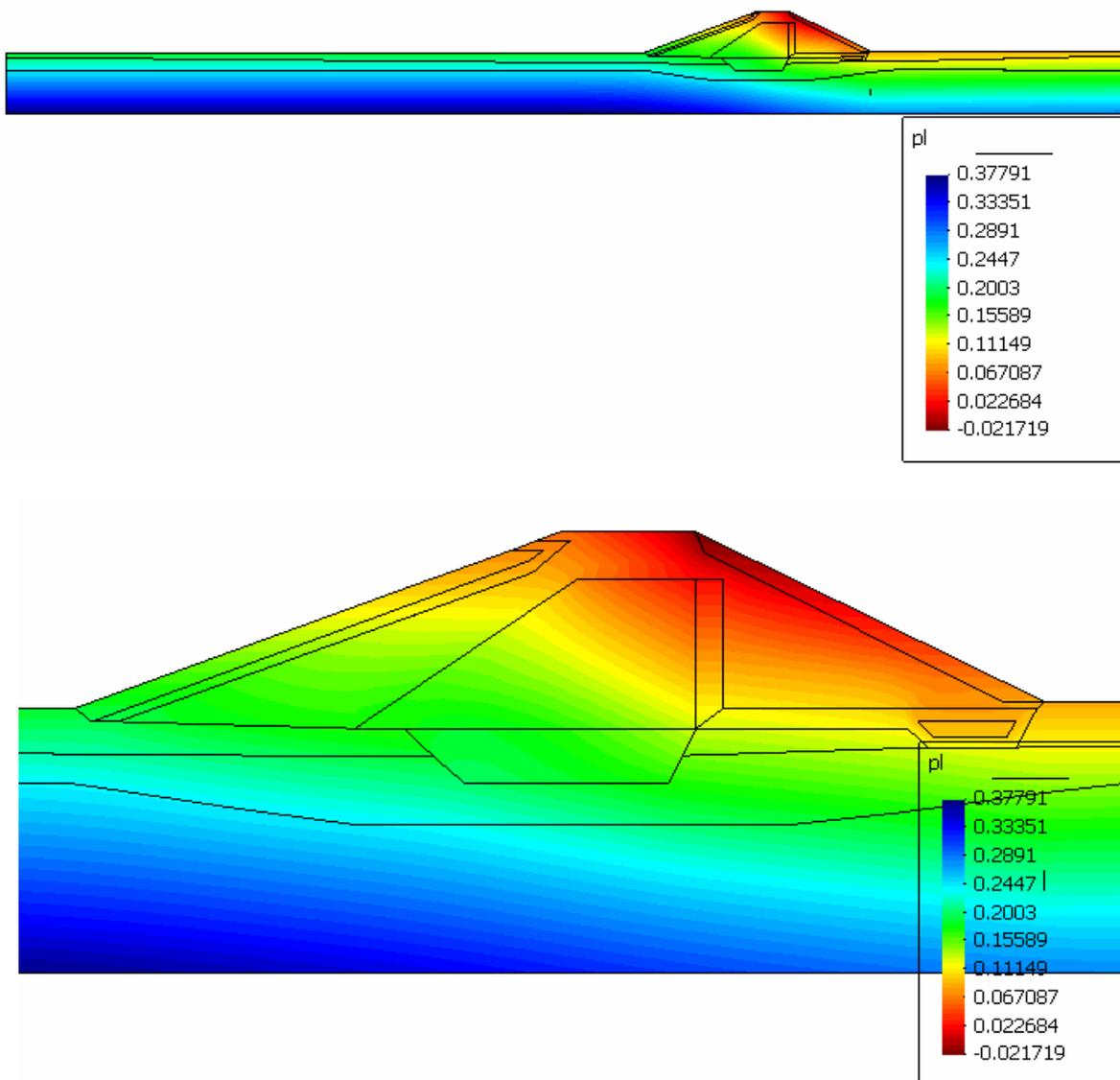


Figura 5.24 – Distribuição das pressões de água para o 3º caso.

A elevação de subpressões calculadas, em termos de valores numéricos, pode ser observada na malha de elementos finitos na figura 5.25. Pode-se observar na malha de elementos finitos a redução das subpressões no talude de jusante do dique, mostrando a eficiência da solução adotada. Na superfície do terreno natural à jusante do dique observa-se que as pressões voltaram a estar abaixo da atmosférica (0,1MPa), indicando que a não ocorrência de surgências. A comparação entre os

valores de subpressões lida nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A, críticas de projeto e as subpressões calculadas estão na tabela 5.3.

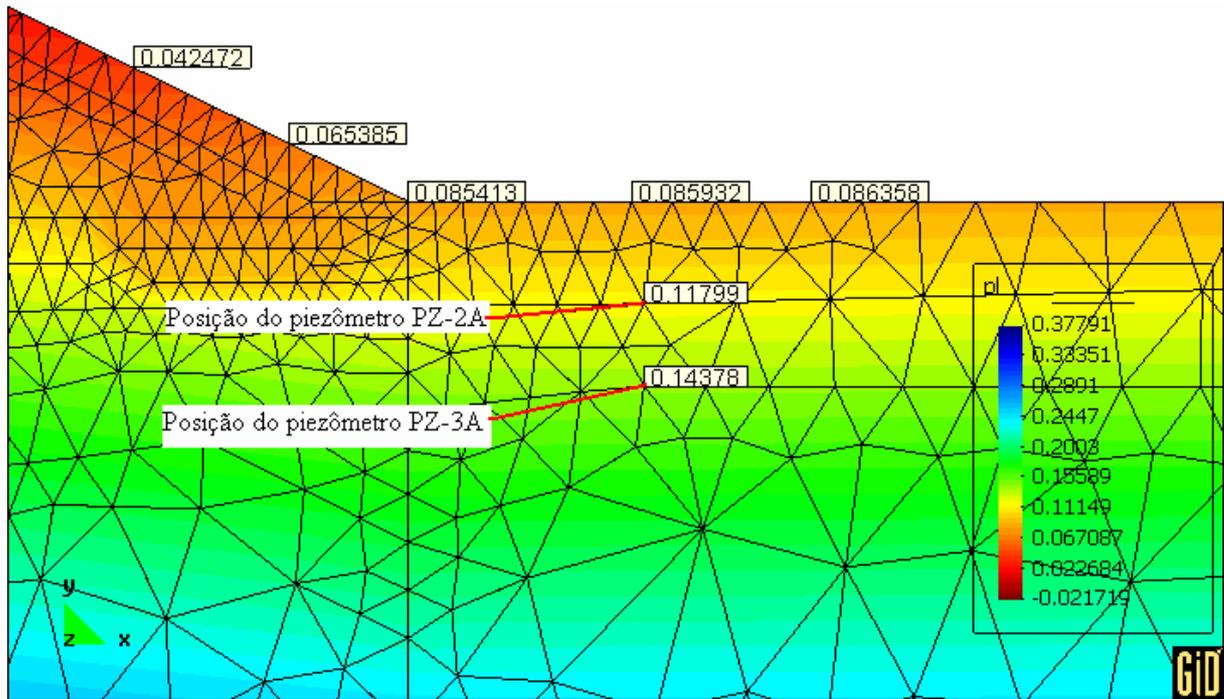


Figura 5.25 –Subpressões calculadas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A e na superfície do terreno para o 3º caso.

