



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Desireé Alves de Oliveira

**ANÁLISE DO FLUXO D'ÁGUA NA BARRAGEM ENGENHEIRO
ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN**

NATAL

2014

Desireé Alves de Oliveira

**ANÁLISE DO FLUXO D'ÁGUA NA BARRAGEM ENGENHEIRO
ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sc. Olavo Francisco dos Santos Junior

Co-orientadora: Prof^a. Dr^a Sc. Ada Cristina Scudelari

Natal

2014

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Oliveira, Desireé Alves de.

Análise do fluxo d'água na barragem Engenheiro Armando Ribeiro
Gonçalves – Açu/RN / Desireé Alves de Oliveira. – Natal, RN, 2014.
110 f. : il.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior.

Co-orientadora: Prof^a. Dr^a. Ada Cristina Scudelari.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do
Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil.

1. Barragem - Dissertação. 2 . Percolação de água - Dissertação. 3.
Modelo numérico - Dissertação. 4. Situações de risco – Dissertação. I.
Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Scudelari, Ada Cristina III
Universidade Federal do Rio Grande do Norte. IV. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 627.82

DESIREÉ ALVES DE OLIVEIRA

**ANÁLISE DO FLUXO D'ÁGUA NA BARRAGEM ENGENHEIRO
ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Sc. Olavo Francisco dos Santos Junior - Orientador

Prof^a. Dr^a Sc. Ada Cristina Scudelari - Co-orientadora

Examinador Externo Prof. Dr. Sc. Osvaldo de Freitas Neto (UFS)

Examinador Externo Prof. Dr. Sc. Francisco Chagas da Silva Filho (UFC)

Natal, 19 de Dezembro de 2014.

ANÁLISE DO FLUXO D'ÁGUA NA BARRAGEM ENGENHEIRO ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES – AÇU/RN

Desireé Alves de Oliveira

Orientador: Prof. Dr. Sc. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Co-orientadora: Prof^a. Dr^a. Sc. Ada Cristina Scudelari

RESUMO

A solução da equação diferencial parcial de problemas de percolação é difícil de ser encontrada analiticamente, especialmente para situações que envolvem grande complexidade. Para contornar este problema usualmente são utilizados *softwares* com base em diferenças finitas e elementos finitos. A presente dissertação apresenta a utilização de um *software* de elementos finitos, o GEO5, para a resolução do problema de percolação numa barragem de seção bastante complexa, a Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves, que no final de sua construção sofreu ruptura do talude de montante da barragem central e, depois passou por um processo de reconstrução e auscultação. As análises foram realizadas para a condição de operação do reservatório, com fluxo estabelecido. Um modelo numérico foi elaborado com base nas leituras de nível d'água do reservatório e respectivas leituras piezométricas como uma proposta para a avaliação e previsão do comportamento futuro da barragem em condições de fluxo estabelecido. A utilização de modelos constitutivos com o auxílio de sistemas computacionais traduz-se em uma forma de se prever futuras situações de risco de forma que possam ser evitadas.

Palavras-Chave: Barragem, percolação de água, modelo numérico, situações de risco.

ANALYSIS OF THE WATER FLOW AT ENGENHEIRO ARMANDO RIBEIRO GONÇALVES DAM – AÇU/RN

Desireé Alves de Oliveira

Adviser: Prof. Dr. Sc. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Co-adviser: Prof^a. Dr^a. Sc. Ada Cristina Scudelari

ABSTRACT

The solution of partial differential equation of seepage problems is difficult to find analytically, especially for situations that involve great complexity. To overcome this problem, software based on finite differences and finite elements are usually used. This work presents the use of a finite element software, the GEO5, to solve the seepage problem at a dam of very complex section, the dam Eng. Armando Ribeiro Gonçalves, which at the end of its construction suffered rupture of the upstream slope at the central dam and then went through a process of reconstruction and auscultation. The analyses were performed for the operating condition of the reservoir, with an established flow. A numerical model was developed based on the level readings of the reservoir water and their piezometric readings as a proposal for the evaluation and future behavior prediction of the dam on established flow conditions. The use of constitutive models with the aid of computer systems is reflected in a way to predict future risk situations so they can be prevented.

Key words: Dam, water seepage, numerical model, risk situations.

Dedico este trabalho à Jeová Deus, fonte de toda a minha força e ao meu noivo, a minha motivação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, acima de tudo, a Jeová Deus, fonte de tudo o que conquistei, da vida e das bênçãos. Por ter ouvido todas as minhas orações e ter me dado paz mental, amor, sucesso nas minhas pesquisas e ter movido montanhas pra possibilitar a finalização do meu trabalho.

Agradeço ao meu orientador Olavo por todo o esforço que fez pra me auxiliar, pelo suporte que me deu em minhas atividades, pela atenção, interesse e prontidão.

Agradeço à minha co-orientadora Ada pelas sugestões e apoio.

Agradeço ao professor na Faculdade de Engenharia Civil, CTU em Praga, Michael Sejnoha, pelo esclarecimento que me deu no entendimento das análises do programa GEO5, como também da teoria.

Agradeço a todos os professores do Programa de Pós-Graduação que me auxiliaram e que acreditaram em meu trabalho.

Agradeço à equipe do laboratório, Paulo, João e Batista por estarem disponíveis em atender algumas necessidades no trabalho.

Agradeço à bolsista Lizyanne pela dedicação, pelo companheirismo, pelas descobertas, enfim por toda a contribuição que teve para a realização do trabalho.

Agradeço ao meu noivo, William, pelo amor, atenção, credibilidade que precisei para ultrapassar tantos obstáculos.

Agradeço à Rafaella, secretária do Programa, pela força que sempre me deu, pela confiança, pelas palavras e pela disposição em fazer o que pôde para me ajudar.

Agradeço a todos aqueles que torceram e acreditaram em mim, e que mesmo como espectadores eu sabia que estavam felizes com minhas conquistas.

Muito obrigado

SUMÁRIO

Lista de figuras.....	ix
Lista de tabelas.....	xii
Lista de quadros.....	xii
Lista de equações.....	xiii
Lista de siglas e abreviaturas.....	xiv
CAPÍTULO 1.....	1
Introdução	
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Objetivo.....	3
1.3 Estrutura do trabalho.....	3
CAPÍTULO 2.....	4
Revisão Bibliográfica.....	4
2.1 Percolação de água em meios porosos.....	4
2.1.1 Conceito de percolação.....	4
2.1.2 Carga.....	5
2.1.3 Força de percolação.....	6
2.1.4 Teoria de percolação.....	8
2.1.4.1 Limitação da teoria.....	8
2.1.5 Percolação de água no solo.....	9
2.2 Controle de fluxo em barragens.....	13
2.2.1 Principais problemas causados por percolação através de barragens e da sua fundação.....	13
2.2.2 Procedimentos básicos para o controle das forças de percolação.....	15
2.3 Introdução sobre a construção de barragens.....	17
2.4 Instrumentação e comportamento de barragens de terra e de enrocamento.....	23
2.4.1 Uma discussão mais detalhada dos objetivos da instrumentação de barragens.....	23
2.4.2 Descrição dos instrumentos e suas características.....	24
2.4.3 Planejamento e implantação de um sistema de instrumentação.....	28

2.5 Modelagem computacional	31
2.5.1 Modelo matemático e modelo numérico.....	31
2.5.2 O Método dos Elementos Finitos nas Análises de Fluxo.....	32
 CAPÍTULO 3.....	 36
Materiais e Métodos	
3.1 Modelagem numérica no GEO5.....	36
3.1.1 Solução de fluxo em regime estacionário no GEO5.....	36
3.1.2 Caracterização do modelo na análise de fluxo.....	40
3.1.3 Configuração do problema.....	40
3.2 Descrição da barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves.....	43
3.2.1 Características da obra.	43
3.2.2 Arranjo geral das obras.....	44
3.2.3 Aspectos geotécnicos	47
3.2.4 Histórico de Construção da Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves.....	49
3.3 Definição dos dados de entrada.....	66
3.3.1 Apresentação das características do modelo utilizado para as análises de fluxo da seção da estaca 53+00 m.....	66
 CAPÍTULO 4.....	 75
Apresentação dos resultados e discussão	
4.1 Análises de fluxo na Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves.....	75
4.1.1. Análises de fluxo realizadas para a seção da estaca 53+ 00.....	75
4.1.2. Análises de fluxo realizadas para a seção da estaca 58 + 00.....	87
4.1.3. Análises de fluxo realizadas para a seção da estaca 48 + 00.....	93
 CAPITULO 5.....	 102
Conclusões e recomendações	
Referências.....	104

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diferença de carga entre dois pontos.....	6
Figura 2.2 – Aparecimento das forças de percolação.....	7
Figura 2.3 – Redes de fluxo em barragens de seção homogênea, obtidas com o uso do método gráfico.....	13
Figura 2.4 – Condições de areia movediça criada em obra	15
Figura 2.5 – Elementos de controle de forças de percolação.....	17
Figura 2.6: Barragem Faveta, na Ilha de Santiago, Cabo Verde, Portugal.....	18
Figura 2.7: Barragem do Alto do lindoso, no rio Lima, em Portugal.....	19
Figura 2.8: Tipos de barragem de aterro.....	20
Figura 2.9: Barragem da UHE Campos Novos, no leito do Rio Canoas, a 390 km de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina.....	21
Figura 2.10: Barragem da UHE Campos Novos, no leito do Rio Canoas, a 390 km de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina.....	21
Figura 2.11: Construção Barragem de Serpa, localizada na Estrada Nacional 265 km 14, na ribeira de Enxoé, em Serpa, Portugal.....	22
Figura 2.12: Barragem de Serpa, localizada na Estrada Nacional 265 km 14, na ribeira de Enxoé, em Serpa, Portugal.....	22
Figura 2.13: Medidores de nível d'água.....	26
Figura 2.14: Piezômetro Casagrande de tubo aberto.....	27
Figura 2.15: Piezômetro pneumático.....	28
Figura 3.1: Variação da permeabilidade com a poropressão do fluido.....	38
Figura 3.2: Vista superior da Barragem do Açú via Satélite e sua localização no Rio Piranhas-Açu.....	43
Figura 3.3: Localização do Rio Piranhas-Açu e do Município de Açú em relação à capital Natal.....	45
Figura 3.4: Localização da Barragem do Açú no Rio Piranhas-Açu.....	45
Figura 3.5: Planta Baixa da Barragem e Vertedouros.....	46
Figura 3.6: Rochas do complexo migmatítico na região da obra Eng. Armando Ribeiro Gonçalves.....	47

Figura 3.7: Seções Transversais da Barragem Central A) e da Ombreira Direita B) proposta pela SERETE.....	50
Figura 3.8: Seção Transversal proposta pela HIDROTERRA.....	52
Figura 3.9: Foto aérea da vista da ruptura do talude de montante da barragem central.....	53
Figura 3.10: Seção-tipo da barragem central reprojeta da TECNOSOLO.....	57
Figura 3.11: Perfil instrumentado da Estaca 48+00.....	61
Figura 3.12: Perfil instrumentado da Estaca 53+00.....	62
Figura 3.13: Perfil instrumentado da Estaca 58+00.....	63
Figura 3.14: Perfil geométrico da seção transversal da estaca 53 + 00 m e materiais analisados.....	68
Figura 3.15: Malha de elementos finitos da seção da estaca 53 + 00 m sem refinamentos e sem pontos livres.....	71
Figura 3.16: Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para a seção da estaca 53 + 00 m.....	71
Figura 3.17: Gráfico da cota do nível d'água versus período em anos para a seção da estaca 53 + 00 m.....	72
Figura 3.18: Condições de contorno utilizadas nas simulações.....	73
Figura 3.19: Contato impermeável aplicado no limite superior do embasamento cristalino.....	74
Figura 4.1: Distribuição de poropressões positivas para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	77
Figura 4.2: Distribuição dos vetores de fluxo e total de vazão de entrada e saída para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	78
Figura 4.3: Distribuição de velocidade na direção horizontal para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	82
Figura 4.4: Distribuição de velocidade na direção vertical para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	83
Figura 4.5: Distribuição de carga total para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	84

Figura 4.6: Distribuição da permeabilidade relativa K_r para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	85
Figura 4.7: Distribuição de poropressão negativa para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	86
Figura 4.8: Perfil geométrico da seção transversal da estaca 58 + 00 m e materiais analisados.....	88
Figura 4.9: Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para a seção da estaca 58 + 00 m.....	88
Figura 4.10: Distribuição de poropressões para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	89
Figura 4.11: Distribuição dos vetores de fluxo e total de vazão de entrada e saída para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	90
Figura 4.12: Distribuição de poropressões negativas para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	91
Figura 4.13: Distribuição de carga total para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	92
Figura 4.14: Perfil geométrico da seção transversal da estaca 48 + 00 m e materiais analisados.....	95
Figura 4.15: Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para a seção da estaca 48 + 00 m.....	95
Figura 4.16: Distribuição de poropressões para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades dadas na Tabela 4.1.....	96
Figura 4.17: Distribuição de poropressões positivas para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	98
Figura 4.18: Distribuição dos vetores de fluxo e total de vazão de entrada e saída para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	101
Figura 4.19: Distribuição de poropressões negativas para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	102
Figura 4.20: Distribuição de carga total para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica.....	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Piezômetros pneumáticos instalados nas estacas 48+00, 53+00 e 58+00 da barragem.....	60
Tabela 3.2 - Medidores de nível d'água.....	65
Tabela 3.4: Valores de poropressão medidos pelos piezômetros.....	66
Tabela 3.5: Parâmetros do modelo van Genuchten utilizados na simulação.....	67
Tabela 3.6: Parâmetros de permeabilidade dos materiais que formam a barragem com base nos ensaios de laboratório.....	68
Tabela 3.7: Coordenadas dos nós da malha correspondentes à posição dos piezômetros.....	69
Tabela 3.8: Dados de aplicação das linhas de refinamento na seção.....	69
Tabela 4.1: Parâmetros de permeabilidade utilizados nas análises da seção 53.....	76
Tabela 4.2: Comparação entre os resultados de poropressão da simulação numérica e das medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 53+ 00.....	76
Tabela 4.3: Comparação entre os resultados de poropressão da simulação numérica e das medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 58+ 00.....	87
Tabela 4.4: Comparação entre os resultados da simulação numérica e as medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 48+ 00.....	94
Tabela 4.5: Parâmetros de permeabilidade utilizados na análise da seção 48.....	97
Tabela 4.6: Comparação entre os resultados da simulação numérica e as medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 48+ 00.....	97

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1: Dados técnicos da barragem e do reservatório.....	56
Quadro 3.2: Piezômetros pneumáticos PZP1, PZP2 e PZP3 das seções transversais das estacas 48+00, 53+00 e 58+00.....	64

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1.....	5
Equação 2.2.....	5
Equação 2.3.....	6
Equação 2.4.....	6
Equação 2.5.....	7
Equação 2.6.....	7
Equação 2.7.....	7
Equação 2.8.....	7
Equação 2.9.....	9
Equação 2.10.....	9
Equação 2.11.....	10
Equação 2.12.....	11
Equação 2.13.....	11
Equação 3.1.....	39
Equação 3.2.....	39

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

A	Área da seção transversal
AG	Análise Geotécnica
ASCE	American Society of Civil Engineers (USA)
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CH	Argila de alta compressibilidade
CL	Argila de baixa compressibilidade
DNOCS	Departamento Nacional de Obras contra as secas
e	Índice de vazios do solo
e_0	Índice de vazios inicial do solo
FAO	Food and Agriculture Organization
FEM	Finit Elements Method
$F.S.$	Fator de Segurança
GC	Pedregulho argiloso
h	Carga total
HIDROTERRA	HIDROTERRA S.A. Engenharia e Comércio
h_p	Valor de carga de pressão na região totalmente saturada
$h_{p\text{ mín}}$	Valor mínimo de carga de pressão na região totalmente saturada
h_{tz}	Largura da zona de transição
k	Coeficiente de permeabilidade do material
K_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal
K_r	Coeficiente de permeabilidade relativa

K_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
k_x, k_y e k_z	Coeficientes de permeabilidade nas direções x, y e z
L	Comprimento
TECNOSOLO	TECNOSOLO Engenharia e Tecnologia de Solos e Materiais S.A.
M	Montante
MH	Silte de alta compressibilidade
ML	Silte de baixa compressibilidade
MN	Medidores de Nível
n	Porosidade
n e m	Parâmetros empíricos adimensionais do modelo da curva de retenção da água do solo
N°	Número
NA	Nível d'água
PZC	Piezômetro de Tubo Aberto (Casagrande)
PZP	Piezômetro Pneumático
q	Valor da vazão média através de uma área A
Q	Vazão de percolação
R $R = 100$ a 1000)	Parâmetro de redução (um número suficientemente grande de
RN	Rio Grande do Norte
S	Grau de saturação
SC	Areia Argilosa
SERETE	SERETE Engenharia S.A.

S_{irr}	Representa um limite irreduzível de saturação, que também pode ser deduzido a partir da curva de retenção de água do solo
t	Tempo
u	Pressão da água
V	Volume
v poros	Velocidade real do fluxo de água escoando somente através dos poros
v^{sw}	Velocidade média de fluxo através de toda a área de percolação
z	Carga de elevação
γ_w	Peso específico da água
δ ou α ar	Parâmetro relacionado com o inverso da pressão de entrada de ar

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1. Considerações Iniciais

As barragens são obras transversais a cursos de água que têm por finalidade obstruir o fluxo de água com a conseqüente formação de um reservatório. Os reservatórios, por sua vez, podem ter várias finalidades: abastecimento de água, geração de energia, irrigação, controle de enchentes, perenização de rios, piscicultura e lazer, dentre as utilizações mais comuns.