Tabela 5.3 - Subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros.

<b>Piezômetro</b>	<b>calculada</b>	<b>crítica de projeto</b>	<b>lida no piezômetro</b>
<b>PZ-2A</b>	0,11799	0,12311	0,11631
<b>PZ-3A</b>	0,14378	0,14875	0,14292

Na figura 5.26 observa-se o gráfico que relaciona as subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros PZ-2A e PZ-3A, fornecendo uma comparação visual entre as subpressões citadas. Pode-se verificar que as subpressões calculadas e lidas nos piezômetros estão coerentes em termos de valores numéricos.

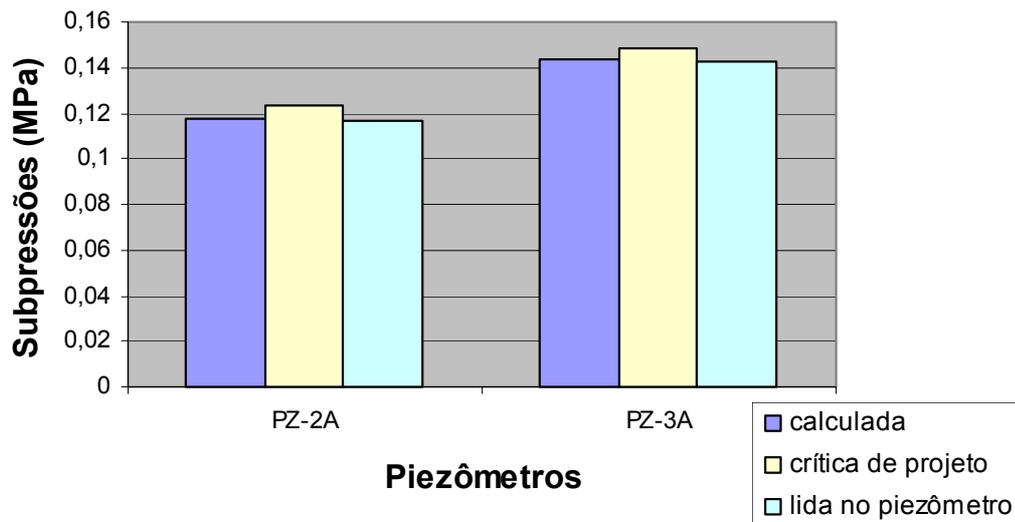


Figura 5.26 – Comparação entre as subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas para os piezômetros PZ-2A e PZ-3A (3º caso).

A posição da linha freática na figura 5.27 mostra bem a redução das subpressões no dique A após a implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante. Observa-se na figura que a linha freática à jusante do dique mantém-se abaixo da superfície do terreno natural, diferente do observado no caso anterior, antes da instalação do sistema dos poços de alívio, indicando assim um rebaixamento do nível d'água e conseqüentemente uma redução das subpressões.

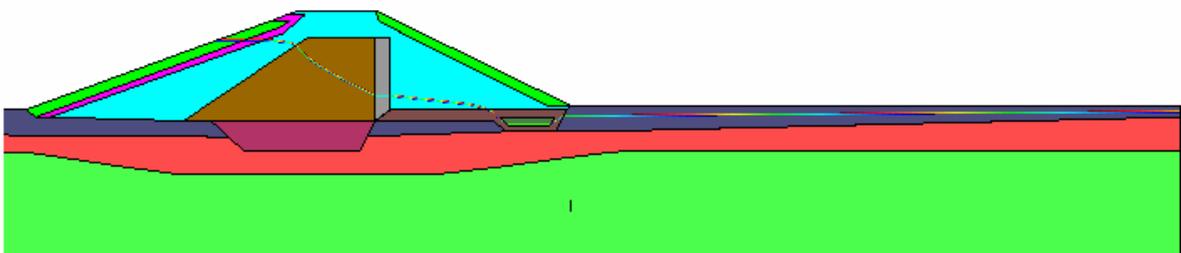


Figura 5.27a – Posição da linha freática no 3º caso.

A seguir podemos comparar a posição da linha freática antes e após a instalação do sistema de poço de alívio no pé do talude de jusante do dique.

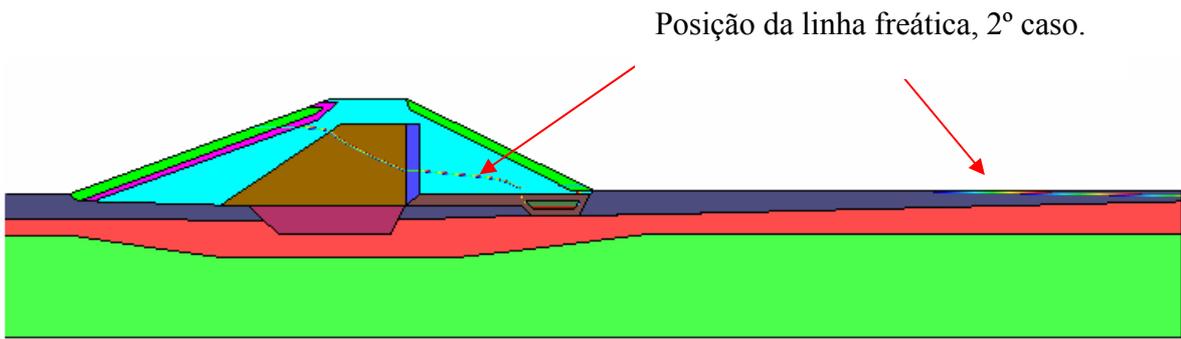


Figura 5.27b – Posição da linha freática, considerando o filtro de areia horizontal colmatado.

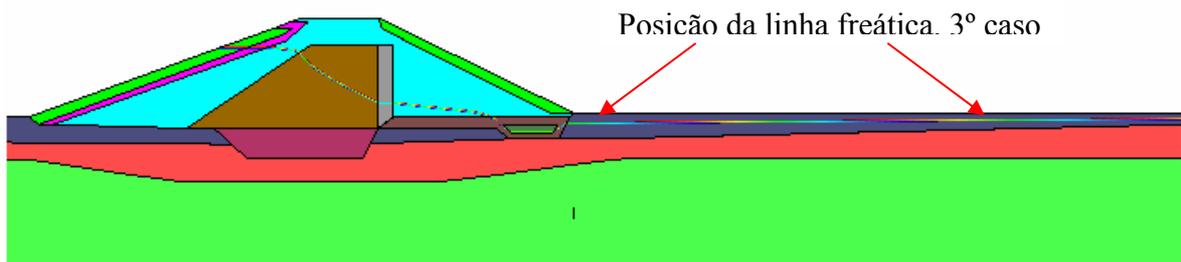


Figura 5.27c – Posição da linha freática considerando o filtro de areia horizontal colmatado e após a instalação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante do dique.

Na figura 5.28 observa-se à saturação na seção transversal do dique A após a implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante do mesmo.

É interessante observar que a superfície do terreno natural à jusante do dique, que antes da implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude, se apresentava saturada já não se apresenta neste estado, sendo mais um indicativo de que a solução adotada (implantação do sistema de poços de alívio) funcionou conforme esperado, permitindo assim o funcionamento do dique com segurança.

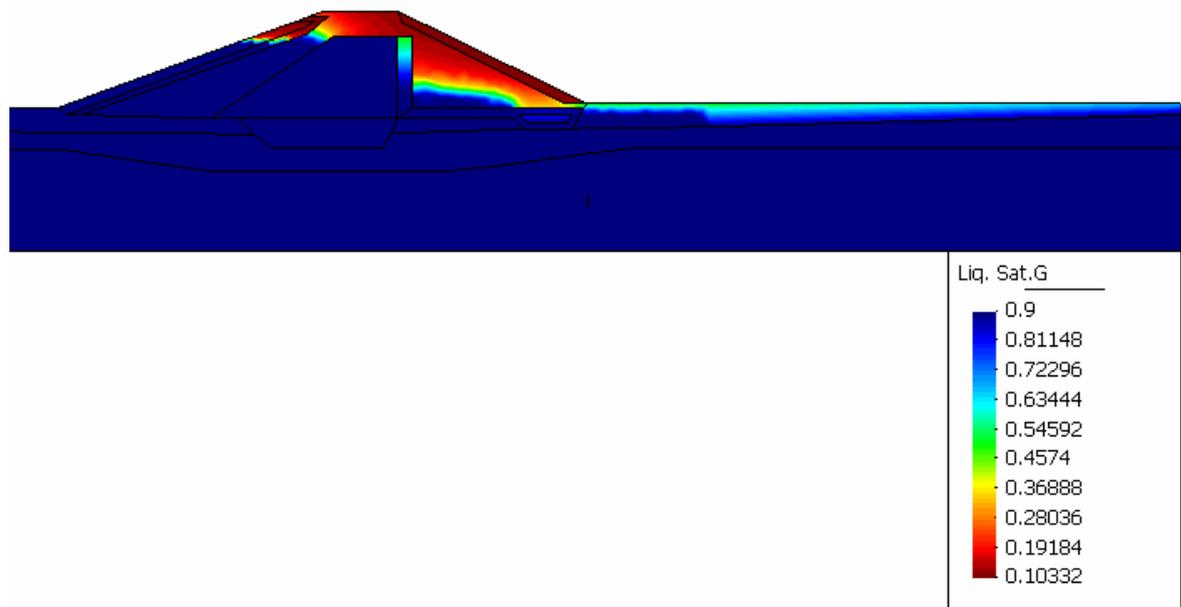


Figura 5.28 – Saturação do dique após implantação do sistema de poços de alívio (3º caso).

Os vetores de fluxo no 3º caso, mostrados na figura 5.29, vem a confirmar o que já ficou claro nas figuras mostradas anteriormente, isto é, o fluxo de água se dá em sua maior parte pela fundação do dique, notando-se que antes da localização dos poços de alívio, há uma considerável concentração de vetores de fluxo e logo após a localização dos poços de alívio, ocorre uma diminuição considerável dos vetores de fluxo indicando, assim, uma redução das subpressões.

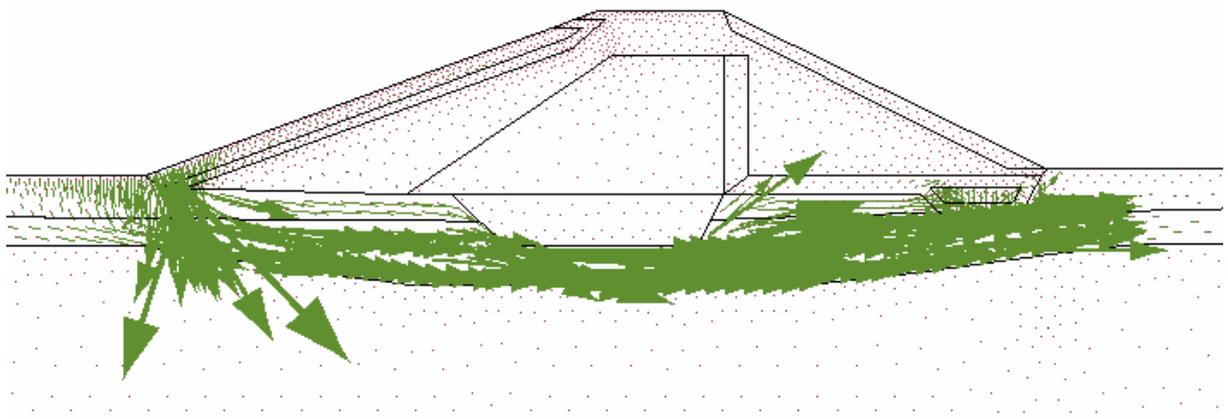


Figura 5.29 – Vetores de fluxo na parte central do dique, considerando o 3º caso.

## 5.5 – Execução do tapete impermeável à montante do dique e implantação de piezômetros adicionais

Em novembro de 1997, posteriormente à instalação do sistema de poços de alívio, foi executado um tapete impermeável à montante do dique e feita a implantação de piezômetros adicionais. Foi feita a modelagem numérica do dique A com a consideração do tapete impermeável, porém este mostrou praticamente não ter efeito sobre as subpressões nas fundações do dique. A razão disso está na figura 5.30, que mostra os vetores de fluxo no corpo da barragem.