As barragens construídas na região do semi árido nordestino possibilitaram a sobrevivência da população quanto ao abastecimento de água. As secas que assolam essa região são frequentes e intensas, o que torna a existência de reservatórios de água imprescindível para a permanência da população e para o desenvolvimento das atividades humanas nesses locais, possibilitando o crescimento da região.

O projeto, a execução e a observação do comportamento são etapas importantes para o bom desempenho das barragens. Atenção especial deve ser dada a todas essas fases, tendo em vista que a ocorrência de acidentes pode conduzir a situações catastróficas. Há a necessidade de se prever, evitar e controlar as vazões de percolação, as poropressões desenvolvidas pelo fluxo de água e as deformações e rupturas no corpo do maciço.

A ocorrência da vazão de percolação em qualquer barragem é inevitável e seu controle é fundamental. As vazões percoladas, as poropressões no corpo da barragem e as subpressões na sua fundação devem ser estimadas na fase de projeto, por exemplo, por meio de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos ou por meio do traçado das redes de fluxo. Através destas estimativas as estruturas de drenagem da barragem são selecionadas e dimensionadas.

A observação do desempenho da barragem, realizada no início de sua construção, ao longo do enchimento do reservatório e durante a sua operação, é de

suma importância para avaliar se a barragem se comporta conforme esperado. Isso é feito por meio da instalação de instrumentação que mede poropressão e deslocamentos verticais e horizontais do corpo da barragem.

A análise da instrumentação permite checar a validade de hipóteses assumidas durante a elaboração do projeto. Esse aspecto assume grande importância científica tendo em vista que o conhecimento gerado pela análise do comportamento pode ser empregado no projeto de outras obras, e permite, em especial, o aprimoramento do projeto da própria obra.

Os dados de instrumentação possibilitam, também, verificar as condições atuais de segurança dessas obras e prever as suas condições futuras de desempenho, de modo a serem adotadas medidas corretivas e preventivas em tempo hábil para o futuro funcionamento normal do reservatório. Por isso, a instrumentação deve fazer parte do projeto de grandes barragens.

Para compreender o comportamento da barragem e prever sua resposta mediante situações de risco podem ser utilizados modelos numéricos com o auxílio de sistemas computacionais. A análise das condições de segurança das barragens por meio de ferramentas numéricas apropriadas, como *softwares* com base em diferenças finitas ou elementos finitos, permite a solução de problemas de percolação, difícil de ser encontrada analiticamente, especialmente para situações que envolvem grande complexidade.

O presente trabalho trata da análise do fluxo de água na Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves, também conhecida como Barragem do Açú. De acordo com Rocha (2003), a barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves, no estado do Rio Grande do Norte abastece de água diversas regiões próximas. Além disso, promove irrigação do Vale do Baixo Açú e proporciona o cultivo das várzeas nas margens do seu reservatório. Também possibilita o desenvolvimento da região por meio da piscicultura intensiva, do lazer e da perenização do rio Açú. Assim a barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves tem grande importância na região.

Conforme relatado por Rocha (2003), a Barragem do Açú teve o início da sua construção em 1979. Em 1981, no final da construção, quando faltavam cerca de 5 m para a cota de coroamento da barragem, ocorreu a ruptura do talude de montante da barragem central, um acidente cuja repercussão alcançou níveis internacionais.

Rocha (2003) ainda relata que após o acidente a obra da barragem foi reprojeta. Durante sua reconstrução teve suas estruturas avaliadas e passou por

um processo de instrumentação. Os instrumentos instalados eram utilizados no decorrer da construção para a obtenção de informações a serem julgadas por consultores técnicos, sendo realizada a avaliação de suas condições de segurança. O projeto de monitoramento da barragem incluía também a sua fase de operação.

1.2 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar o fluxo através do maciço e da fundação de seções tipo representativas da Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves através da elaboração de um modelo numérico de fluxo em estado plano.

O modelo numérico foi elaborado com base nas leituras de nível d'água do reservatório e respectivas leituras piezométricas. As análises foram feitas utilizando o *software* GEO5 para a condição de operação do reservatório, com fluxo estabelecido.

1.3 Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido em 5 Capítulos, incluindo esta introdução. No Capítulo 2 são apresentados conceitos e formulações matemáticas utilizados para analisar o fluxo de água em solos saturados ou não saturados e a equação geral de fluxo em meios porosos. Também são explanados os métodos de solução já utilizados largamente nas análises de fluxo em barragens. São descritos conceitos e objetivos da instrumentação, da modelagem matemática e do método dos elementos finitos (MEF) com enfoque para aplicação a problemas de geotecnia.

No Capítulo 3 é apresentado o *software* GEO5, a descrição da barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves e a metodologia utilizada na realização das simulações.

No Capítulo 4 são apresentadas as análises e a interpretação dos resultados das simulações citadas nos objetivos específicos acima.

Finalmente no Capítulo 5 serão apresentadas as conclusões obtidas e as recomendações propostas para a continuação da pesquisa.

CAPÍTULO 2

Revisão de Literatura

2.1. Percolação de água em meios porosos

Para a análise do escoamento da água no solo e suas implicações em barragens, é necessário saber a vazão percolada através do maciço e da fundação e as pressões neutras desenvolvidas.

Neste item são apresentados os conceitos e desenvolvimentos matemáticos importantes da hidráulica dos solos que foram utilizados no desenvolvimento das análises realizadas no Capítulo 4.

Inicialmente são apresentados os conceitos da teoria de percolação e em seguida, as equações que governam o fluxo de um fluido em um meio poroso. A equação diferencial parcial de fluxo é apresentada com sua formulação que inclui a influência do índice de vazios e do grau de saturação na permeabilidade do material podendo definir o fluxo como sendo do tipo estacionário ou como sendo do tipo transiente. Também são explanados os métodos de solução já utilizados largamente nas análises de fluxo em barragens.

2.1.1 Conceito de percolação

O solo é um material onde suas partículas sólidas se encontram de forma aleatória, posicionadas umas sobre as outras com vazios entre elas. Será por esses vazios que a água irá fluir.

A maior ou menor facilidade com que a água percola pelo solo é quantificada pelo coeficiente de permeabilidade k . Por exemplo, solos de partículas mais grossas têm os vazios maiores, permitindo que o fluxo de água ocorra mais facilmente, para esses casos o coeficiente de permeabilidade k será maior quando comparado com solos de granulometria menor.

2.1.2 Carga

O conceito de carga será fundamental nas análises de percolação. A Equação 2.1 apresenta a proposta de Bernoulli para se representar a energia total ou carga total em um ponto do fluido, que define carga como sendo energia por unidade de peso. As componentes de energia são representadas pelas correspondentes cargas em termos de altura de coluna d'água.

$$Carga = \frac{energia}{peso} \quad (2.1)$$

De acordo com a lei de Bernoulli, a carga total é igual à soma das cargas de pressão, de velocidade e de posição. Mas o fluxo de água pelo meio de solo poroso se dá a velocidades baixas, de forma que a parcela de carga cinética da equação de Bernoulli é desprezada e a carga total em qualquer ponto pode ser representada pela Equação 2.2.

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z \quad (2.2)$$

Onde:

h = carga total;

u = pressão da água;

γ_w = peso específico da água;

z = carga de elevação.

A carga de posição é a diferença de cota entre o ponto considerado e a cota definida como nível de referência. A carga piezométrica ou carga de pressão é a própria poropressão do ponto considerado, expressa em altura de coluna d'água.

Na Figura 2.1, de Das (1998), são apresentados dois pontos em que a carga total de cada um é diferente. Devido essa diferença de potencial ocorrerá fluxo partindo do ponto A de maior carga, para o ponto B de menor carga. Entre os dois pontos existe uma perda de carga Δh , pois a energia que corresponde à diferença de carga entre os pontos será a responsável pelo movimento da água e será perdida no decorrer do percurso. Esta perda de carga dividida pelo comprimento de percolação determina o gradiente hidráulico i . O gradiente hidráulico i é uma grandeza adimensional e indica a direção do fluxo, ou seja, a inclinação da linha piezométrica.

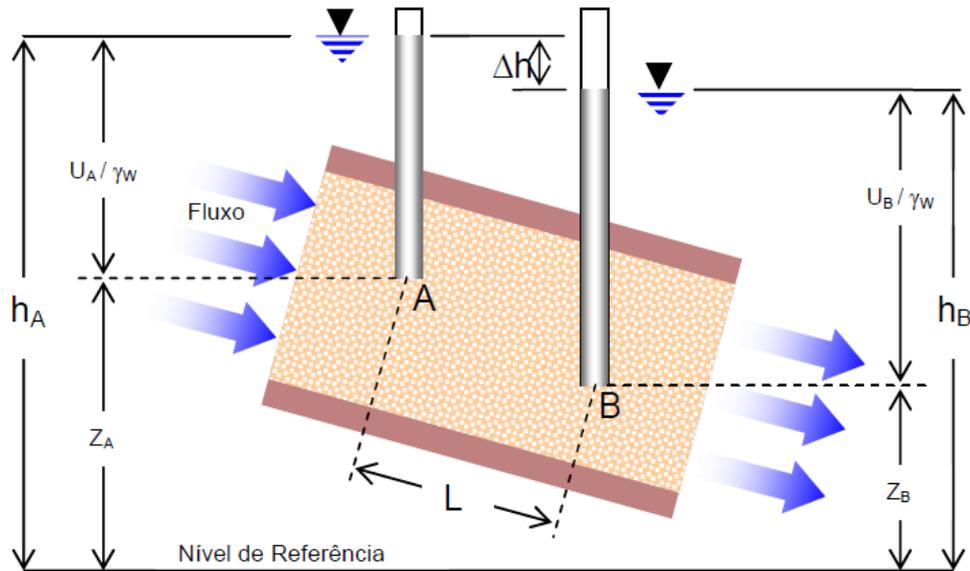


Figura 2.1: Diferença de carga entre dois pontos

Fonte: Das (1988)

Para se calcular a perda de carga Δh e o gradiente hidráulico i entre os pontos A e B serão utilizadas as Equações 2.3 e 2.4, respectivamente:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + z_B \right) \quad (2.3)$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.4)$$

Onde:

L = comprimento de percolação da água;

u_A e u_B = pressão da água no ponto A e B;

z_A e z_B = carga de elevação no ponto A e B;

h_A e h_B = carga total no ponto A e B.

2.1.3 Forças de percolação

Havendo um movimento de água através de um solo, as partículas exercem na água uma força de atrito, ocorrendo então uma transferência de energia da água para as partículas sólidas do solo. Por ser transferida de grão a grão, essa energia se torna, então, uma força efetiva. A força efetiva, que a água exerce na estrutura do solo, é denominada de força de percolação e tem o mesmo sentido do fluxo d'água.

Utilizando a terceira lei de Newton (o princípio da igualdade de ação e reação), esta força tem valor em módulo igual à força de atrito, mas sentido oposto.

A força de percolação é responsável pelo aparecimento dos fenômenos de "piping" e de areia movediça e em muitos casos por problemas de instabilidade em barragens, por isso seu mecanismo deve ser conhecido e seus valores medidos. A Figura 2.2 ilustra como a energia é transmitida para as partículas de solo.

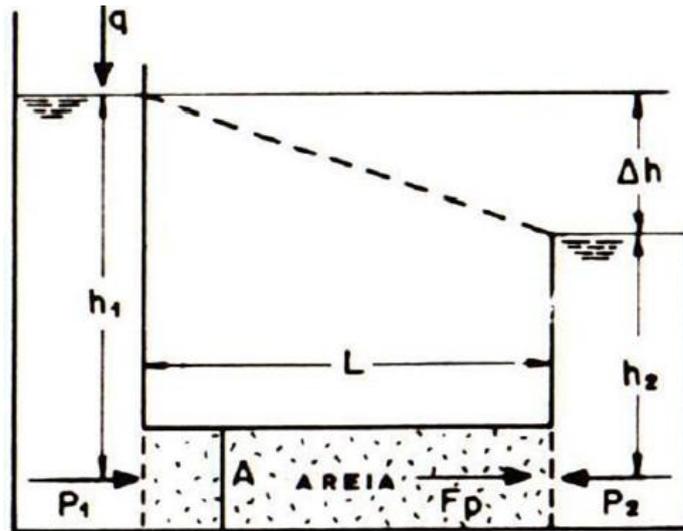


Figura 2.2: Aparecimento das forças de percolação

Fonte: Assis (2003)

As forças P_1 e P_2 são dadas pelas Equações 2.5, a força consumida por atrito F pela Equação 2.6, a força de percolação calculada F_p pela Equação 2.7 e a força de percolação por unidade de volume f_p obtida usando a Equação 2.8:

$$P_1 = \gamma_W \times h_1 \times A \text{ e } P_2 = \gamma_W \times h_2 \times A \quad (2.5)$$

$$F = P_1 - P_2 = \gamma_W \times A \times (h_1 - h_2) \quad (2.6)$$

$$F_p = \gamma_W \times i \times A \times L = \gamma_W \times i \times V, \quad (2.7)$$

$$f_p = \gamma_W \times i \quad (2.8)$$

Onde:

L = comprimento da amostra de areia;

V = volume da amostra de areia;

A = área da seção transversal da amostra de areia;

h_1 e h_2 = carga total do reservatório à esquerda e à direita;

P_1 e P_2 = força que submete a amostra produzida pela carga h_1 e h_2

2.1.4 Teoria de percolação

A teoria de fluxo através de meios porosos é muito útil nas análises de engenharia. Pode ser usada para estimar a quantidade de água que percola através ou sob uma barragem, o que permite monitorar as perdas de água no reservatório, e pode ser usada também para a obtenção da distribuição das pressões de água, usadas nas análises de estabilidade, nas análises dos gradientes hidráulicos de saída e na verificação do potencial ao “*piping*”.

2.1.4.1 Limitações da teoria

A teoria de percolação foi elaborada através da consideração de uma gama de simplificações. Para a aplicação da teoria de percolação é importante que as características e as condições em que o material se encontra satisfaçam, o tanto quanto possível, as hipóteses básicas em que foi fundada.

1º) O solo do aterro e da fundação é incompressível, de forma que as dimensões dos poros não variam.

2º) Os gradientes hidráulicos na percolação são resultados das perdas de carga gravitacionais.

3º) Os valores de vazão de entrada e saída são iguais, assim para que não interfira no volume de água que entra e que sai do elemento o grau de saturação na zona onde o fluxo ocorre deve manter-se inalterado.

4º) As condições de contorno de fluxo são conhecidas.

Muitas dessas condições são satisfeitas no regime de fluxo constante, mas para isso as análises de percolação em barragens de terra devem ser feitas quando o fluxo tiver atingido seu equilíbrio, o grau de saturação for máximo e tanto o índice de vazios como o grau de saturação mantiverem-se inalterados. Nas barragens esse regime ocorre na fase de operação, quando o nível d'água à montante está parado.

As hipóteses da teoria são mais bem satisfeitas em maciços de areia ou brita, pois a vazão de percolação é relativamente grande, os vazios estão livres de ar e a influência da capilaridade é pequena. Por outro lado, em maciços de solos finos, a influência das forças capilares nas pressões neutras é bem maior que a das cargas hidráulicas e assim a rede de fluxo que pode ser projetada será bem diferente da

real. As análises de percolação nestes solos servem apenas para orientar o julgamento do engenheiro (ASSIS, 2003).

2.1.5 Percolação de água no solo

Para casos simples, em que a percolação de água nos solos ocorre em apenas uma direção e de forma uniforme ao longo da área perpendicular ao fluxo, a lei de permeabilidade dos solos (Lei de Darcy) é suficiente (DAS, 2007).

Lei de Darcy

A percolação da água nos solos ocorre a velocidades muito inferiores à crítica, que é o limite de transição considerado para sair do regime laminar e entrar no turbulento, assim o tipo de regime de escoamento nos solos é laminar, ou seja, as partículas têm trajetórias retilíneas e paralelas e, portanto não se cortam, em caso contrário, denomina-se turbulento. Como consequência imediata haverá, segundo os estudos de Reynolds, proporcionalidade entre velocidade de escoamento (de descarga) v e gradiente hidráulico i , denominando o coeficiente de proporcionalidade entre v e i de permeabilidade k , o que é demonstrado pela equação 2.9 denominada de Lei de Darcy. A vazão de percolação pode ser expressa conforme a Equação 2.10

$$v = ki \quad (2.9)$$

$$Q = kiA \quad (2.10)$$

Onde:

v = velocidade de escoamento da água;

k = coeficiente de permeabilidade do material;

Q = vazão de percolação;

A = área da seção transversal por onde a água percola.

Para alguns casos simples a aplicação direta da Lei de Darcy resolve problemas de fluxo de água nos solos. Entretanto, em geral, a água percola através do solo em mais de uma direção e de forma não uniforme na área perpendicular ao fluxo, como é no caso das barragens. Nestes casos, será necessária a utilização de redes de fluxo, obtidas com a solução da equação da continuidade de Laplace (DAS,

2007). A equação de Laplace é obtida a partir de considerações feitas na equação diferencial parcial de fluxo.

Equação diferencial parcial de fluxo - Influência do índice de vazios e do grau de saturação na permeabilidade do material

Considerando casos gerais, o tipo de fluxo que ocorre em um material pode ser definido a partir das condições de alteração do índice de vazios e do grau de saturação nele encontrados. Caso os dois parâmetros mantenham-se inalterados o fluxo é denominado constante, permanente ou estacionário. Caso haja alteração em pelo menos um desses parâmetros o fluxo é denominado transiente ou não permanente e a quantidade de água que passa através de uma superfície de um elemento de solo em um tempo unitário (vazão) varia com o tempo.