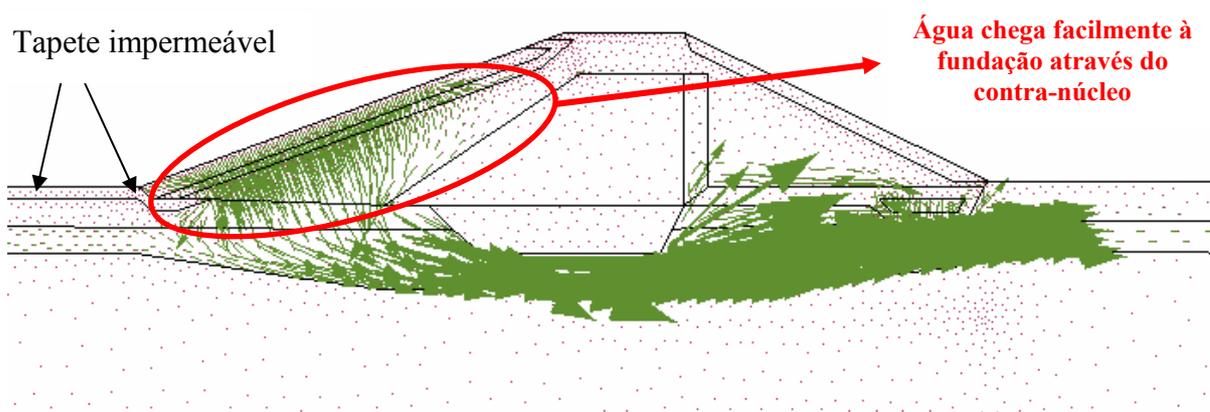


Figura 5.30 – Vetores de fluxo considerando a implantação do tapete impermeável à montante do dique A.

Devido à alta permeabilidade do material do contra-núcleo, a água o atravessa facilmente e chega à fundação praticamente sem perda de carga. Assim o comportamento hidráulico do dique praticamente não se afeta pela presença do tapete. Esta solução seria mais eficiente se fosse garantida a impermeabilidade do material do contra-núcleo.

Além da execução do tapete, também foram instalados outros piezômetros em várias posições no maciço e fundação do dique a fim de monitorar as subpressões ao longo de toda a seção transversal. Na figura 5.31 estão definidas a posições dos piezômetros em relação ao eixo transversal do dique A.

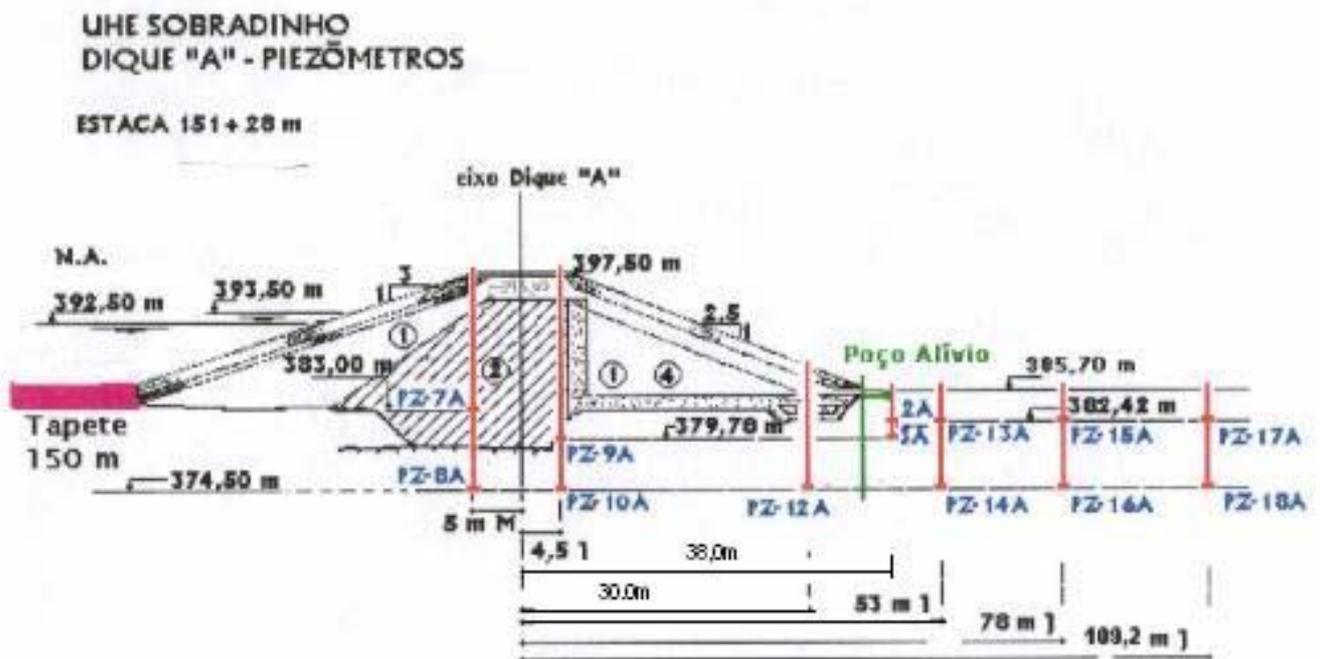


Figura 5.31 – Posição dos novos piezômetros instalados após a implantação do sistema de poços.

As cotas de locação dos piezômetros instalados na seção transversal do dique, na estaca 151+28, estão na tabela 5.4. Todas as cotas são em relação ao eixo do dique A. Onde a cota (0,0; 0,0), corresponde a um ponto no eixo do dique, na linha divisória entre o núcleo e o cut-off. O terreno natural à jusante do dique está +2,0m acima do centro do sistema de coordenadas (0,0; 0,0).

Tabela 5.4 Coordenadas dos piezômetros.

	Coordenadas dos Piezômetros.		Cotas de elevação
	X (m)	Y (m)	(m)
PZ-2A	38	-1,28	382,42
PZ-3A	38	-3,92	379,78
PZ-7A	-5	-0,7	383,00
PZ-8A	-5	-9,2	374,50
PZ-9A	4,5	-3,92	379,78
PZ-10A	4,5	-9,2	374,50
PZ-12A	30	-9,2	374,50
PZ-13A	51	-1,28	382,42
PZ-14A	51	-9,2	374,50
PZ-15A	78	-1,28	382,42
PZ-16A	78	-9,2	374,50
PZ-17A	109,2	-1,28	382,42
PZ-18A	109,2	-9,2	374,50

Nos piezômetros PZ-7A, PZ-8A, PZ-9A e PZ-10A as subpressões calculadas estão mostradas na figura 5.32 e na tabela 5.5 estão os valores das subpressões calculadas, as subpressões críticas de projeto e lidas nos piezômetros. A comparação entre as mesmas, está no gráfico de subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros na figura 5.33. Pode-se observar no gráfico que ocorrem pequenas discrepâncias entre as subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros, com relação aos piezômetros PZ-7A, PZ-8A, PZ-9A e PZ-10A, mas em geral pode-se dizer que a modelagem numérica foi considerada satisfatória.