Admitindo as hipóteses de solo homogêneo, coeficiente de permeabilidade constante nas direções x e z e validade da lei de Darcy a equação geral que controla o fluxo laminar tridimensional em solos é a Equação 2.11, através dela pode-se ter uma compreensão melhor da influência do índice de vazios e do grau de saturação na permeabilidade do material. Solos não saturados normalmente possuem permeabilidade menor que solos totalmente saturados devido à presença de ar em seus vazios, por dificultar a passagem da água.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (2.11)$$

Onde:

e = índice de vazios;

k_x, k_y e k_z = coeficientes de permeabilidade nas direções x, y e z ;

S = grau de saturação;

t = tempo.

O tipo de fluxo com e e S constantes, é o tipo de fluxo denominado estacionário, ou seja, o fluxo não varia com o tempo fazendo o segundo termo da Equação 2.11 assumir valor nulo. Para que este fluxo seja possível, no caso de barragens, deve-se considerar que o solo esteja saturado e que o meio formado pelas partículas sólidas e água sejam incompressíveis.

Ainda em casos de solo saturado o fluxo pode ser transiente, com S constante e e variável, quando e decresce corresponde a uma situação de adensamento e quando e aumenta de expansão.

Situações em que existe variação de S com o tempo são descritas a seguir, envolvem solos parcialmente saturados e são condições de fluxo complexas.

O tipo de fluxo com e constante e S variando corresponde a uma situação de drenagem a volume constante quando S diminui, e de inchamento para S aumentando. O tipo de fluxo com e e S variando inclui problemas de compressão e expansão, além de drenagem e inchamento.

Equação de Laplace

No caso de barragens de terra, o fluxo tanto através do corpo da barragem como na fundação ocorre somente no plano vertical (xz), e considerando a condição estacionária a equação de fluxo é simplificada conforme representa a Equação 2.12.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.12)$$

Em solos compactados como as barragens, as permeabilidades apresentam valores diferentes nas direções x e z . Supondo-se que o solo é isotrópico em relação à permeabilidade, ou seja, o coeficiente de permeabilidade é o mesmo em todas as direções, chega-se à equação de Laplace representada pela Equação 2.13.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.13)$$

É interessante observar que a solução dessa equação não depende da permeabilidade do solo. Estas equações diferenciais junto com as condições de contorno controlam o fluxo de água em um plano, representado pelas redes de fluxo. As redes de fluxo são formadas por duas famílias de curvas ortogonais, as linhas de fluxo, representando os caminhos da água ao longo de uma seção transversal, e as linhas equipotenciais, que são linhas de mesmo nível de energia ou carga, Assis (2003).

Conforme apresentado por Saré (2003), quatro tipos de condições de contorno são geralmente encontrados:

- Superfície impermeável: quando há uma diferença significativa entre os valores de permeabilidade de 2 meios, o meio menos permeável forma uma fronteira impermeável e o fluxo ocorre integralmente no meio mais permeável. O vetor velocidade de uma partícula do fluido percolante é tangente à fronteira, definindo uma linha de fluxo. Assim, as linhas equipotenciais são perpendiculares à superfície impermeável;
- Superfície em contato com o líquido: em todos os pontos a carga total é constante. Portanto a superfície em contato com o líquido é uma equipotencial. Logo, linhas de fluxo são perpendiculares a esta superfície;
- Linha freática: é a fronteira superior da região de fluxo não confinado. Ao longo da linha freática, a carga piezométrica é nula (só existe carga de elevação). Como a freática é uma linha de fluxo, as equipotenciais são perpendiculares a ela;
- Superfície livre de fluxo: Toda vez em que carga total variar linearmente com a altura outro lado, estaremos definindo uma superfície livre de fluxo, região para a qual se dirigem os canais e fluxo.

A solução da equação de Laplace fornece a distribuição das pressões e a direção do fluxo em todos os pontos do domínio do problema. Para um problema específico a solução da equação é aquela que satisfaz suas condições de contorno. Soluções para fluxos podem ser obtidas por diversos métodos, como: analíticos, analógicos, reduzidos, gráficos e numéricos.

Um método consagrado para análise de percolação em barragens é o traçado gráfico de redes de fluxo. A Figura 2.3 apresenta um exemplo de redes de fluxo em barragens de seção homogênea obtidas com o uso do método gráfico. A utilização do método gráfico na solução de redes de fluxo, com o tempo tornou-se bastante restrita. O progresso dos computadores pessoais impulsionou o surgimento e o uso dos métodos numéricos para a solução da equação de Laplace, de forma que, atualmente, o Método das Diferenças Finitas e o Método dos Elementos Finitos passaram a ser os mais amplamente utilizados na solução de problemas de percolação em barragens.

Na presente dissertação apresenta-se a utilização de um *software* com base no método dos elementos finitos, o GEO5, para a resolução do problema de percolação numa barragem de seção bastante complexa, a Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves.

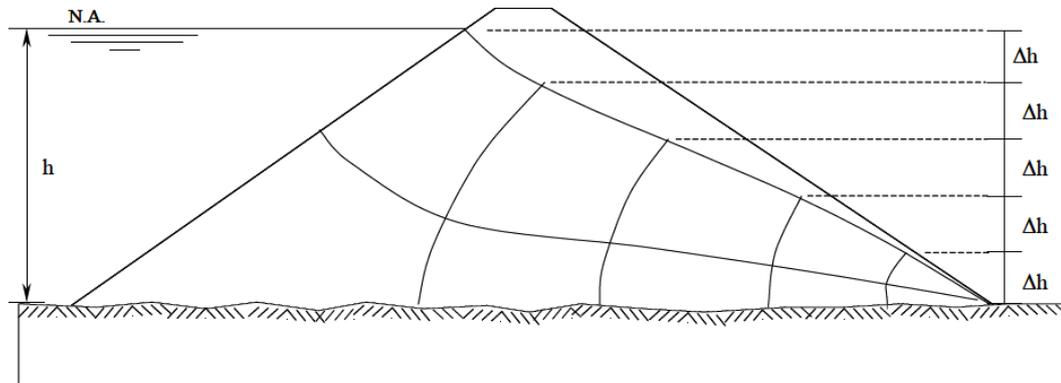


Figura 2.3: Redes de fluxo em barragens de seção homogênea, obtidas com o uso do método gráfico

Fonte: Assis (2003)

2.2 Controle de fluxo em barragens

A segurança de barragens depende do eficiente controle de fluxo pelo maciço, fundação e ombreiras. Cruz (1996) *apud* Saré (2003) reconhece que após analisar qualquer estatística de acidentes e rupturas de barragens a causa majoritária está em geral atribuída à falta de um sistema eficiente de controle de fluxo.

As causas prevaletentes de rupturas por percolações podem ser classificadas em duas categorias (CEDERGREN, 1966):

1. Aquelas que ocorrem quando partículas de solo migram em direção a região externa do aterro, causando “*piping*” ou rupturas geradas por erosões;
2. Aquelas causadas por padrões de percolação não controlados que conduzem a saturação, excessivas subpressões, ou excessivas forças de percolação.

2.2.1 Principais problemas causados por percolação através de barragens e da sua fundação

Os principais tipos de problemas causados por percolação através de barragens são:

“Piping” – erosão interna que pode conduzir a colapsos e rupturas

As forças de percolação provocam erosão e arrastam partículas de solo criando na fundação ou no maciço da barragem, canais ou tubos que se conectam com o reservatório.

A erosão interna ocorre quando as forças de atrito geradas pelas forças de percolação se tornam maiores do que aquelas que resistem ao movimento. Assim, algumas situações podem fragilizar o maciço e facilitar sua ocorrência. Por exemplo, o local mais crítico para a formação deste fenômeno é o pé de jusante da barragem, pois quanto menor a tensão confinante e maior o gradiente hidráulico de uma região mais vulnerável ao “*piping*” ela será.

A ocorrência do fraturamento hidráulico controla a distribuição da permeabilidade no maciço e a configuração dos gradientes hidráulicos, pois o surgimento de zonas fraturadas com a remoção de partículas diminui o caminho de percolação da água, elevando o gradiente hidráulico na região e agravando a erosão.

Por isso, conforme Matheus (2006) o desenvolvimento do processo de erosão interna ocorre de jusante para montante, seguindo caminhos preferenciais como, por exemplo, contatos de solos diferentes ou ao longo de tubulações enterradas e juntas de estratificação.

Clevenger (1973) *apud* Saré (2003) cita alguns fatores que devem auxiliar avaliação da segurança da barragem quanto ao fluxo pela fundação: aumento progressivo no volume de fluxo; evidência de “*piping*” de sólidos ou remoção de materiais solúveis; aumento da pressão hidrostática na fundação; desenvolvimento de áreas moles à jusante do aterro.

Liquefação

A resistência das areias é proporcional à tensão efetiva, quando a força de percolação gerada por um fluxo ascendente de água se iguala ou supera a força gerada pelas tensões efetivas do solo a areia perde totalmente sua resistência e fica num estado definido como areia movediça, a partir do qual o solo terá as propriedades de um líquido, não fornecendo condições de suporte, para qualquer sólido que se venha a apoiar sobre ele.

A Figura 2.4 apresenta uma barragem construída sobre uma camada de areia fina sobreposta a uma camada de areia grossa. A água do reservatório de montante

percolará, preferencialmente, pela areia grossa e sairá à jusante através da areia fina com fluxo ascendente.

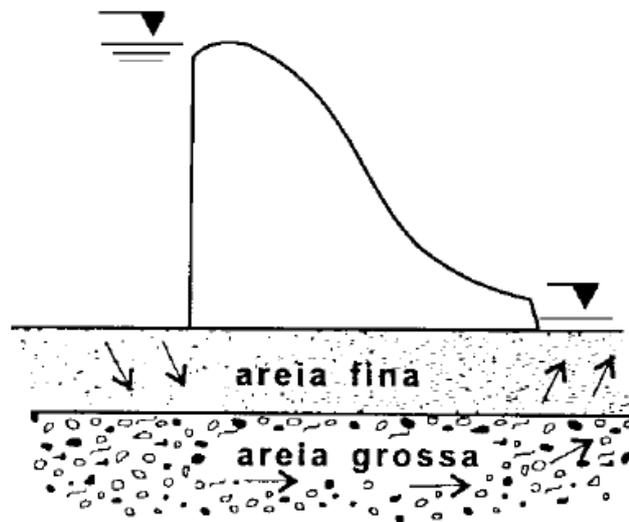


Figura 2.4: Condições de areia movediça criada em obra

Fonte: Machado [entre 2000 e 2010].

Este tipo de fenômeno ocorre somente para areias, pois as argilas apresentam coesão entre partículas, mesmo quando a tensão efetiva é nula. Silveira et al. (1981) *apud* Saré (2003) apresentam os dados da instrumentação da Barragem de Água Vermelha, onde um alto gradiente hidráulico de 2,8 na região central da barragem foi considerado aceitável depois de considerar as características granulométricas e coesivas do solo e o elevado nível de confinamento.

Perda excessiva de água

Principalmente em reservatórios alimentados por rios de pequena vazão, estes problemas podem assumir sérias proporções. Os problemas relativos à percolação devem sempre ser analisados de forma conservativa pelas incertezas normalmente envolvidas como a permeabilidade dos meios, a heterogeneidade dos solos, as descontinuidades dos maciços de fundação, entre outras.

2.2.2 Procedimentos básicos para o controle das forças de percolação

A proteção contra a erosão interna pode começar por aumentar a espessura do núcleo argiloso, redução dos gradientes de saída ou utilização de camadas de proteção como filtros e zonas de transição, o que permite que a água prefira percolar

pelo filtro e que as posições das partículas de solo sejam mantidas, (MATHEUS, 2006).

A proteção contra a ocorrência da areia movediça pode ser realizada através da construção de dispositivos que assegurem o aumento de tensões efetivas, sem que haja aumento das pressões neutras. Usualmente são construídos filtros de proteção, por meio de camadas de solos granulares que devem alimentar a tensão efetiva e permitir a livre drenagem de água, porém manter em suas posições as partículas de solo.

Os filtros devem ser construídos com materiais granulares (areia e pedregulho) e satisfazer duas condições básicas:

- Os vazios do material de proteção devem ser pequenos o suficiente para impedir a passagem das partículas de solos que se deseja proteger.
- Os vazios do material devem ser grandes o suficiente para propiciar a livre drenagem das águas e o controle das forças de percolação, impedindo o desenvolvimento de altas pressões hidrostáticas e minimizando a carga dissipada no filtro.

Os procedimentos básicos para o controle das forças de percolação podem ser diferenciados de duas formas, de acordo com objetivo de sua aplicação: de redução da vazão de percolação e/ou dispositivos de drenagem. Os dispositivos de drenagem têm como função coletar, conduzir e lançar, o mais rápido possível e em local adequado, toda água procedente do fluxo pela barragem, que possa comprometer a estabilidade geotécnica do maciço ou sua vida útil. A Figura 2.5 ilustra a aplicação desses procedimentos em uma barragem.

Para reduzir a vazão de percolação, as soluções tradicionais adotadas para uma barragem de terra são:

- Construção de tapetes impermeabilizantes a montante,
- Construção de revestimentos de proteção do talude de montante,
- Zoneamento do maciço, com núcleo constituído de material de baixa permeabilidade,
- Construção de trincheira de vedação (*cut off*), escavada na fundação e preenchida com material de baixa permeabilidade,
- Construção de cortina de injeção.

Os dispositivos de drenagem adotados tradicionalmente são:

- Execução de filtros verticais e inclinados,
- Construção de tapetes filtrantes (filtros horizontais),
- Zoneamento do maciço com material mais permeável na zona de jusante,
- Execução de drenos verticais ou poços de alívio,
- Construção de enrocamento de pé.

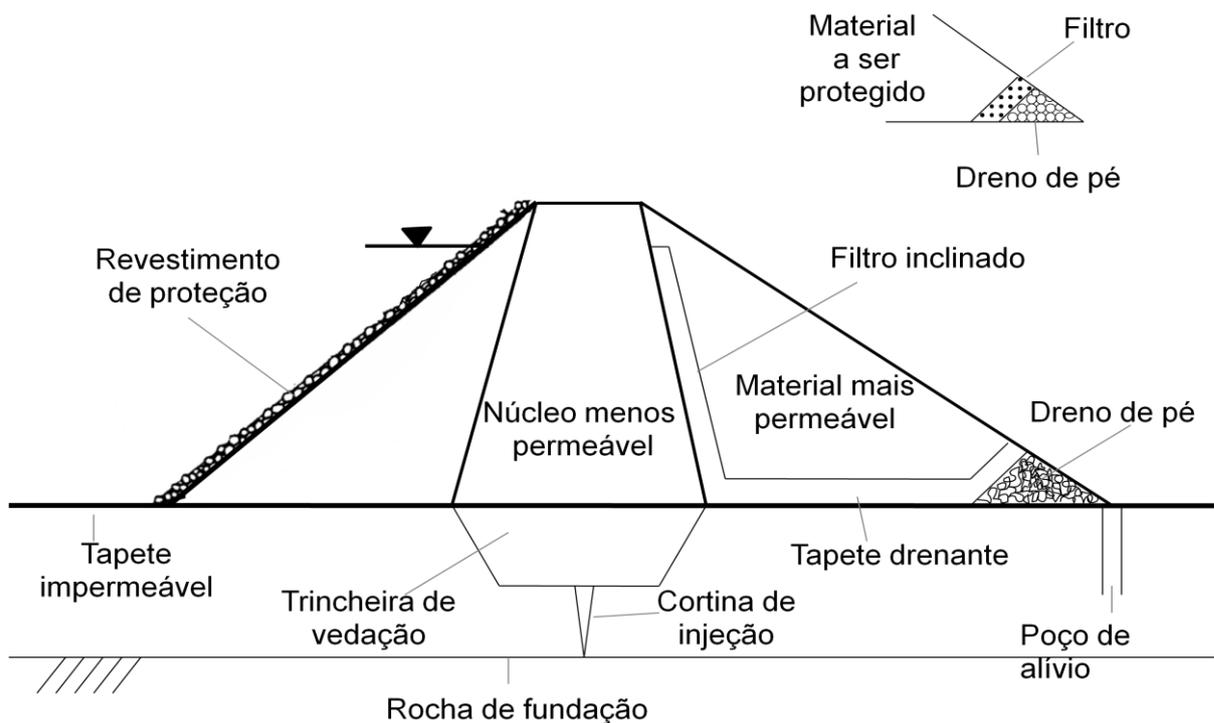


Figura 2.5: Elementos de controle de forças de percolação

2.3 Introdução sobre a construção de barragens

As barragens desde que começaram a ser construídas têm sido parte vital da civilização humana. A história revela que as barragens são um fator importante no desenvolvimento das sociedades, principalmente aquelas que dependem mais diretamente da irrigação. Sendo uma estrutura que tem a capacidade de reter grandes quantidades de água, permite que esta seja aproveitada para vários fins, como sendo a irrigação, o controle de cheias, a geração de energia hidroelétrica, o abastecimento de água, navegação, atividades recreativas, entres outras (JANSEN, 1988 *apud* SANTOS 2012).

Quanto aos materiais usados e ao tipo de estrutura, as barragens podem ser classificadas em dois tipos, de concreto ou aterro. As barragens de concreto apresentam elevada resistência, mas são mais apropriadas para vales apertados, visto que sua resistência se torna limitada se construídas com um comprimento maior. Dependendo da forma como são construídas, podem definir-se dois tipos: de gravidade ou de arco. Para a barragem de gravidade a força que a mantém em vigor contra o impulso da água é a gravidade da Terra. O seu próprio peso resiste à força da água e a transmite para a fundação. Enquanto as barragens em arco são construídas em vales mais apertados e por isso sua altura pode ser maior que a largura.