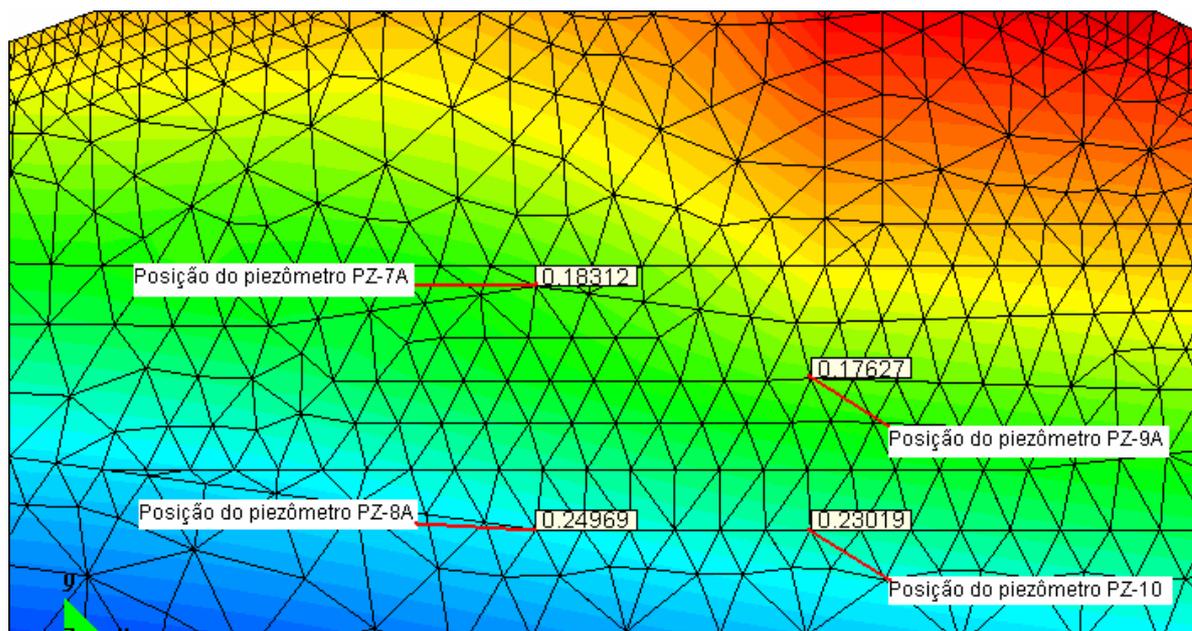


Figura 5.32 – Subpressões calculadas nos piezômetros PZ-7A, PZ-8A, PZ-9A, PZ-10A (em MPa).

Tabela 5.5 - Subpressões em MPa, na malha e lidas nos piezômetros.

Piezômetro	Calculada	Crítica de projeto	Lida no piezômetro
<b>PZ-7A</b>	0,18312	0,11748	0,1437
<b>PZ-8A</b>	0,24969	0,20003	0,21751
<b>PZ-9A</b>	0,17627	0,14875	0,13564
<b>PZ-10</b>	0,23019	0,20003	0,20819

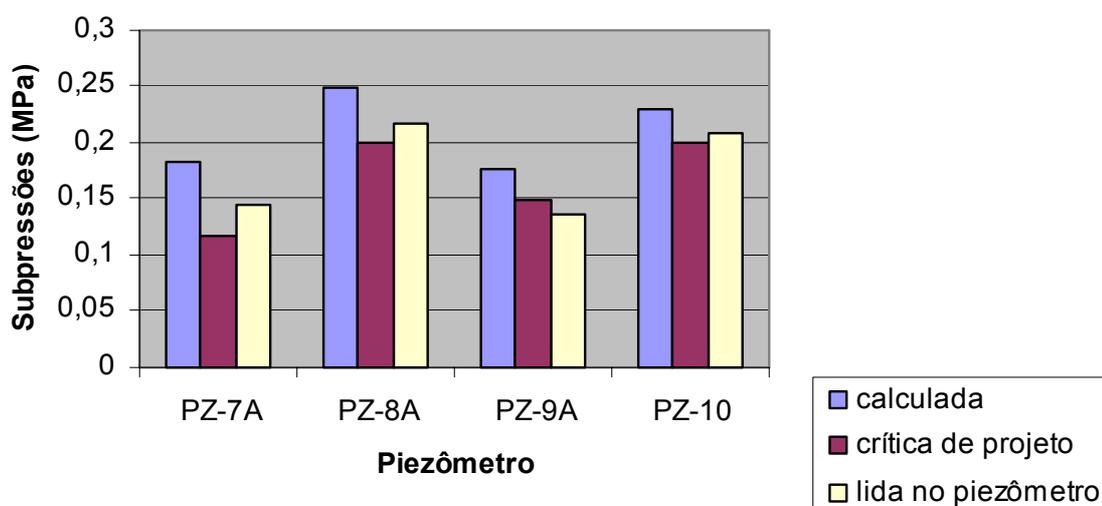


Figura 5.33 – Comparação entre as subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros PZ-7A; 8A, 9A e PZ-10A.

Nos piezômetros PZ-12A, PZ-13A e PZ-14A as subpressões calculadas estão mostradas na figura 5.34 e na tabela 5.6 estão os valores das mesmas comparadas com as subpressões críticas de projeto e lidas nos piezômetros. A comparação entre as mesmas, está no gráfico de subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros na figura 5.35. Pode-se observar no gráfico que ocorrem algumas discrepâncias entre as subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros, mas em geral também se pode dizer que a modelagem numérica foi considerada satisfatória para estes piezômetros.

Chama-se atenção ao fato de que nos testes realizados nos piezômetros PZ-7A, PZ-9A, PZ-13A e PZ-14A foram constatados que os mesmos não respondiam quando do enchimento e esvaziamento do reservatório, mantendo-se constante, ao longo do tempo. A conclusão dos técnicos da CHESF é que provavelmente deve ter ocorrido problemas no bulbo dos piezômetros (CHESF, 2002).

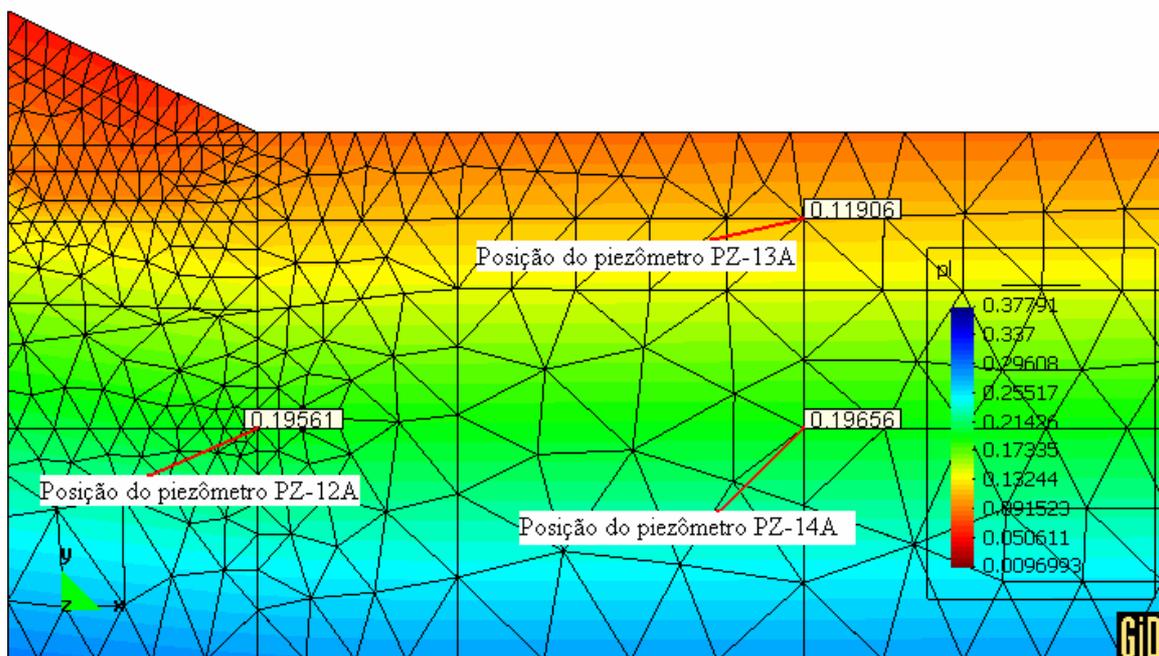


Figura 5.34 – Subpressões calculadas nos piezômetros PZ-12A, PZ-13A e PZ-14 (em MPa).

Tabela 5.6 – Subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros.

Piezômetro	Calculada	Crítica de projeto	Lida no piezômetro
<b>PZ-12A</b>	0,19561	0,20003	0,19226
<b>PZ-13A</b>	0,11906	0,12311	0,10679
<b>PZ-14A</b>	0,19656	0,20003	0,17575

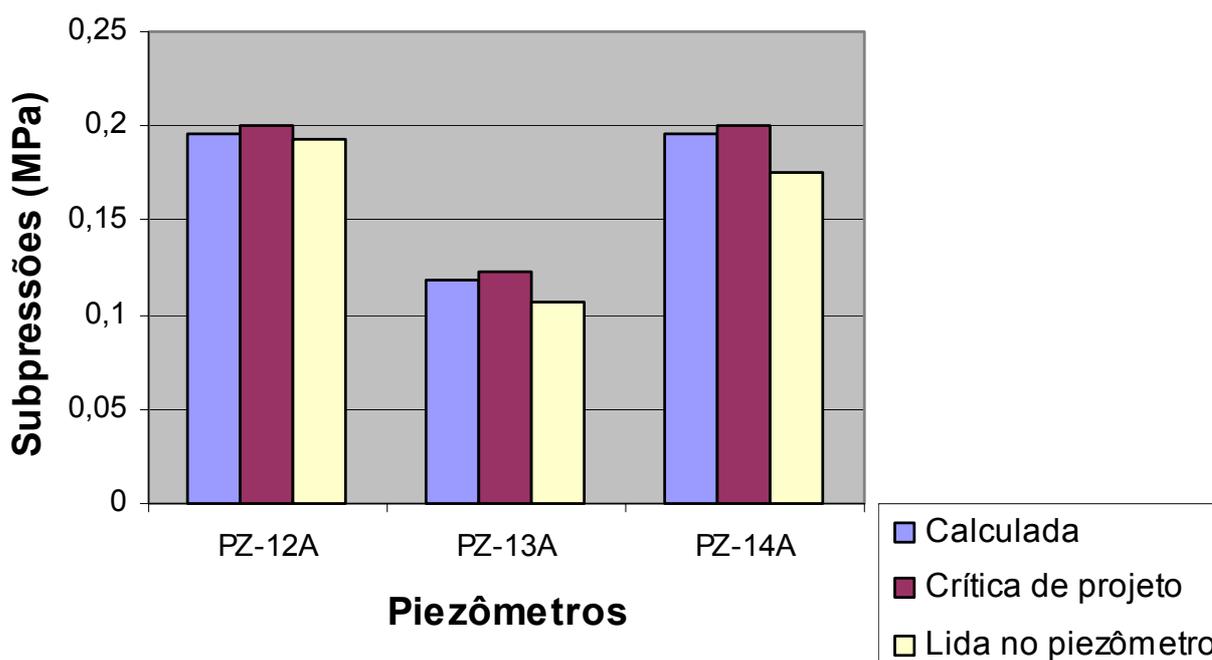


Figura 5.35 - Comparação entre as subpressões nos piezômetros PZ-12A,PZ-13A e PZ-14A.

Nos piezômetros PZ-15A, PZ-16A, PZ-17A e PZ-18A as subpressões calculadas estão mostradas na figura 5.36 e na tabela 5.7 estão os valores das mesmas comparadas com as subpressões críticas de projeto e lidas nos piezômetros. A comparação entre as subpressões em termos de gráfico está na figura 5.37 onde se têm as subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros. Pode-se observar na tabela 5.7 e na figura 5.37 que na de comparação de subpressões, não ocorrem grandes discrepâncias entre as subpressões calculadas e lidas nos piezômetros, isto é, são praticamente as mesmas já que as

leituras destes piezômetros foram usadas para fixar a condição de contorno geostática na parte extrema direita da malha de elementos finitos.

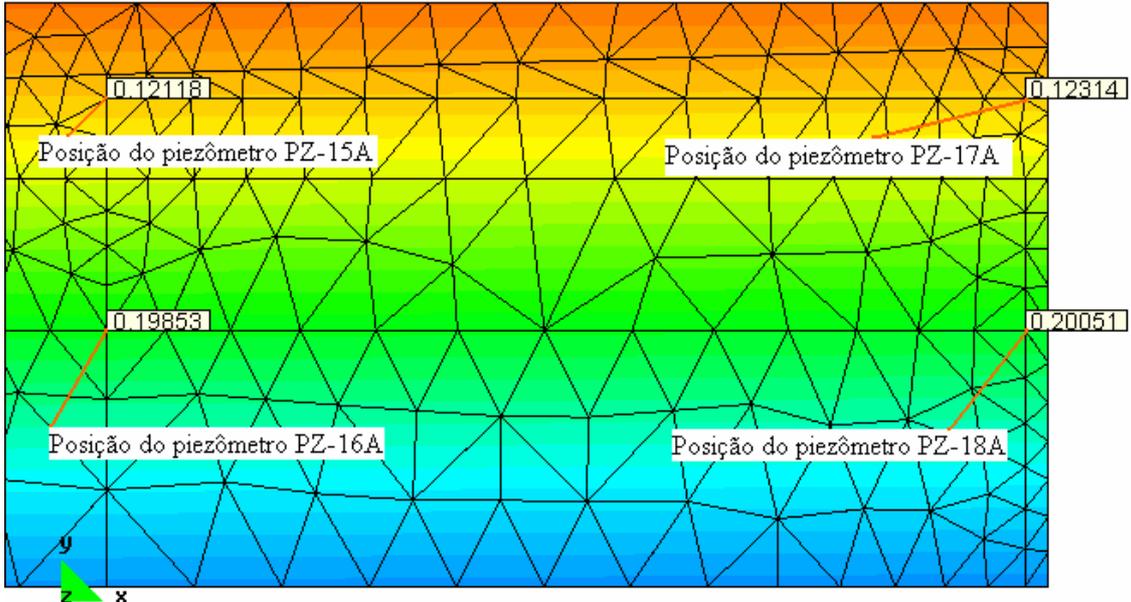


Figura 5.36 - Subpressões calculadas nos piezômetros PZ-15A, PZ-16A, PZ-17A e PZ-18A (MPa).