A Barragem Faveta é um exemplo de barragem de gravidade, também é constituída de alvenaria. Está construída na Ilha de Santiago em Cabo Verde, Portugal. Possui altura máxima de 30 m e comprimento de coroamento de 103 m, com capacidade para armazenar 670.620 m³ de água por ano (Figura 2.6). Um exemplo de barragem em arco é a Barragem do Alto do lindoso, situada no rio Lima, Portugal. Do tipo abóbada de dupla curvatura, com 110 m de altura máxima, 21 m de espessura na base da consola de fecho e 4 m no coroamento e um volume total de 308500 m³. Seu coroamento possui 297 m de desenvolvimento, e sua Capacidade total é de 379.0 hm³ (Figura 2.7).



Figura 2.6: Barragem Faveta, na Ilha de Santiago, Cabo Verde, Portugal

Fonte: <http://www.elevogroup.com/pt/portfolio/barragem-faveta/>



Figura 2.7: Barragem do Alto do Lindoso, no rio Lima, em Portugal

Fonte: <http://visao.sapo.pt/hidrica-um-questao-de-rendas=f681609>

As barragens de aterro utilizam em sua constituição materiais como areia, argila, cascalho ou pedras, e podem classificar-se em dois tipos: de terra ou de enrocamento. No caso de o corpo da barragem de aterro ser constituído majoritariamente por solo compactado, designa-se por barragem de terra. As barragens de terra são o tipo de barragens mais encontradas ao redor do mundo, representando aproximadamente de 63% do total mundial. São aquelas nas quais a estrutura é fundamentalmente composta por solo. É dividida em dois tipos: homogênea e zonadas, a primeira ocorrendo quando há predominância de um único material (embora possam ocorrer elementos como filtros, *rip rap*, etc.), e a segunda quando são feitos zoneamentos de materiais terrosos em função das características de permeabilidade (Figura 2.8).

Já quando o corpo da barragem de aterro é constituído, na sua maioria, por maciços de materiais granulares de dimensões diversas, a barragem é denominada de enrocamento. Consiste na compactação de fragmentos de rocha em camadas cujo peso e imbricação cria a estabilidade do corpo submetido ao impulso hidrostático, sendo formado assim um maciço. A vedação das barragens de enrocamento é obtida através de uma zona impermeável, que pode ser constituída

por uma cortina sobre o paramento montante, formado por uma camada de asfalto, chapa de aço ou outro material ou por um núcleo impermeável, normalmente de solo (Figura 2.8).

A barragem denominada como terra e enrocamento ocorre quando é usada, para sustentação da barragem, uma mistura de solo compactado e maciços de pedra.

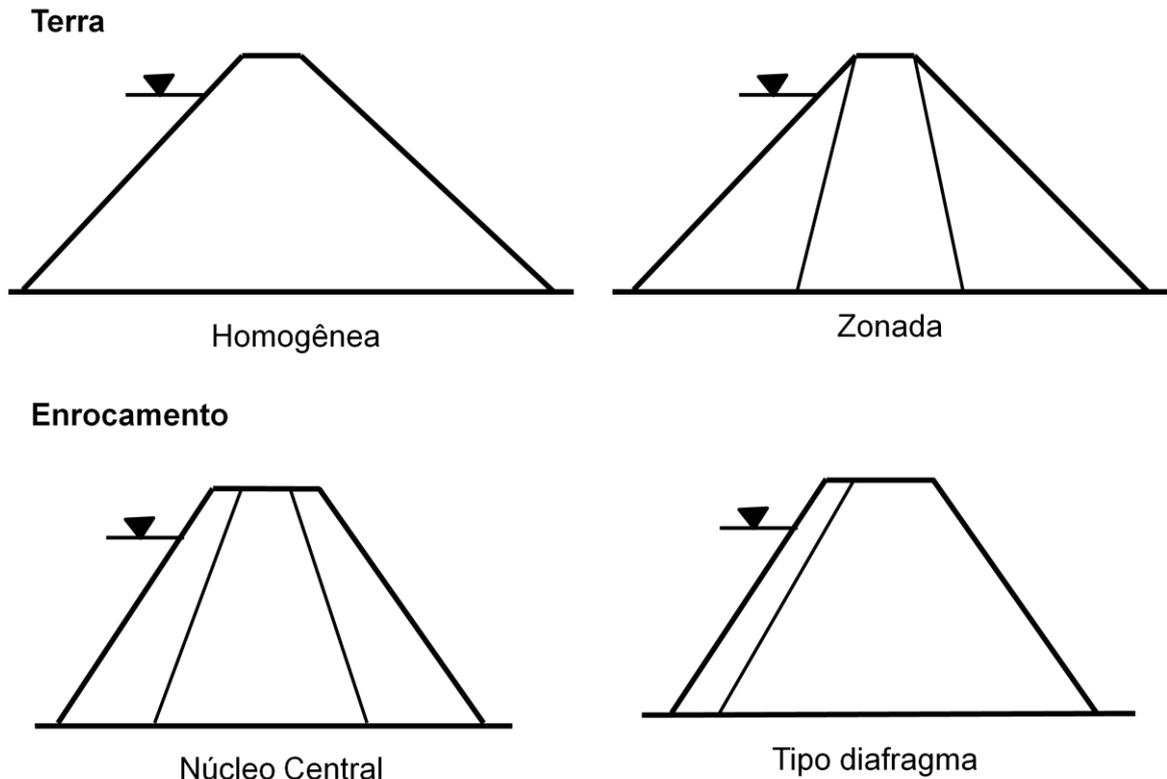


Figura 2.8: Tipos de barragem de aterro

Um exemplo de barragem de terra é a Barragem de Serpa, seu aterro é do tipo zonado, com núcleo argiloso, maciços estabilizadores à montante e à jusante do núcleo. Seus paramentos são protegidos por “rip rap” a montante e por revestimento vegetal à jusante. Com uma altura de 28,60m acima da fundação e comprimento de coroamento de cerca de 430m. Está localizada na Estrada Nacional 265 Km 14, na ribeira de Enxoé, na cidade de Serpa, em Portugal (Figuras 2.9 e 2.10).

A barragem da UHE Campos Novos é uma barragem do tipo enrocamento e possui face de concreto, com 202m de altura, comprimento de crista de 592m e elevação da crista na cota de 651m, é a quarta mais alta do mundo e a primeira

mais alta do Brasil. Está no leito do Rio Canoas, localizada a 390 km de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina, no Brasil (Figuras 2.11 e 2.12).



Figura 2.9: Barragem da UHE Campos Novos, no leito do Rio Canoas, a 390 km de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina.

Fonte: http://eebelza.blogspot.com.br/2012_11_01_archive.html



Figura 2.10: Barragem da UHE Campos Novos, no leito do Rio Canoas, a 390 km de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina.

Fonte: http://eebelza.blogspot.com.br/2012_11_01_archive.html



Figura 2.11: Construção da Barragem de Serpa, localizada na Estrada Nacional 265 km 14, na ribeira de Enxoé, em Serpa, Portugal

Fonte: <http://www.elevogroup.com/pt/portfolio/barragem-de-serpa/>



Figura 2.12: Barragem de Serpa, localizada na Estrada Nacional 265 km 14, na ribeira de Enxoé, em Serpa, Portugal

Fonte: <http://www.lcwconsult.com/portfolio/barragem-de-serpa/>

2.4 Instrumentação e comportamento de barragens de terra e de enrocamento

Barragens são obras de vida longa, que envelhecem com o passar dos anos, precisam ser conservadas, e, periodicamente, reavaliadas quanto à segurança. De um modo geral a instrumentação de barragens de terra e enrocamento têm por finalidade a obtenção de informações sobre questões de importância geotécnica que foram previstas durante o projeto da obra. Segundo Rocha (2003), tais informações visam a confirmar ou não o bom desempenho das estruturas pertinentes à obra, durante as fases de construção, enchimento do reservatório, esvaziamento do reservatório e operação da barragem. A instrumentação pode também contribuir para o aprimoramento do estado da arte de projetos e de construção de barragens.

2.4.1 Uma discussão mais detalhada dos objetivos da instrumentação de barragens

Durante a avaliação das considerações de projeto os engenheiros geotécnicos lidam sempre com o desconhecido. Isto se dá primeiramente porque não podem controlar totalmente os materiais com os quais eles trabalham, uma vez que proveem de jazidas e áreas de empréstimo de forma geral, não uniformes. Além disso, no caso de barragens, os métodos construtivos introduzem uma variabilidade adicional nas características dos materiais de construção do maciço (FUSARO, 2007).

No projeto ou análise de barragens de terra e/ou enrocamento, os engenheiros empregam investigações e ensaios de campo e de laboratório para estimar as propriedades dos materiais do aterro e da fundação. Marr (2001) lembra da variabilidade e limitações dos resultados de ensaios e da possibilidade de particularidades geológicas passarem despercebidas nas investigações de campo. Na maioria das vezes não é possível fazer todas as investigações e estudos pertinentes no sentido de se eliminar todas as incertezas sobre os parâmetros geotécnicos a serem utilizados no projeto. Existem limitações financeiras, físicas, de tempo e mesmo inexistência ou limitações dos ensaios existentes. Desta forma, os parâmetros de projeto são extraídos de campanhas de investigações e ensaios, via de regra limitados e, muitas vezes, são extraídos de bibliografia ou de informações relativas a obras similares (FUSARO, 2007).

Assim, uma importante contribuição da instrumentação é a de verificar se as considerações e simplificações introduzidas no projeto foram adequadas e se há a necessidade de estudos de estabilidade complementares ou de obras de reparo para se garantir a segurança da barragem. Possibilita ainda a adoção de soluções menos conservadoras na fase de projeto, que depois possam ser controladas e aferidas pela instrumentação, podendo significar uma maior economia para a obra (FUSARO, 2007).

Durante a fase de operação, os sistemas de instrumentação geotécnica podem ser instalados para prover um alarme quando um indicador de desempenho exceder os limites estabelecidos como aceitáveis. Neste caso, a instrumentação passa a constituir uma ferramenta eficaz na identificação de possíveis situações de risco à segurança das estruturas (FUSARO, 2007).

A instrumentação possibilita a avaliação do comportamento de uma barragem através de comparações entre grandezas medidas *in situ* e aquelas fornecidas pelos modelos matemáticos de análise. Durante a fase de projeto esforços são feitos para empregar as propriedades dos materiais para prever padrões e volumes de percolação, deformações esperadas e coeficientes de segurança. No entanto, a maioria dos parâmetros dos materiais (resistência, compressibilidade e permeabilidade) são valores que apresentam variabilidade. Daí a importância da instrumentação na comparação do comportamento esperado com o previsto, uma vez que, embora os parâmetros de projeto não possam ser mensurados como parte de um programa de instrumentação, as respostas da barragem aos carregamentos impostos (deformações e padrões e volumes de percolação) podem ser medidas e comparadas com os valores previstos (FUSARO, 2007).

Conforme ASCE (2000) *apud* Fusaro (2007) a avaliação do comportamento de uma barragem de terra trata de questões fundamentais, como: A quantidade de percolação é aceitável? A percolação ocorre de forma que não ocorrerá erosão interna da fundação ou do maciço? Ao contribuir para a resposta a estas perguntas, um sistema de instrumentação pode validar as expectativas de projeto e construção e ainda identificar problemas potenciais não previstos nos estudos.

2.4.2 Descrição dos instrumentos e suas características

Neste item são descritos para cada instrumento envolvido nas análises realizadas no presente trabalho, o parâmetro medido, características principais,

manutenções necessárias ao longo da sua vida útil e erros mais frequentes na instalação e na execução da leitura. As informações apresentadas neste item foram reproduzidas do trabalho de Fusaro (2007).

- **Instrumento: Tubo medidor de nível d'água**

Parâmetro medido: Posição da linha freática.

Características principais:

É constituído por um tubo de PVC perfurado, introduzido num furo de sondagem feito no maciço. O tubo perfurado é envolto por manta geotêxtil ou tela, e inserido no furo cujo espaço anelar é preenchido com areia para evitar o carreamento de solo. Acima do trecho perfurado é feito um selo de solo-cimento para impedir a entrada de água superficial e/ou pluvial.

Manutenção necessária:

- Proteger o topo da tubulação contra entrada de água e queda de materiais dentro do tubo.
- Calibração periódica do cabo de leitura, através da aferição do seu comprimento utilizando uma trena de referência calibrada.

Erros mais frequentes na instalação e na leitura:

- Ausência ou má execução do selo superior, ocorrendo alterações nas leituras pela entrada de água pluvial ou de irrigação de taludes gramados.
- Deformação ou corte do cabo de leitura.
- Graduação do cabo de leitura deficiente.
- Observar o posicionamento do sensor de leitura, ponto onde ocorre o fechamento do circuito ao contato com a coluna d'água. Na maioria das sondas, o sensor se localiza alguns centímetros (3 ou 4cm) acima da ponta. A trena graduada já deverá considerar esta diferença.
- Cadastramento incorreto das cotas de instalação (cotas da base e do topo do tubo).

A Figura 2.13 ilustra medidores de nível d'água aplicados no solo.



Figura 2.13: Medidores de nível d'água

Fonte: Fusaro (2007)

- **Instrumento: Piezômetro Casagrande Modificado de Tubo Aberto**

Parâmetro Medido: Pressões neutras em maciços de terra, taludes e fundações. Subpressões nas fundações de estruturas de concreto.

Características Principais:

É constituído por um tubo de PVC inserido em um furo de sondagem, em cuja extremidade inferior é instalado um elemento poroso (bulbo). A água penetra através do bulbo formando uma coluna d'água equivalente à pressão hidrostática atuante no seu ponto de instalação.

Na região do bulbo o furo é preenchido com areia, e na altura restante é selado com solo-cimento plástico ou bentonita, delimitando assim a região drenante.

Manutenção necessária:

- Calibração periódica do cabo de leitura, através da aferição do seu comprimento utilizando uma trena.
- Proteger o topo da tubulação contra entrada de água e queda de materiais dentro do tubo.
- Limpeza da célula do instrumento para remover sedimentos, através da injeção de água sob pressão (atenção com a pressão de limpeza, para evitar o risco de fraturamento hidráulico).

Erros mais frequentes na instalação e na leitura:

- Graduação eficiente, deformação ou corte do cabo de leitura.
- Falha na execução do selo ao longo do tubo.

- Instalação de piezômetros a montante ou a jusante de cortinas de injeção, antes da conclusão total dos serviços de injeção, causando sua obturação parcial ou total. Atentar para instalá-los fora da zona de ação das injeções.
- Alteração da cota da boca do tubo devido ao recalque do maciço, sem a correção na fórmula de cálculo da medida.
- Cadastramento incorreto da cota de instalação da célula.

A Figura 2.14 ilustra Piezômetro Casagrande de tubo aberto.



Figura 2.14: Piezômetro Casagrande de tubo aberto

Fonte: Fusaro (2007)

- **Instrumento: Piezômetro Pneumático**

Parâmetro Medido:

Pressão neutra e subpressão em obras de engenharia.

Características Principais:

Desenvolvido por Earl B. Hall, e algumas vezes denominados piezômetros Hall, seu funcionamento baseia-se no equilíbrio de pressões atuantes em um diafragma flexível. De um lado atua a água cuja pressão se deseja medir, do outro atua um gás (nitrogênio) cuja pressão é controlada.

A conexão pneumática entre o piezômetro e o painel de leituras é feita através de dois tubos de nylon denominados de alimentação e de retorno, que se comunicam com o diafragma através de dois orifícios, do lado oposto ao da água. Enquanto a pressão da água não supera a pressão do gás, o diafragma permanece vedando os orifícios impedindo o retorno do gás. Quando a pressão do gás supera a pressão da água a membrana flete ligeiramente permitindo o fluxo e retorno do gás.

Manutenção necessária:

- Manter os manômetros calibrados.

- Checar conexões.
- Manter a identificação os instrumentos.

Erros mais frequentes na instalação e na leitura:

- Fórmulas ou constantes de calibração incorretas.
- Não aguardar rigorosamente o tempo de estabilização para realizar as leituras.
- Cadastramento incorreto da cota de instalação da célula.

A Figura 2.15 ilustra o Piezômetro Pneumático.

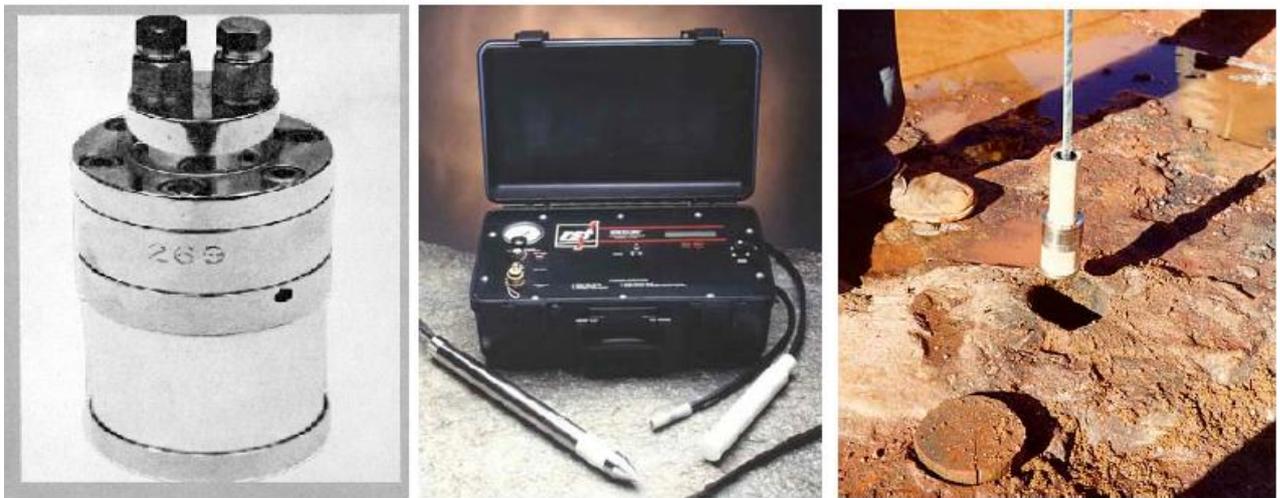


Figura 2.15: Piezômetro pneumático

Fonte: Fusaro (2007)

2.4.3 Planejamento e implantação de um sistema de instrumentação

Conforme Dunnicliff (1993) *apud* Rocha (2003) é difícil estabelecer todos os parâmetros geotécnicos que devam ser monitorados em qualquer barragem de terra ou de enrocamento. A altura da barragem, as características de fundação, o tipo de barragem e dos materiais empregados em sua construção, a especialidade do projeto (se usual ou não), são particularidades que influenciam o projeto de instrumentação e determinam, por conseguinte os fenômenos a serem observados.