Tabela 5.7 –Subpressões calculadas, críticas de projeto e lidas nos piezômetros.

Piezômetro	Calculada	Crítica de projeto	Lida no piezômetro
<b>PZ-15A</b>	0,12118	0,12311	0,11534
<b>PZ-16A</b>	0,19853	0,20003	0,19717
<b>PZ-17A</b>	0,12314	0,12311	0,12214
<b>PZ-18A</b>	0,20051	0,20003	0,19712

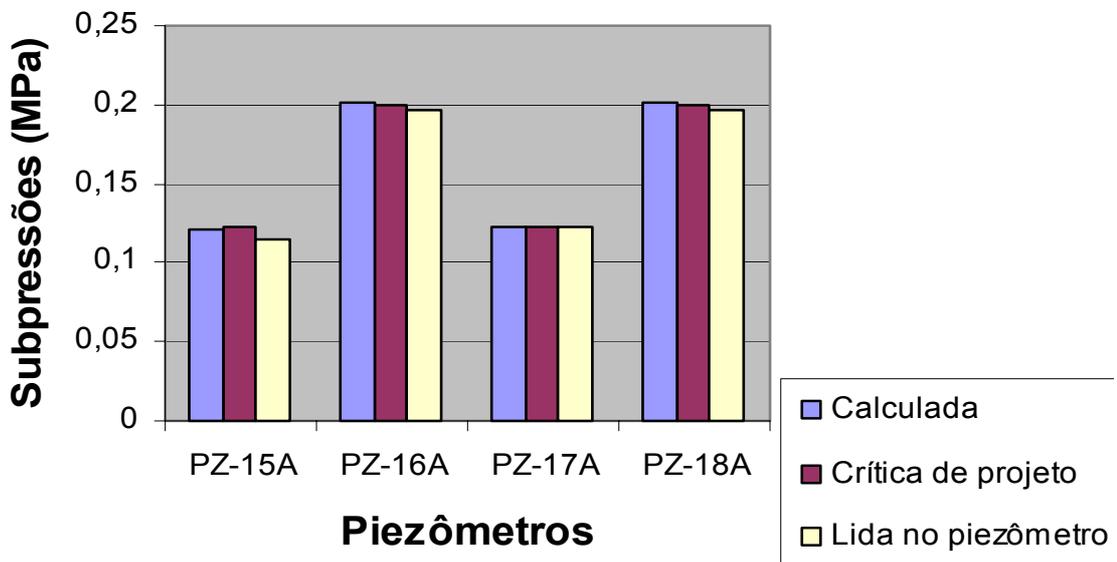


Figura 5.37 – Comparação entre as subpressões nos piezômetros PZ-15A,16A,17A, 18A.

Do exposto neste capítulo, pode-se concluir da importância da modelagem numérica em projetos de engenharia, podendo inclusive, não só verificar problemas que surjam em obras e as soluções adotadas, como também, na otimização de projetos e previsão de situações que possam vir a ocorrer durante e após o término da mesma.

### **5.6 – Estudo do problema de sifonamento capilar: análise paramétrica da curva de retenção.**

O estudo da curva da retenção dos solos envolvidos em obras de terra (solos compactados) é importante porque permite identificar fenômenos que afetam comportamento hidráulico destas. Um exemplo é o sifonamento capilar em barragens de terra.

Para que se possa ter uma idéia da importância da curva de retenção na modelagem de fluxo em uma barragem de terra, a partir do 1º caso analisado foi realizada uma nova análise, atribuindo valores maiores de entrada de ar para o solo do contra-núcleo, o enrocamento e a zona de transição em comparação com os valores definidos anteriormente na tabela 4.1 do capítulo 4. Para o solo do contranúcleo foi adotado um novo valor de pressão de entrada de ar de 0,10MPa, para o enrocamento utilizou-se um valor de 0,01MPa e para a zona de transição de 0,05MPa. Nesta nova análise, manteve-se o índice de distribuição dos tamanhos dos poros inalterado. O resultado que se obteve para os vetores de fluxo foi o que se observa na figura 5.38 que pode ser comparada com a figura 5.12 mostrando os vetores de fluxo de água no 1º caso analisado (situação de projeto).

Na figura 5.38 observa-se a ocorrência do fenômeno do sifonamento capilar no material do contra-núcleo. Pode-se observar também que o filtro funciona

adequadamente, coletando a água proveniente do núcleo e contra-núcleo (sinfonamento) e eliminando a possibilidade de desenvolvimento de subpressões no talude de jusante do dique. A explicação para a ocorrência de sinfonamento capilar no novo caso analisado é a seguinte: com o aumento do valor de entrada de ar, há uma ascensão capilar saturando o material do contra-núcleo acima da cota do núcleo, sendo a permeabilidade de um solo não saturado dependente de seu grau de saturação (permeabilidade relativa), a ascensão capilar torna o contra-núcleo mais permeável facilitando a passagem de água sobre o núcleo.

No caso em estudo (1º caso), apesar do alto percentual de finos desse material (pedregulho e ou cascalho silte-argilos em torno de 32%, sendo 12% de argila e 20% de silte) e da pequena diferença de cota entre o nível d'água máximo no reservatório e nível do núcleo (em torno de apenas 1,50m), esta situação de sinfonamento capilar não ocorre já que o dique foi construído com materiais de baixos valores de entrada de ar (tabela 4.1) para o contra-núcleo, valores estes adotados de Souza Neto (2004) que obteve as curvas de retenção para materiais similares da região onde se encontra a UH de Sobradinho.