Conforme Silveira (2006), o programa de monitoração deve ser planejado de forma lógica e compreensível, começando por definir um objetivo e terminando com o planejamento de como os parâmetros a serem medidos serão implementados. O planejamento é uma atividade sistemática que requer especial empenho e dedicação da equipe responsável. Deve ser feito por um grupo com especialista em

aplicações de instrumentação geotécnica, esse grupo deve trabalhar em íntima relação com a equipe de projeto.

Após trabalhar 20 anos com a equipe de projeto de barragens da Promon Engenharia, Silveira (2006) concluiu como era de relevante importância o entrosamento com as equipes de Geologia e Geotecnia – na instrumentação das fundações e das barragens de terra – e com a equipe de estruturas – na instrumentação das barragens de concreto. Silveira (2006) previa que tal planejamento deve seguir uma sequência de etapas e ter todas elas completadas, se possível. O conhecimento dessas etapas é importante para a avaliação da representatividade das variáveis medidas pela instrumentação. São elas as seguintes:

- *Definição das condições do empreendimento – é importante a familiarização das condições da obra e a assimilação da maior quantidade possível de conhecimento sobre ela pelo fato de que se o programa de monitoração for bem concebido se tornará mais fácil a descoberta de causas de situações críticas.*
- *Definição das questões geotécnicas e dos objetivos da instrumentação – As questões que os instrumentos e as observações podem responder são tão vitais que não devem ser utilizados impropriamente e desnecessariamente, assim deve ser feita uma lista das questões geotécnicas que provavelmente surgirão durante as fases de projeto, construção ou operação. Por exemplo, toda barragem possui pontos mais suscetíveis a problemas na fundação, em decorrência de anomalias geológicas ou pontos de fraqueza estrutural na interface das estruturas de solo/concreto ou solo/enrocamento, os quais requerem, normalmente, uma instrumentação específica para a observação de seu desempenho em longo prazo.*
- *Seleção dos parâmetros a serem monitorados – Essa seleção deve ser feita com base nas questões em que se deseja ter as respostas e quais questões são realmente importantes. Algumas medições que dependem das características locais de uma região são, portanto, medições pontuais e não caracterizam outros pontos, sendo, então, pouco representativos, assim para obtenção de dados confiáveis seria necessário definir mais pontos de medição de acordo com a variação da geologia ou outras características.*

- *Previsão do campo de variação das medidas – Com base nas estimativas dos valores máximos previstos ou dos valores de máximo interesse, deve ser selecionada determinada categoria de instrumentos.*
- *O planejamento de ações corretivas – Segundo Peck (1973), antecipadamente ao uso da instrumentação, deve-se decidir os métodos efetivos de soluções de problemas que possam ser revelados pelos resultados das observações medidas pelos instrumentos instalados.*
- *Atribuição de tarefas nas fases de projeto, construção e operação – Os dados devem ser supervisionados e obtidos com a máxima precisão possível. É importante que a empresa projetista colabore com a equipe de instrumentação de campo, que devem subsidiar os especialistas na área de auscultação, agilizando a análise preliminar de dados, providenciando uma comparação entre os valores medidos e os valores teóricos e ajudando a esclarecer os comportamentos anômalos ou discrepâncias entre eles. Também propondo o estudo de eventuais medidas corretivas.*
- *Seleção dos instrumentos – O principal aspecto almejado é sua confiabilidade, visto que está em jogo a supervisão das condições de segurança de uma barragem, cuja ruptura pode trazer conseqüências devastadoras.*
- *Localização dos instrumentos – deve refletir os comportamentos previsíveis da barragem e de sua fundação, como locais críticos ou preferenciais. Assim, devem-se identificar áreas de risco (estruturalmente frágeis, com carregamentos ais intensos, ou onde as maiores pressões d'água intersticial são esperadas). Também seções transversais, nas quais o comportamento previsível é considerado representativo do comportamento geral do protótipo, e em outras seções para servirem de comparação de comportamento com as seções representativas.*
- *Registro dos fatores que podem influenciar os dados medidos – Para que os dados medidos possam fornecer conclusões úteis, devem ser mantidos documentações e diários completos de todos os fatores que possam causar alterações nos valores medidos.*

2.5 Modelagem computacional

2.5.1 Modelo matemático e modelo numérico

O modelo matemático é utilizado para representar matematicamente um fenômeno da natureza. As equações matemáticas são baseadas em teorias e hipóteses simplificadoras que possibilitam descrever um fenômeno, mas de forma idealizada. Essas hipóteses e teorias são baseadas em leis físicas e leis constitutivas dos materiais, necessárias para viabilizar o desenvolvimento matemático de sua formulação.

Muitos modelos matemáticos são formados por sistemas de equações diferenciais cuja solução analítica é difícil de ser encontrada. Nestes casos, são necessárias aproximações das soluções dessas equações por procedimentos numéricos. Os métodos numéricos possibilitam a solução de problemas em que a resolução das equações completas não é possível através da discretização do espaço e do tempo.

Depois do advento dos computadores, com seu grande poder de processamento, tornou-se possível discretizar o domínio do problema e realizar a grande quantidade de cálculos necessária para solucionar os sistemas matriciais que fornecem os resultados aproximados das equações originais. Assim, através das soluções apresentadas pelas simulações numéricas, os fenômenos de problemas complexos podem ser analisados, compreendidos e estudados.

Em alguns casos, as equações matemáticas dos fenômenos físicos são de difícil representação e solução. Além disso, necessitam seguidamente do uso de coeficientes desconhecidos que deverão ser medidos na natureza ou em modelos físicos. Quando mais complexos, os problemas exigem um maior número de variáveis físicas a manipular e monitorar no processo de formação do problema, das hipóteses e aproximação da solução, por isso possuem um complexo e difícil tratamento matemático.

Sendo o solo um material essencialmente não-linear, elasto-visco-plástico e com três fases, a solução do sistema destas equações (EDP) é muitas vezes impossível de ser obtida. Desta forma, torna-se necessária a utilização de uma solução aproximada que é obtida de forma iterativa (CERQUEIRA, 2004).

2.5.2 O Método dos Elementos Finitos nas Análises de Fluxo

O método dos elementos finitos é um método de análise de modelos matemáticos de problemas físicos em meios contínuos. É um método numérico utilizado na solução de problemas em muitas áreas da engenharia, inclusive de importantes problemas geotécnicos. No presente trabalho será utilizado para solucionar problemas de fluxo em meios porosos.

Para vencer as limitações de modelos pré-existentes, foi necessário elaborar modelos matemáticos que abrangessem uma maior quantidade de casos. Em especial com o objetivo de acompanhar o avanço da tecnologia na construção de obras geotécnicas, surgiu a necessidade de utilizar modelos de análise que atendessem aos novos problemas de geotecnia.

O método dos elementos finitos, inicialmente aplicado por Mauersberger, Zienkiewicz e Cheung (1965), possibilitou analisar regiões de fluxo com contornos geométricos complexos, com propriedades heterogêneas e anisotrópicas, bem como condições de contorno mais complexas (ALBERTI, 1988).

Essas técnicas têm tido suas utilizações amplamente desenvolvidas e comprovadas por pesquisadores como Taylor e Brown (1967) que apresentaram soluções para fluxo permanente bidimensional com superfície livre, usando malha ajustável de elementos finitos triangulares lineares. Por sua vez, Newman e Witherspoon (1970) melhoraram o ajuste da malha nestas soluções. Javandel e Witherspoon (1968) adaptaram a análise de condução de calor transiente para resolver o problema de fluxo transiente em meio poroso rígido, e Sandhu (1968) estudou o fluxo transiente em meio poroso elástico. France et. al. (1971) estudou problemas de fluxo transiente em domínio tridimensional com malha ajustável de elementos finitos isoparamétricos tridimensionais. Volker (1969) estendeu a abordagem de Finn (1967) para incluir fluxo não linear (ALBERTI, 1988).

Zienkiewicz e Parekh (1970) aplicaram o método utilizando a formulação de Galerkin e elementos finitos isoparamétricos bi e tridimensionais, semelhante à Pinder e Frind (1972). Após 1971, conforme mostrado a sua importância por Freeze (1971), a zona não saturada passa a ser considerada no estudo de meios porosos, em que todo o domínio saturado e não saturado é discretizado por uma malha fixa de elementos finitos, em cujos nós são obtidos os valores do potencial de pressões e, com base neles, determinada a posição da linha freática (ALBERTI, 1988).

A implementação do Método dos Elementos Finitos (MEF) permitiu a empresa INGEOSOLUM reduzir o risco e executar obras geotécnicas com segurança e economia. Aplicando o MEF podem-se investigar mecanismos de falha e relações solo-estrutura que não são óbvias quando são utilizados outros métodos de Análise Geotécnica (AG) (FÁBREGA, 2005).

A modelagem via método dos elementos finitos normalmente é feita através de equações diferenciais ou equações integrais com suas respectivas condições de contorno e com a inserção das propriedades dos materiais. A aproximação do contínuo é feita através da malha de elementos finitos, que consiste no domínio de integração dividido em um número finito de pequenas regiões denominadas de elementos finitos, transformando o contínuo em discreto. Assim, ao invés de se buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, essas funções devem ser definidas em cada elemento.

A avaliação do fluxo é feita para o número finito de pontos que formam a malha. Quanto maior o número de elementos finitos, maior a capacidade da malha de produzir resultados confiáveis e precisos. Por outro lado, malha muito fina pode causar problemas de convergência. Objetiva-se, portanto, preparar uma malha razoavelmente fina, que ainda forneça resultados confiáveis e precisos.

Cerqueira (2004) destaca que para um sistema contínuo, como por exemplo, uma camada de solo, a subdivisão é infinita, e a solução é obtida com a utilização do conceito matemático do infinitésimo. Os problemas mais simples, os lineares, podem ser resolvidos mais facilmente, porém, para problemas mais complexos, os problemas não lineares, uma discretização do problema em componentes de dimensões finitas deve ser usada. A subdivisão tem duas vantagens importantes:

1. Permite a utilização de uma geometria complexa e com materiais diferentes;
2. Obtém uma solução com boa aproximação no interior de cada elemento, considerando efeitos locais, tais como gradientes elevados.

Cerqueira (2004) também apresenta as três etapas fundamentais do MEF:

1. Dividir o todo (o domínio) em partes (para representar a geometria e a solução do problema);
2. Sobre cada parte, obter uma solução aproximada como uma combinação linear de valores nodais com funções de interpolação;
3. Derivar as relações algébricas entre os valores nodais da solução de cada parte, e reunir as partes para obter a solução do todo.

Para alcançar análises cada vez mais confiáveis especialmente em problemas que envolvem projetos mais complexos, é necessário aproximar ao máximo o modelo às características específicas do problema (FÁBREGA, 2005).

Quando corretamente aplicado, é capaz de levar em conta as geometrias complexas, qualquer caso e condições de aplicação de cargas, comportamento não linear dos materiais, distribuição não homogênea dos geomateriais, e o complexo problema da interação terreno-estrutura (FÁBREGA, 2005).

Para realizar uma análise geotécnica correta, empregando o método dos elementos finitos, é necessária a escolha de um modelo constitutivo apropriado para o material em estudo. Para valer-se de um modelo geotécnico particular se faz necessário a obtenção dos parâmetros que reproduzam o comportamento do material, através de ensaios de campo e de laboratório.

O solo é o principal material utilizado na análise geotécnica por elementos finitos. Suas propriedades físicas ou mecânicas são medidas e não especificadas ou fabricadas especialmente para determinado fim. Estas propriedades variam enormemente de local para local e podem ser profundamente afetadas por vários fatores, tais como técnicas de amostragem, manuseio e preparação do corpo de prova, características de medidas e técnica de aquisição de dados. Desta forma, a modelagem constitutiva tem no MEF o estágio central da análise. As três fases naturais do solo (solo-água-ar) devem ser consideradas de tal forma a obter resultados mais realísticos (CERQUEIRA, 2004).

Como não existe um modelo constitutivo que possa reproduzir todos os aspectos do comportamento real do material, é necessário decidir quais as propriedades que governam o comportamento de um problema geotécnico particular (rigidez, deformação, resistência, dilatância, anisotropia, etc.) e escolher um modelo constitutivo que possa capturar esses aspectos. Estes parâmetros refletem as propriedades do terreno e tem, para cada material particular, um valor constante. Não devem ser modificados durante o cálculo e seus valores não devem depender do tipo de problema que se está resolvendo, já que devem caracterizar o terreno e, portanto, são constantes para qualquer equação matemática. Ao contrário das variáveis de estado (esforços, porosidade, orientação dos contatos intergranulares, grau de saturação, temperatura, velocidade de deformação, etc.) que descrevem o estado atual do terreno, podendo variar durante a análise geotécnica problema (FÁBREGA, 2005).

Sobre a estimativa dos parâmetros que governam o comportamento do material nas análises numéricas o manual do Seep/W (2012) orienta:

Ao iniciar a modelagem de um projeto, uma boa prática é começar estimando as propriedades dos materiais. Tais estimativas são mais do que adequadas para obter uma compreensão do regime de fluxo e analisar se o modelo foi configurado corretamente ou verificar se as condições de contorno foram atribuídas adequadamente. Propriedades estimadas são geralmente mais do que adequadas para determinar a importância de várias propriedades para a situação a ser modelada.

A tentação existe quando se tem dados de laboratório em mãos e pensa-se ser estritamente necessário segui-las a risca sem nenhuma manipulação. Esse é um ponto de vista inflexível que pode por vezes criar dificuldade quando usados em uma análise numérica. Há uma enorme lacuna entre resultados de laboratório e o que realmente acontece em campo. Algumas técnicas utilizadas em laboratório podem gerar resultados não reais. Talvez a quantidade de dados coletados em laboratório é mais do que o modelo numérico requer.

É uma boa prática primeiramente obter soluções razoáveis e compreensíveis usando propriedades estimadas e depois refinar a análise uma vez que já se sabe quais serão as propriedades críticas.

CAPÍTULO 3

Materiais e Métodos

3.1 Modelagem numérica no GEO5

As informações aqui apresentadas estão presentes nos manuais Sejnoha (2009), GEO5 (2014) e GEO5 [entre 2009 e 2014]. O módulo deste programa (GEO5 – FEM) serve para analisar problemas geotécnicos caracterizados pela resposta não linear do solo ou do maciço rochoso.

3.1.1 Solução de Fluxo em Regime Estacionário no GEO5 – FEM

O problema de fluxo no programa GEO5 – FEM é resolvido utilizando o método dos elementos finitos. O método dos elementos finitos possibilita a análise de problemas mais complexos por ser um método numérico baseado na discretização do domínio de percolação. Através da subdivisão da região a ser estudada em um conjunto de elementos de dimensões finitas, o problema é simplificado por ser resolvido em cada elemento.

Pontos nodais são usados para interligar os elementos finitos. As incógnitas do problema são determinadas para os pontos nodais. Quando se procura determinar a incógnita do problema para um ponto específico do domínio, basta definir esse ponto como um nó da malha, e só então a malha deve ser construída.

A primeira etapa a ser realizada para solucionar um problema através do método dos elementos finitos é a modelagem do problema. Isto inclui a introdução das informações geométricas e geotécnicas, como a geometria da obra, o desenho da malha de elementos finitos, a definição das condições de contorno e das propriedades dos materiais envolvidos. Em seguida, o modelo é processado através da formulação e solução do sistema de equações de elementos finitos. E, finalmente os resultados apresentados devem ser interpretados.

O programa GEO5 – FEM é utilizado para solucionar problemas de fluxo em meios porosos em regime constante e transiente. Na análise de fluxo constante os estágios de construção individuais são completamente independentes uns dos outros ao contrário do que acontece com o fluxo transiente.

Segundo a abordagem do estudo de fluxo não confinado o programa GEO5 – FEM utiliza a malha de elementos finitos fixa para a solução da análise de fluxo em meios porosos em regime permanente, feita considerando todo o domínio saturado-não saturado.

A solução utilizando a malha de elementos finitos fixa permite que a superfície livre passe através de seus elementos por meio de procedimentos conceitualmente similares àqueles adotados para análises de tensões não lineares ou elasto-plásticas. Também, pode ser facilmente aplicado a problemas envolvendo meios não homogêneos ou estratificados (GIODA; DESIDERI, 1988 *apud* STRUFALDI, 2004).

A solução utiliza o Método de Newton Raphson que, segundo Aguilar (2005), permite a triangularização da matriz de fluxo global para resolver o sistema de equações apenas uma vez sem a necessidade de ser atualizada a cada nova iteração.

Para os dois casos de fluxo, transiente e constante, o programa descreve em geral o fluxo em um ambiente saturado e outro parcialmente saturado. Quando o problema é não confinado é necessário o rastreamento da linha freática. O fluxo em meio totalmente saturado ocorre abaixo da linha freática. Acima desse limite, o fluxo ocorre em solo parcialmente saturado. Um modelo de transição do material rege o processo de rastreamento da zona de transição entre a região do corpo do solo completamente saturada ($S = 1, K_r = 1$) e a não saturada ($K_r \rightarrow 0$) ao introduzir o coeficiente de permeabilidade relativa K_r . Os modelos de zona de transição determinam a evolução do coeficiente de permeabilidade relativa K_r como uma função da carga de poro pressão, através do qual são encontrados os contornos da distribuição de poro-pressão do fluido incluindo a linha de pressão zero (linha freática).

O modelo de transição entre as zonas saturadas e não saturadas na análise de percolação em barragens de terra permite que o software viabilize a análise de problemas sob a condição não saturada por programar a formulação de não linearidade do material como substituição a não linearidade geométrica da linha freática, considerando-se uma relação não linear entre o coeficiente de permeabilidade não saturada e a poropressão (AGUILAR, 2005).

Várias relações estão disponíveis na literatura para definir a permeabilidade relativa adimensional $K_r \in [0, 1]$ para a modelagem de fluxo não saturado. Os

modelos de transição Log-linear, Gardner e van Genuchten são implementados no programa GEO5 – FEM.

A figura 3.1 apresenta a curva de evolução do coeficiente de permeabilidade relativa do K_r como uma função da carga de poropressão do fluido.

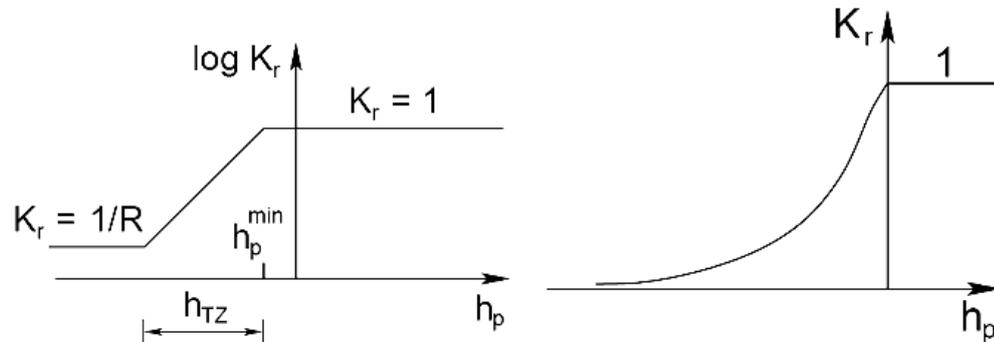


Figura 3.1: Variação da permeabilidade com a poropressão do fluido

Fonte: Sejnoha (2009)

Onde:

$h_{p\ min}$ = valor mínimo de carga de pressão na região totalmente saturada (KPa)

h_p = valor de carga de pressão na região totalmente saturada (KPa)

h_{tz} = largura da zona de transição (m)

R = parâmetro de redução (um número suficientemente grande de $R = 100$ a 1000)

K_r = coeficiente de permeabilidade relativa

A variação de log-linear corresponde essencialmente à forma linearizada do original modelo de van Genuchten, implementados, por exemplo, no Plaxis. Os modelos de transição do material permitem a redução da permeabilidade quando o solo acima da linha freática sustenta pressões neutras negativas. Quando o solo é considerado acima da linha freática a permeabilidade é reduzida por um grande fator $R \approx 100$ a 1000 . Uma transição entre a zona totalmente saturada e a não saturada é então representada pela parametrização PTZ. A zona de transição de permeabilidade não só apoia observações do laboratório como também estabiliza o algoritmo iterativo tipicamente baseado na solução Newton-Raphson modificado com a permeabilidade da matriz a ser mantida constante durante as iterações.

O problema de fluxo estacionário não confinado, resolvido no presente trabalho, é um problema não linear, porque possui as duas regiões de fluxo, saturada e não saturada, e para sua resolução necessita da aplicação do método iterativo de Newton-Raphson.

O modelo de van Genuchten sugere a variação entre a permeabilidade e a poropressão do fluido, sob a forma apresentada pela Equação 3.1:

$$K_r = \frac{\left\{ 1 - \left(\frac{\delta_p}{\gamma_w} \right)^{n-1} \left[1 + \left(\frac{\delta_p}{\gamma_w} \right)^n \right]^{-m} \right\}^2}{\left[1 + \left(\frac{\delta_p}{\gamma_w} \right)^n \right]^{m/2}} \quad (3.1)$$

Onde δ , n , $m = 1 - 1/n$ são parâmetros do modelo a serem estimados a partir da observação de dados da retenção da água do solo descritos pela Equação 3.2. Segundo Melo & Louzada (2013), o parâmetro α está relacionado com o inverso da pressão de entrada de ar e n e m são parâmetros empíricos adimensionais.

$$S = S_{irr} + \frac{(S_{sat} - S_{irr})}{\left[1 + \left(\frac{\delta_p}{\gamma_w} \right)^n \right]^m} \quad (3.2)$$

Onde $S_{sat} \rightarrow 1$ e S_{irr} representa um limite irreduzível de saturação, que também pode ser deduzido a partir da curva de retenção de água do solo.

O modelo van Genuchten é definido como padrão no GEO5 – FEM para estimativa de K_r , e seus parâmetros através de dados de retenção de água do solo. Por ser mais sensível em relação à seleção dos parâmetros do material, este modelo permite uma representação mais precisa do comportamento do solo real. A curva de retenção exprime a dependência do grau de saturação de água com a carga de pressão negativa ou sucção. Os valores ótimos de parâmetros do modelo de van Genuchten $\delta = \alpha[1/m]$ dependendo dos tamanhos dos grãos para várias classificações de solos com base em USDA e do guia FAO são apresentados nas tabelas encontrados no manual de uso GEO5 – FEM.

É evidente que todos os três modelos podem transmitir os mesmos resultados, desde que os parâmetros do modelo sejam devidamente escolhidos. No

entanto, o modelo de van Genuchten para a avaliação de K_r , é definido como padrão no GEO5 – FEM.

Quando o problema trata de barragem formada por camadas de solo com diferenças significativas de permeabilidade, dificuldades de convergência podem ser encontradas para algum dos três modelos. Neste caso, surgem instabilidades numéricas e, conseqüentemente, a perda de convergência do sistema de equações. Portanto, deve ser tomado cuidado quando se espera grandes diferenças, normalmente superior a 10^5 , entre o maior e o menor valor de permeabilidade.

3.1.2 Caracterização do modelo na análise de fluxo

A modelagem do problema a ser definido no presente trabalho inclui a definição do modelo do material, formado pelas características de fluxo do solo (coeficiente de permeabilidade, parâmetros do modelo que descrevem a curva de retenção) e do tipo do problema analisado (por exemplo, fluxo confinado / não confinado).

Segundo Sejnoha (2009), a análise de fluxo de estado estacionário é impulsionada pela lei de Darcy, que especifica a relação entre a velocidade do fluxo e o gradiente hidráulico ou poropressão. Os coeficientes de permeabilidade assumem valores constantes. Então, a dependência entre o coeficiente de permeabilidade e a poropressão não é levada em consideração.

Os resultados da análise são apresentados na forma de distribuição de poropressão, carga hidráulica, velocidade e direção do fluxo e informações sobre o total de fluxo de entrada ou saída do corpo da barragem, através dos quais se determina o grau de saturação S (no caso da região não saturada para o fluxo estacionário, e nos casos de fluxo transiente) e o equilíbrio total da infiltração no lado montante da barragem ou o fluxo na base da barragem.

A solução para o fluxo de água através de um corpo de barragem tem como objetivo obter um melhor conhecimento de seu regime de água e seu comportamento real. Através dos resultados da análise do programa é possível interpretar suas condições de segurança.

3.1.3 Configuração do problema

Tipo de análise: A configuração de um problema no software GEO5 – FEM começa com a seleção do problema de análise. Dois casos básicos de problemas

são especificados, os problemas planos e os de simetria axial. Para barragens, cujas dimensões laterais da área a resolver são fornecidas por uma ordem de magnitude menor que as dimensões longitudinais, consideramos estruturas lineares e, portanto, faremos uso dos problemas planos.

O programa permite a análise de fluxo estacionário e de fluxo transiente em módulos de análise individuais. O módulo fluxo constante (regime estacionário ou permanente) resolve problemas em que não há variação no grau de saturação com o tempo. O módulo fluxo instável (regime não permanente ou transiente) permite determinar a evolução de poropressões e do grau de saturação em um determinado tempo. O presente trabalho utiliza o módulo de análise de fluxo constante.

Geometria: A configuração do problema segue com a definição da seção tipo utilizada, a qual é discretizada em uma malha de elementos finitos triangulares. São definidos a escala, o nível de referência, a profundidade do ponto mais baixo da interface e os pontos da interface para camadas de solos individuais. O ponto mais baixo da malha pode ser considerado como subsuperficial incompressível.

Solos: Os parâmetros dos solos são aplicados a cada camada individual. São incluídos também, na caracterização dos materiais da seção, os parâmetros de permeabilidade das zonas de transição, definidos inicialmente por meio de aproximações.

O programa também requer a especificação do índice de vazios inicial para a determinação da porosidade do solo $n = e_0 / (1 + e_0)$ e, posteriormente, a determinação da velocidade real do fluxo de água $v = v^{sw} / n$ escoando somente através dos poros, onde v^{sw} é a velocidade média de fluxo através de toda a área de percolação. A velocidade do fluxo $v^{sw} = q / A$ é determinada de acordo com a Lei de Darcy, ela expressa o valor da vazão média q [m^3/s] através de uma área A [m^2]. Geralmente, o índice de vazios $e_0 = 1$ corresponde à porosidade do solo de $n = 50\%$.

Condições de contorno: Para solucionar o problema de fluxo permanente é necessária a determinação das condições de contorno, as quais são diretamente ligadas à geometria do problema. Um problema pode ser caracterizado como fluxo confinado, quando todas as condições de contorno que regem o problema são

inicialmente conhecidas ou como fluxo não confinado, quando nem todas essas condições podem ser definidas inicialmente.

O problema de fluxo permanente em barragens de terra é caracterizado como não confinado porque um dos contornos que posiciona a linha freática é desconhecido inicialmente, porém, sabe-se que, dentro de limites de tolerância, numa linha freática o vetor velocidade a tangencia e que a carga total é igual à altimétrica, sendo nula a carga de pressão.

As condições de contorno de fluxo devem ser definidas em todas as linhas do contorno. As seguintes condições de contorno podem ser especificadas:

a) impermeável

b) Permeável: Poropressão numa dada linha é igual à zero

c) Poropressão:

- distribuição de poropressão pode ser especificada numericamente
- distribuição de poropressão pode ser especificada através da introdução da localização do nível de água (por prescrição da carga total h)

d) Linha de entrada / saída de fluxo $q(m/dia)$: a taxa de fluxo do fluido de uma região para outra é especificada no programa. A configuração padrão que corresponde ao limite impermeável obedece à condição solo $q = 0$. A velocidade do fluxo da região é especificada em unidades de velocidade [m/dia].

e) Superfície de Infiltração - esta condição limite é introduzida no caso onde o ponto de saída de fluxo não é conhecido, portanto, a fronteira não pode ser dividida claramente em uma região na qual a poropressão é estabelecida e em outra região na qual a entrada / saída de fluxo é estabelecida. Em tal caso, a análise é efetuada em duas etapas. No primeiro passo, o programa localiza o ponto de saída. A análise de fluxo real com condições de contorno conhecidos é então realizada na segunda etapa. Em alguns casos, ambos os passos devem ser repetidos várias vezes.

3.2 Descrição da barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves

Este item descreve a barragem e as seções analisadas e os instrumentos que a compõem. A maioria das informações aqui apresentadas sobre a descrição da barragem é encontrado em Rocha (2003). A dissertação de Rocha (2003) contém os dados que deram origem à construção do modelo utilizado nas análises de fluxo, pois reúne as informações sobre os elementos técnicos utilizados para o reprojeto da obra e sua reconstrução, e sobre a análise do comportamento da barragem durante a sua fase de operação, com base na instrumentação nela instalada.

3.2.1 Características da obra

A Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves, foi construída pelo DNOCS. O Açude Açú está representado na Figura 3.2 e é considerado o segundo maior reservatório construído pela instituição até o momento. A obra forma um reservatório com volume de 2,4 bilhões de m³ e bacia hidráulica com área de 195 km².

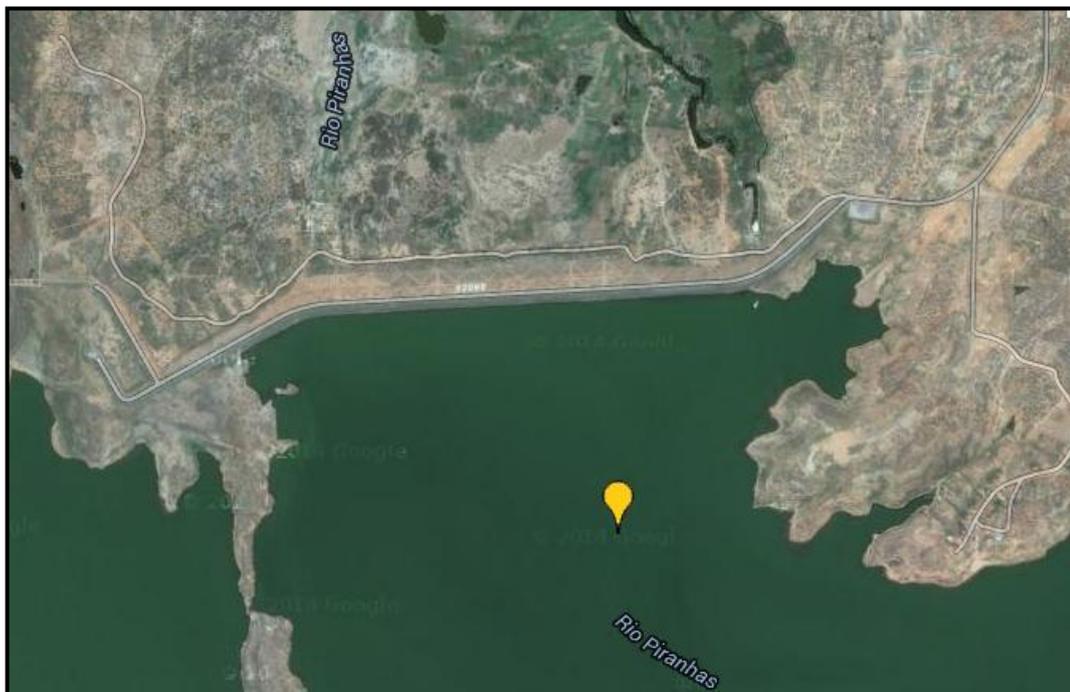


Figura 3.2: Vista superior da Barragem do Açú via Satélite e sua localização no Rio Piranhas-Açu

(Adaptado de Google Earth)

A barragem foi construída sobre o rio Piranhas-Açu na localidade Oiticica II situada a 6 km a montante da ponte Felipe Guerra, na BR 304 e a 13km da sede do município de Açu no Rio Grande do Norte . O município de Açu se encontra a 250km da capital do estado, Natal, cujo acesso é feito pela BR 304, conforme mostra a Figura 3.3. A Figura 3.4 apresenta o rio Piranhas - Açu e a localização da barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves. As margens do seu reservatório têm o perímetro de, aproximadamente, 200km, desde o município de Açu até o município de Jucurutú, no Seridó.

O açude tem como objetivo o suprimento de água ao Projeto de Irrigação do Baixo Açu. Destacando-se, sobretudo o aproveitamento hidroagrícola das terras aluviais do vale, assim como os chapadões dos tabuleiros das encostas, cuja irrigação promoverá o desenvolvimento agrícola em uma área com cerca de 25.000 ha, com geração de quase 12.000 empregos diretos e indiretos. O Perímetro Irrigado Baixo-Açu está situado na região centro-norte do Estado do Rio Grande do Norte, a 150 km da capital do Estado do Rio Grande do Norte, na margem direita do trecho final do Rio Açu, abrangendo áreas dos municípios de Ipanguaçu, Alto do Rodrigues e Afonso Bezerra. (DENOCS)

A barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves teve em sua construção a exigência de ações complementares necessárias ao remanejamento das populações atingidas, com o enchimento do reservatório, e das infra-estruturas localizadas na área inundável da bacia hidráulica.