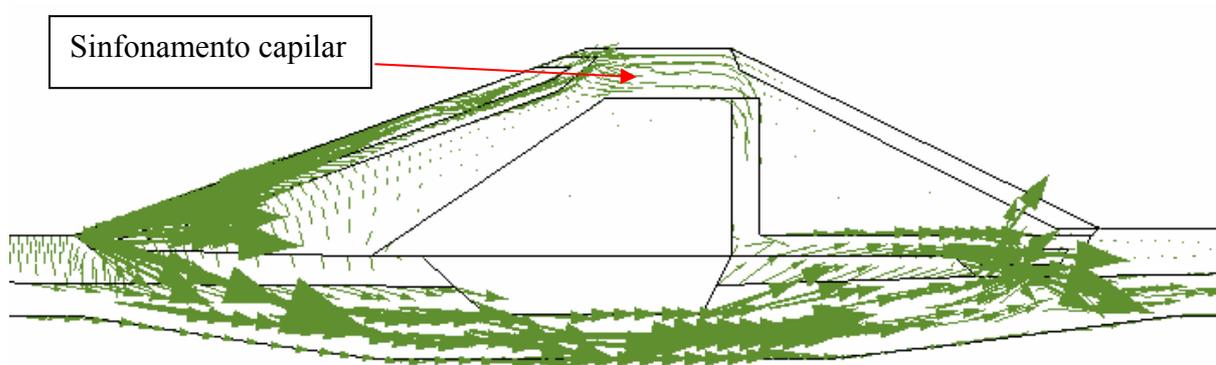


Figura 5.38 – Vetores de fluxo, apresentando sinfonamento capilar na nova análise realizada (1º caso).

## **CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E ESTUDOS COMPLEMENTARES A ESTA PESQUISA.**

### **6.1 - CONCLUSÕES:**

- A modelagem de fluxo via elementos finitos mostrou ser eficiente na representação dos resultados observados em campo (através das leituras dos piezômetros instalados na fundação do dique A), sob várias condições (casos estudados) de funcionamento da barragem de terra.
- O mecanismo fundamental para a elevação de subpressão registrada nos piezômetros à jusante do dique A foi a colmatação do filtro horizontal. O aumento da permeabilidade da fundação por si só não explica a elevação de subpressão.
- Observou-se que após a execução do tapete impermeável à montante do dique não ocorreu nenhuma redução considerável no cálculo das subpressões nos dois piezômetros (PZ-2A e PZ-3A), em relação as subpressões obtidas no cálculo quando da implantação do sistema de poços de alívio no pé do talude de jusante do dique.
- Verifica-se a importância da determinação da curva de retenção de cada material envolvido na construção da barragem de terra, a fim de que se possa ter uma interpretação adequada dos resultados da modelagem realizada.

### **6.2 - ESTUDOS COMPLEMENTARES A ESTA PESQUISA:**

- Coletar amostras de solo no dique (maciço e fundação), para a determinação das curvas características reais dos materiais envolvidos na obra.

- Avaliação, através de retiradas de amostras de solo, para verificação da verdadeira situação de colmatação do sistema de drenagem do dique.
- Obtenção das propriedades de resistência dos materiais que compõe o corpo e fundação do dique para análise da estabilidade do talude, considerando a subpressão obtidas através da análise numérica do fluxo.
- Análise do acoplamento hidro-mecânico que ocorre em barragens de terra.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ÁGUAS, M.F.F., 1999, "Avaliação da barragem de serra da mesa nas fases construtivas e de enchimento do reservatório com auxílio de modelagem numérica". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

VELLOSO, R.Q., 2000, "Estudo numérico da estimativa de parâmetros hidráulicos em solos parcialmente saturados", Dissertação de mestrado, PUC, Rio de Janeiro.  
BEAR, Jacob, 1973, "Dynamics of fluids in porous média".

CHESF, 1978. "Relatório Interno da CHESF - REP N° 117/78".

CHESF, 2001. "Apresentação PowerPoint fornecida pela CHESF intitulada: UHE Sobradinho. Elevação de subpressão diques A e B".

CHESF, 2002. "Relatório Interno da CHESF. RIT.DOCG-002/2002".

CARVALHO, L.H. 1982, "Curso de Barragens de terra com vistas ao Nordeste Brasileiro".

COSTA, L. M, 2003. "Análise de fluxo de água em meios porosos não saturados".

COSTA, L. M., 2000, "Análise hidro-mecânica de solos não saturados com aplicação a barragens de terra". Tese de Doutorado, COPPE/RJ, Rio de Janeiro.

CRUZ, Paulo Texeira da, 1996, "100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto". São Paulo – S.P.

ESTEVES, V. P., 1964, "Barragens de terra" Escola Politécnica da Universidade da Paraíba. Campina Grande – PB.

FREDLUND, D. G. and RAHARDJO, H., 1993, "Soil mechanics for unsaturated soils".

GENS, A. & OLIVELLA, S., 2001, "THM phenomena in saturated and unsaturated porous media" Revue Francaise de Génie Civil – Environmental Geomechanes, V. 5, 6, pp 693 -717.

GEHLING, W.Y.; BICA, A.V.D; FEWERHARMEL,C; PEREIRA, A.; 2004. “Determinação das curvas características de solos coluvionares pelo uso combinado de placa de sucção e método do papel filtro” - 5º Simpósio Brasileiro de solos não saturados, Brasília, D.F.

GUIMARÃES, L. J. do N.; COSTA, L. M.;ARRUDA NETO, M. R.; MALTA, B. P. da S.; PONTES FILHO, I. D.; 2004. “Análise numérica de vazamento de gás natural em gasoduto enterrado”.

GUIMARÃES, L. J. do N.; MORAIS, M. H. M. F. de; COSTA, L. M.; VASCONCELOS, R. B., 2004, “Análise paramétrica da Permeabilidade e da viscosidade em simulação de fluxo em reservatórios”.

JUCÁ, J. F. T., 1990, “Comportamiento de suelos parcialmente saturados” Tese de Doutorado, Universidad Politécnica de Madrid.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V., 1976, “Mecânica de suelos” , M.I.T. Nova York.

MARINHO, F. A. M. & Pereira, J. H. F., 1998, XI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotécnia – Mecânica dos solos não saturados, Brasília –D.F.

MARSAL, R. J y NUÑEZ, D. R, 1975, “Presas de tierra y enrocamiento”, México.

MUALEM, Y., 1976, Histerical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media”, Water Resoueece Research, v. 12 ; n.6, p1248 – 1254.

OLIVELLA, S., 1998, “CODE-BRIGHT –“User’s guide”. Departamiento de Ingenieria del Terreno . Universidade Politécnica da Catalunya, Barcelona.

SANTOS, Érico Almeida, 2002, “Estudos de casos utilizando o método dos Elementos Finitos para simulação de Reservatórios de Petróleo”. Tese de Mestrado, CTG/UFPE, Recife-PE.

SILVA Filho, F. C., 1998, “Análise Numérica de problemas em solos não saturados: Modelagem, Implementação e Aplicações Práticas”. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

VAN GENUTCHEN, M. T., 1980. "A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil". Soil Science Journal American Society, v. 44, p. 892-898.

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)