3.2.2 Arranjo geral das obras

A disposição geral das estruturas inclui uma barragem de terra fechando o vale em um boqueirão suave, com um comprimento total de 2.553 m até a posição onde se encontram os elementos extravasares, composto de um vertedouro principal (ou vertedouro de serviço), dois diques transbordáveis e um dique fusível com três células separadas estrategicamente, localizados entre o vertedouro principal e o muro de proteção da ombreira esquerda. O conjunto se completa com uma tomada d'água em túnel, com extensão de 165 m, situada na margem direita. (Figura 3.5)



Figura 3.3: Localização do Rio Piranhas-Açú e do Município de Açú em relação à capital Natal
(Adaptado de Google Maps)

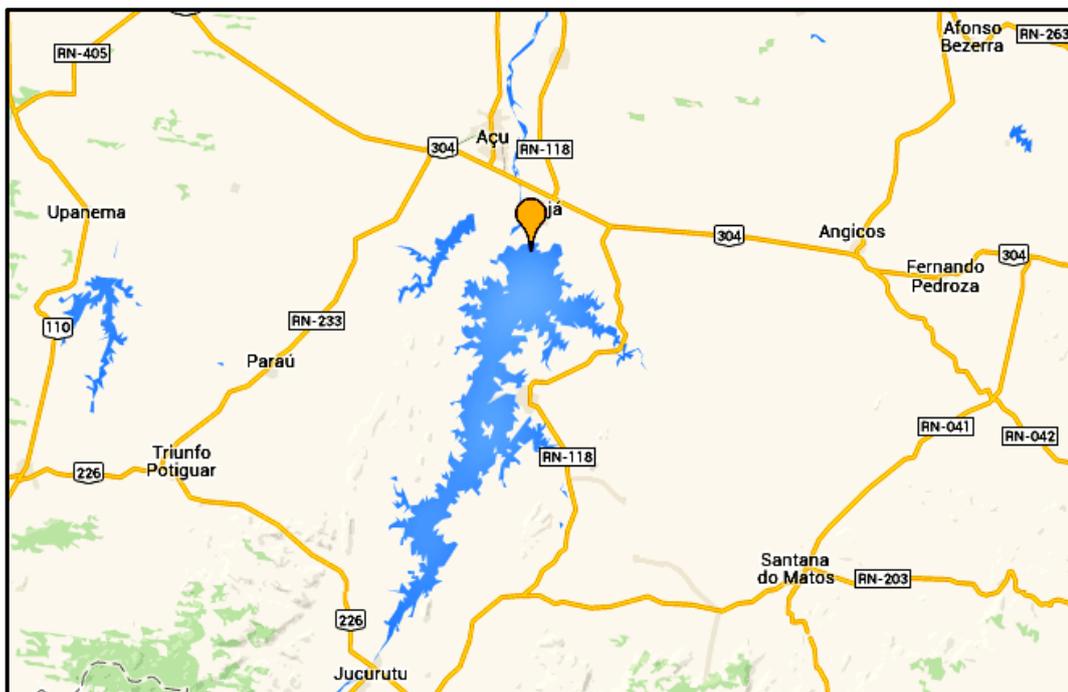


Figura 3.4: Localização da Barragem do Açú no Rio Piranhas-Açú
(Adaptado de Google Maps)

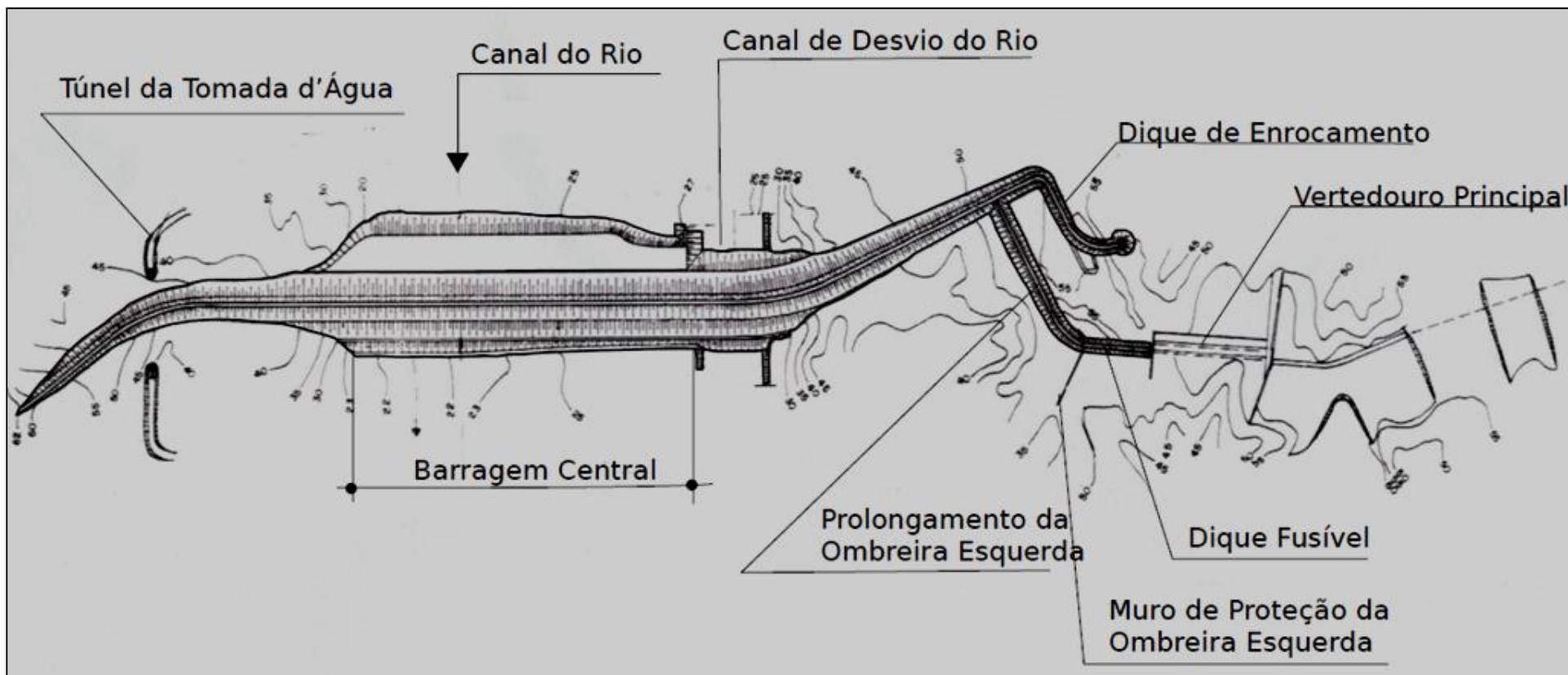


Figura 3.5: Planta Baixa da Barragem e Vertedouros

Fonte: Tecnosolo *apud* Rocha (2003)

3.2.3 Aspectos geotécnicos

A região da obra é representada por um complexo granítico migmatítico com características xistosas, cinza, pouco alterado, com pontos localizados bastante alterados. (Figura 3.6) Nas ombreiras é encoberto por um solo residual pouco espesso, envolvendo afloramentos de rochas graníticas.



Figura 3.6: Rochas do complexo migmatítico na região da obra Eng. Armando Ribeiro Gonçalves

Fonte: Panoramio (Google Mapas) acessível em <http://www.panoramio.com/photo/8929303405/01/2015>

Rocha de fundação: No trecho da calha do rio, encoberto pela fundação da barragem, o embasamento rochoso migmatítico apresenta no topo uma camada de rocha levemente alterada e fraturada e, em alguns locais, camada de rocha totalmente decomposta. Para evitar fugas de água pelo seu interior, a rocha de fundação passou por tratamentos de impermeabilização durante a construção, por isso foi tida como impermeável nas análises de fluxo apresentadas no capítulo 4.

Filtros, transições e concreto: Para a construção de filtros, transições e concreto foram utilizados materiais disponíveis nas proximidades do local. O material arenoso retirado diretamente do leito do rio Açú, encontrados em grande quantidade,

tanto a montante como a jusante do eixo da barragem. O material pétreo obtido através da exploração de uma grande ocorrência de rocha granítica, na ombreira da esquerda. E o material de transição, cascalho arenoso, obtido da raspagem superficial da jazida de cascalho argilo-arenoso.

Fundação: O leito principal do rio é formado por espessa camada de areia média a grossa, bem graduada, com bolsões de pedregulho fino, que em alguns pontos atinge uma espessura de até 27 m. Estes materiais apresentam-se com compacidade de fofa a pouco compacta e exibem elevada permeabilidade, onde k varia entre 5×10^{-2} até 5×10^{-1} cm/s.

Os materiais utilizados na construção do corpo do aterro compactado foram os solos aluvionares existentes nas margens do rio. Esses materiais foram classificados em dois grupos:

- **Grupo I:** solos residuais do Arenito Açú (Área de empréstimo 1).

Esta jazida localiza-se na margem esquerda do rio a uma distância que varia de 3 a 5 km do centro da barragem e é formada por três sub-áreas compostas dos materiais denominados I A, I B e I C. A projetista estabeleceu o emprego dos solos I A e I B em zonas do maciço onde ocorre elevada sollicitação ao cisalhamento e seja requerida permeabilidade baixa.

Solo I A - Areia de granulação variada, argilosa, com pedregulhos finos de cor avermelhada (solos do grupo SC, conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos), apresenta baixa permeabilidade ($k \cong 10^{-7}$ cm/s).

Solo I B - Pedregulho com areia de granulação variada, argiloso com coloração avermelhada (solos do grupo GC), apresenta baixa permeabilidade ($k \cong 10^{-7}$ cm/s).

Solo I C - Pedregulho areno-siltoso e areia de granulação variada, siltosa, com pedregulhos com cor avermelhada embora bem mais clara que o solo I B (solos dos grupos GM/SM). Não foi localizado o valor desse coeficiente de permeabilidade. Na análise de fluxo foi considerado com a mesma permeabilidade do solo I B.

- **Grupo II:** solos de depósitos sedimentares (Áreas de empréstimo 2, 3 e 4).

Ocorrem em três jazidas estudadas. Uma na margem esquerda e duas outras na margem direita do rio, todas à pequena distância da barragem (0,5 a 2,0 km) e susceptíveis de inundação por ocasião de cheias do rio. Os solos dessas jazidas são constituídos dos materiais denominados II A e II B.

Solo II A - Siltes argilo-arenosos e argilas silto-arenosas de coloração escura (solos dos grupos ML/CL/MH/CH). Os ensaios de permeabilidade realizados nesses materiais revelaram que eles apresentam coeficiente de permeabilidade variando entre 10^{-6} e 10^{-7} cm/s.

Solo II B - Areia de granulação variada com pedregulhos finos com coloração clara. Apresenta permeabilidade média ($k \cong 10^{-7}$ cm/s.), baixa plasticidade e por essa razão é susceptível a fissuramentos por recalques diferenciais. A projetista SERETE especificou o uso desse solo em zonas a jusante do eixo da barragem.

3.2.4 Histórico de Construção da Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves

Características das seções transversais segundo o projeto original

A empresa SERETE, responsável pelo projeto inicial, adotou para o projeto executivo da barragem a solução de maciço de terra do tipo zonado. A projetista optou pela escolha de duas seções-tipo: uma específica para a ombreira direita na barragem central no trecho compreendido entre as estacas 0 e 90 e outra para a ombreira esquerda no trecho compreendido entre as estacas 90 e 122. A Figura 3.7 representa as duas seções-tipo transversais da Barragem.

Por causa das características de alta permeabilidade e compressibilidade da fundação no trecho arenoso do rio, a empresa SERETE incluiu no projeto da Barragem de Açú a trincheira de vedação tipo “*cut off*”. Conforme projeto, ela deveria ser construída com materiais bastante plásticos para suportar as deformações previstas, os solos silto-argilosos denominados II A. E com o fim de reduzir a permeabilidade da fundação, a trincheira de vedação teria que atingir a superfície da rocha.

Ao invés de ser adotada no projeto uma trincheira de vedação sob a zona central impermeável, como geralmente é feito na prática, preferiu-se posicioná-la a montante da barragem, visando à realização simultânea dos trabalhos de escavação da trincheira para a sua construção e dos serviços de construção da própria barragem, já que as escavações absorveriam bastante tempo por causa do desafiante rebaixamento do lençol freático.

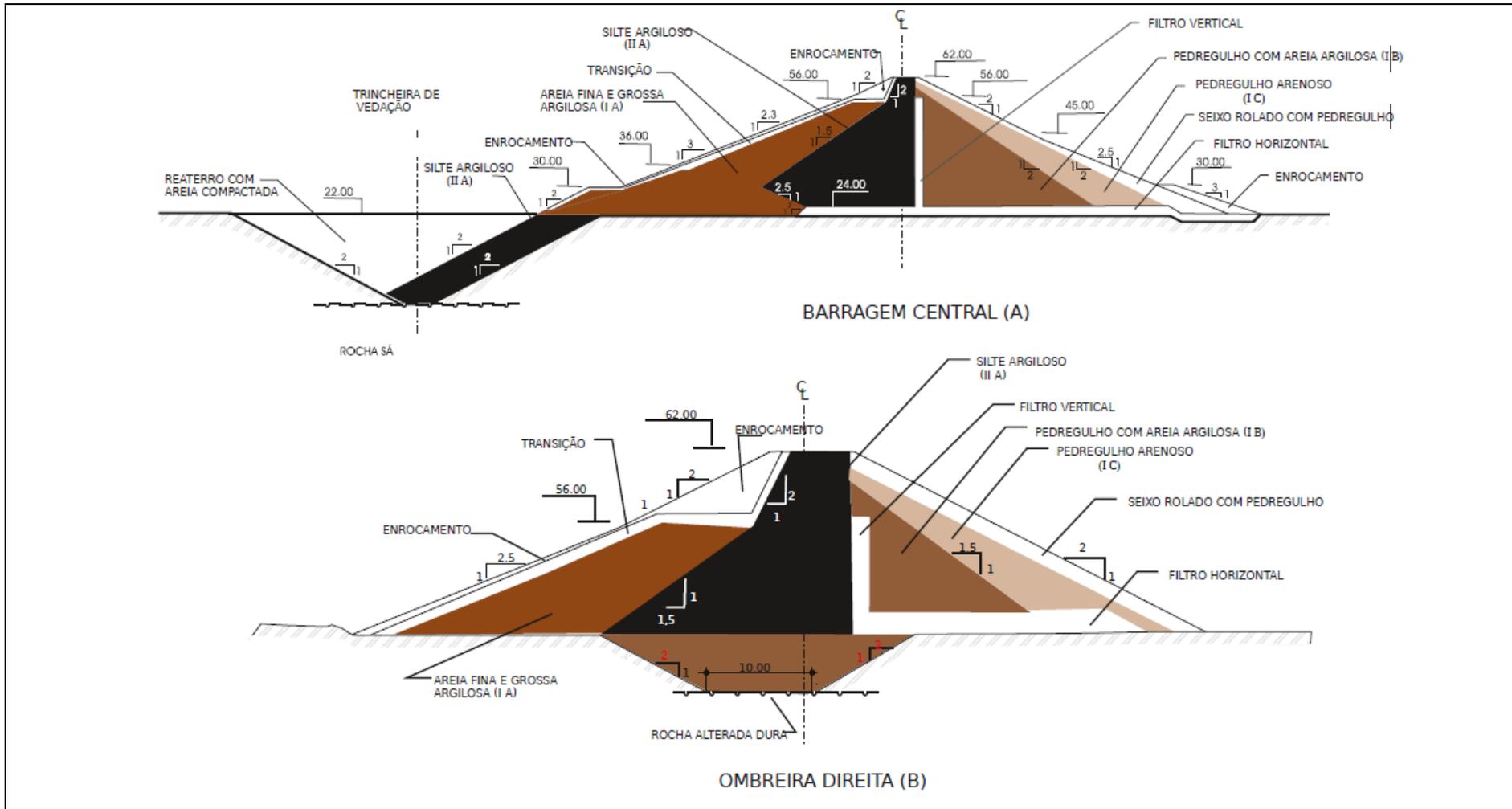


Figura 3.7: Seções Transversais da Barragem Central A) e da Ombreira Direita B) proposta pela SERETE

Fonte: SERETE *apud* Rocha (2003)

Observou-se que o elemento mais vulnerável à ruptura era a berma localizada sobre a membrana impermeável da trincheira de vedação. Como ponte de ligação entre o espaldar de montante da barragem e a cortina de impermeabilização da fundação (“*cut off*”), o corpo da berma poderia sofrer fissuras, ocasionadas pelos recalques diferenciais entre o aterro e a fundação. Essas fissuras dariam origem a percolações preferenciais com elevadas descargas, podendo até desenvolver um “*piping*” pela fundação e provocar a ruptura da obra. Visando afastar esses riscos, optou-se por construir a zona de montante da barragem juntamente com a berma e com material suficientemente plástico, tal como o solo I A.

Modificação da seção transversal original

Em julho de 1980 a consultora HIDROTERRA sugeriu a mudança da seção tipo da barragem central. Argumentando que os finos dificilmente preencheriam os vazios ocasionados pelo elevado percentual de pedregulho e que com o fluxo d’água ocorreria o fenômeno de erosão regressiva nesse trecho, a consultora HIDROTERRA sugeriu a construção de um selo impermeabilizante ligando a trincheira de vedação e o núcleo, com 7 m de espessura e formado pelo solo II A (MORENO, 2011).

Além disso, o volume disponível de solo I A na Jazida local era reduzido, o que levou à sua substituição por solos mais grosseiros, com maior percentual de cascalho, denominados I B e com características bem menos plásticas. Levando-se em conta as deformações esperadas na fundação, a aplicação desses materiais na berma era totalmente inadequada. O núcleo e o filtro vertical da barragem também sofreram modificações: foram deslocados para uma posição mais a jusante do maciço. E quanto ao talude de montante, tornou-se mais íngreme, e por consequência, menos espesso. A Figura 3.8 representa a seção proposta pela HIDROTERRA.

Acidente da Barragem Central

Em 15 de dezembro de 1981, quando o aterro compactado encontrava-se aproximadamente na cota 57 m, ou seja, a 5 metros apenas do nível final de construção, ocorreu o deslizamento do talude de montante da barragem central, abrangendo uma extensão de 600m. A Figura 3.9 apresenta a barragem acidentada.

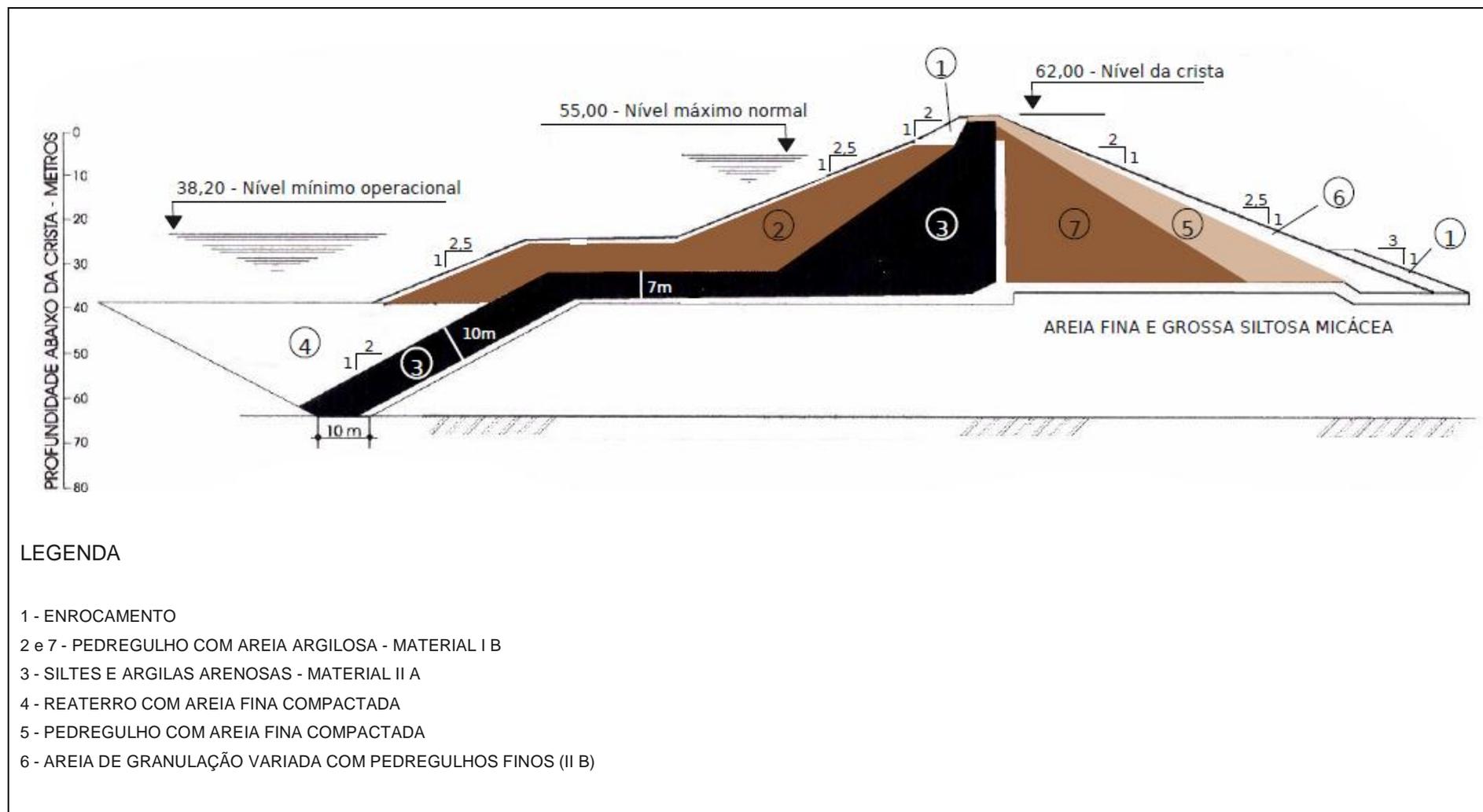


Figura 3.8: Seção Transversal proposta pela HIDROTERRA

Fonte: HIDROTERRA *apud* Rocha (2003)



Figura 3.9: Foto aérea da vista da ruptura do talude de montante da barragem central

Fonte: Construtora Andrade Gutierrez S/A *apud* Rocha (2003)

Com a ruptura, o nível do maciço acidentado ficou 15m abaixo da cota do aterro não envolvido no deslizamento e ocorreu o deslocamento horizontal do pé do talude de montante da barragem em aproximadamente 25m de extensão. O acidente mobilizou mais de 800.000m³ de solos e enrocamentos.

Após o acidente, o DNOCS contratou a empresa TECNOSOLO – Engenharia e Tecnologia de Solos e Materiais S.A. para estudar e esclarecer as causas da ruptura, avaliar a segurança das obras já edificadas (maciços das ombreiras direita e esquerda da barragem, o dique auxiliar e a cortina de impermeabilização da fundação (*cut off*)) e examinar o projeto original dos vertedouros. Em seguida, elaborar o projeto de recuperação da obra e de instrumentação da barragem e supervisionar sua reconstrução.

Para a construção do aterro antes do acidente, foram realizadas várias análises de estabilidade dos taludes de montante e jusante da barragem, pelo método Bishop modificado, considerando a superfície de ruptura circular. Em todas as superfícies consideradas na análise de estabilidade, o fator de segurança foi maior ou igual a dois ($F.S. \geq 2,0$). Porém, embora se fizesse especialmente necessária, por causa da geometria adotada para o material argiloso escuro, não foi

realizada uma verificação de estabilidade dos taludes considerando uma ruptura com superfície composta. Ao se verificar, depois de ocorrido o acidente, a estabilidade da barragem, utilizando o método Morgenstern & Price, foram obtidos valores menores que um para o fator de segurança ($0 < F.S. < 1$) (MORENO, 2011).

Diversos poços de inspeção foram abertos a partir da superfície do aterro acidentado. Eles alcançaram, em profundidade, a zona dentro da qual se desenvolveu a superfície de escorregamento. Foi possível com isto, coletar blocos de amostras indeformadas dos solos envolvidos no acidente bem como traçar a superfície de ruptura. Esta foi então apresentada como sendo de forma composta: curva dentro do maciço do núcleo, evoluindo para a configuração plana e horizontal no trecho que liga o núcleo ao diafragma da trincheira de vedação.

Conforme os resultados das investigações, a superfície de escorregamento do talude estava alojada dentro do material II A do núcleo, inclusive no trecho em que ele se liga à membrana impermeável do “*cut off*”, na superfície de escorregamento, o material apresentava-se, segundo aspecto visual, com umidade superior à ótima, bastante plástico e com laminação intensa.

O relatório final sobre as causas do acidente, segundo nota oficial publicada pelo DNOCS na imprensa nacional em 03 de março de 1982, “atribui o escorregamento às sobrepressões neutras desenvolvidas no material argiloso preto que constitui o núcleo e a parte inferior da berma de montante; os referidos elementos do maciço foram construídos de acordo com o projeto tipo alterado após o início da obra”.

Conforme Mello (1982), em primeiro lugar, foi questionado o projeto sugerido, por que a trincheira não era como é geralmente na prática, mais perto do centro da barragem, sob a zona central impermeável. Em segundo lugar, através de um exame visual e três testes, concluiu-se que o conteúdo de cascalho arenoso e cascalho argiloso eram muito altos, de modo que o material da Zona II pode não ser impermeável para constituir uma conexão aceitável entre o barro preto e o núcleo. Em terceiro lugar, havia indicações repetidas de preocupação em relação a recalques diferenciais e rachaduras com infiltrações e inclinações elevadas. Para permitir um bom funcionamento, o material do núcleo deveria ser um solo mais plástico (CL a CH) com umidade ideal.

Os maciços remanescentes da barragem (ombreiras esquerda e direita), não atingidos pelo acidente, permaneceram conforme haviam sido construídos, ou seja, de acordo com o projeto original SERETE.

Reprojetamento da Barragem - Características da seção tipo reprojetada

Em março de 1982 tiveram início os trabalhos de reconstrução da obra, com a remoção dos materiais existentes na área afetada pelo acidente. Todos os materiais envolvidos no escorregamento foram escavados, alcançando um volume de 1.200.000m³ e todos eles foram lançados e compactados à montante da berma de recobrimento da trincheira de vedação, constituindo um longo tapete que se estende até 600m a montante do eixo da barragem.

A barragem de terra reconstruída, considerada como homogênea, foi preenchida com o material cascalho areno-argiloso denominado I B, existente em grande quantidade no local. No espaldar de montante foi aplicado com um percentual de finos apreciável, enquanto no espaldar de jusante a quantidade de finos era bem menor. A compactação do material de preenchimento do espaldar de jusante foi feita procurando-se amarrar o material recém-aplicado ao material que ficou intacto após o acidente, denominado I C, constituído por pedregulhos arenosos e que faz fronteira com o dreno de pé.

O filtro vertical inclinado e horizontal, que realiza o controle de infiltração de água através do maciço da barragem, foi deslocado mais para montante utilizando o mesmo material, e homogeneizando-se os materiais dos espaldares de montante e jusante. O filtro vertical inclinado possui espessura de 4,5m, alcança a cota 60,70m (nível máximo *maximorum* do reservatório). O filtro horizontal estende-se por toda a superfície a jusante do filtro inclinado. Para o alívio das subpressões e conseqüente proteção do solo à jusante da barragem contra o fenômeno de levitação, a barragem foi dotada de poços de alívio.

O Quadro 3.1 apresenta sinteticamente as principais características do reservatório e da barragem reconstruída.

Características do Maciço Principal	Dados
Cota da crista	63,00m
Comprimento da crista	2.553,00m
Largura da crista	8,00m
Altura máxima	41,00m
Volume total de aterro compactado	5.300.000m ³
Volume total de areia de filtros	284.200m ³
Volume total de enrocamentos	160.550m ³
Características da Bacia Hidráulica	Dados
Capacidade de acumulação (NA 55m)	2,4x10 ⁹ m ³
Área do reservatório (NA 55m)	195 k m ²
Nível d'água máximo maximorum	60,70m
Nível d'água máximo normal	55,00m
Nível d'água mínimo operacional	35,00m
Nível d'água mínimo	22,00m
Vazão de ponta da cheia máxima provável	13.200 m ³ /s
Vazão de ponta da cheia decamilenar	12.130 m ³ /s
Volume da cheia	16.8x10 ⁹ m ³

Quadro 3.1: Dados técnicos da barragem e do reservatório

Fonte: Rocha (2003)

A configuração final da seção-tipo da barragem central, reprojeta da pela empresa TECNOSOLO, está representada na Figura 3.10. Através dela, são apresentados a geometria, o arranjo geotécnico desenvolvido pela projetista, a estrutura de drenagem interna e os materiais previstos para a sua construção. Por ter sido a que finalmente teve sua execução concluída e a que está funcionando atualmente, foi a seção selecionada para estudo. Os resultados das análises feitas encontram-se apresentados no capítulo 4.

A construção da barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves foi concluída no início do ano de 1983. Hoje, ela funciona satisfatoriamente, promovendo a irrigação do Vale do Baixo Açu, abastecendo de água diversos centros urbanos, tais como: Mossoró, Açu, Angicos, dentre outros, proporcionando o cultivo das várzeas nas margens do seu reservatório que têm o perímetro de, aproximadamente, 200km, desde o município de Açu até o município de Jucurutú, no Seridó.

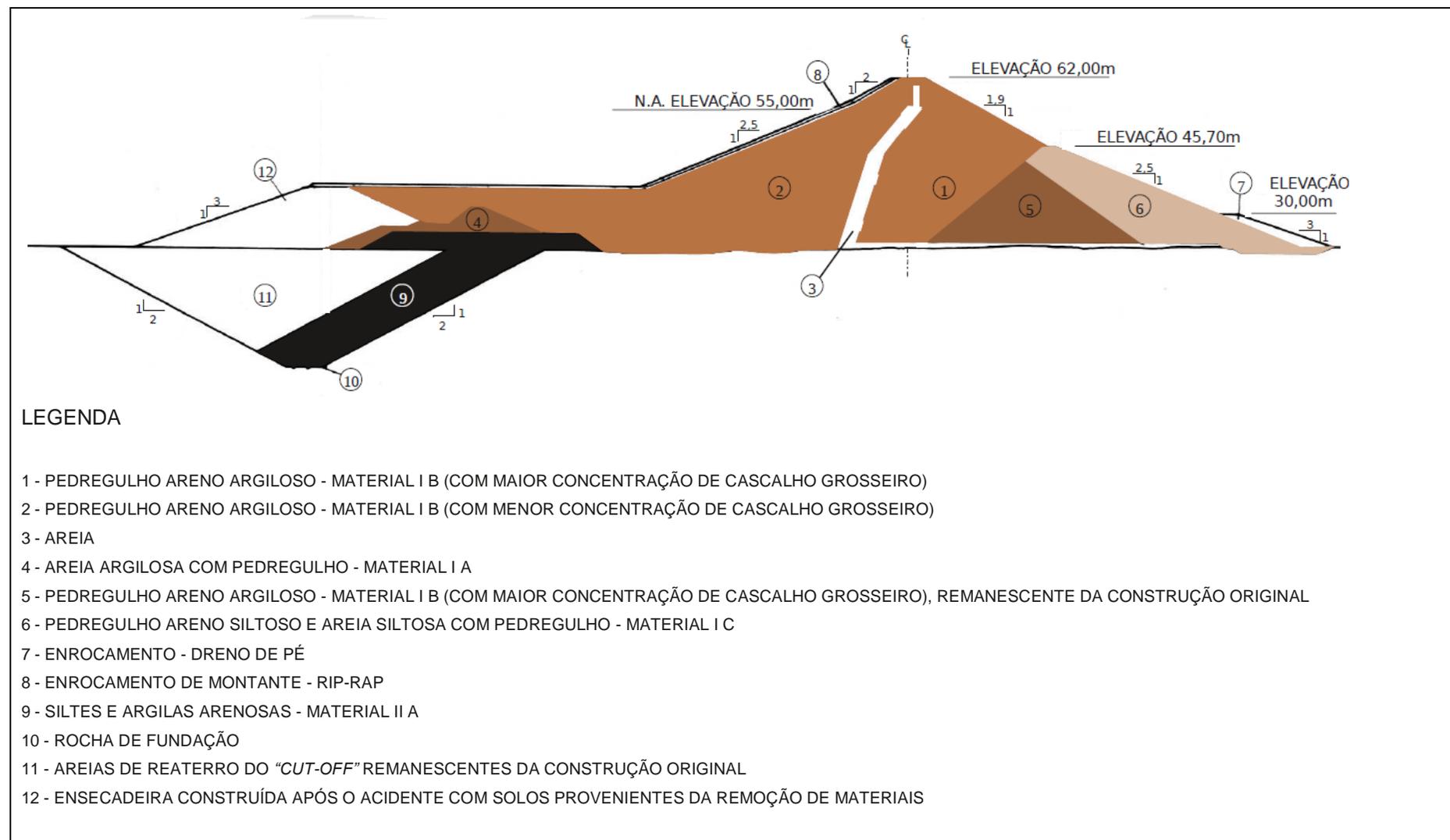


Figura 3.10: Seção-tipo da barragem central reprojeta pela TECNOSOLO

Fonte: TECNOSOLO *apud* Rocha (2003)

Instrumentação piezométrica instalada na barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves

Durante a sua reconstrução a barragem foi instrumentada entre as estacas 18+18,5m e 100+00m, trecho dentro do qual ocorreu o acidente, e nos maciços remanescentes (ombreiras esquerda e direita), não afetados pela ruptura.

Toda a instrumentação da barragem foi instalada pela empresa TECNOSOLO. Alguns equipamentos da instrumentação foram fornecidos pelo DNOCS, que os adquiriu na CESP – Companhia Energética de São Paulo, onde foram fabricados.

Instrumentação durante a fase de operação do reservatório

Na fase de operação é importante o monitoramento de surgências a jusante da barragem. Inicialmente, inspeções visuais frequentes permitem detectar o início de escoamentos. Quando em ocorrência, os escoamentos passam a ser monitorados por meio de medidor de descarga, como por exemplo, calha tipo Parshall e quando necessário, deve ser realizada a determinação do teor de sólidos.

Para monitorar o desenvolvimento de poropressões no interior do maciço na sua fase de operação foram instalados piezômetros de tubo aberto (piezômetro tipo Casagrande) e piezômetros pneumáticos. Através deles é possível determinar a configuração do escoamento de água no interior do maciço e também, com o conhecimento das poropressões neles registradas, estimar a grandeza das tensões efetivas na massa de solo.

Forma de obtenção de dados

Os dados de todos os instrumentos de auscultação analisados no presente trabalho encontram-se na dissertação de Rocha (2003), obtidos a partir do DNOCS.

As leituras piezométricas pertencentes à fase de operação do reservatório (longo prazo) foram feitas no intervalo de tempo entre 19/02/85 e a data das últimas leituras coletadas entre as quais, algumas alcançam o final do ano de 1999. Segundo informações obtidas dos piezômetros pneumáticos observa-se que a saturação do corpo da barragem central estava praticamente concluída em fins de 1987.

Para as simulações realizadas no presente trabalho utilizaram-se os dados dos instrumentos no período em que as poropressões apresentaram valores constantes ao longo do tempo, caracterizando um regime de fluxo estacionário num período entre o final de 1994 e início de 1995.

Dados de instrumentação das seções analisadas

Foram analisadas as seções das estacas 48+0,00 m, 53+0,00 m e 58+0,00 m, localizadas na barragem central no leito do rio, trecho em que ocorreu o acidente, portanto, locais onde se faz indispensável à realização de uma correta calibração do modelo. A seleção das seções foi baseada no fato de terem o maior número de instrumentos de auscultação da barragem, principalmente piezômetros, que possibilitariam a comparação das percolações reais com as simuladas no programa, também por possuírem períodos de tempo com ocorrência de fluxo estacionário e por possuírem os gráficos contendo os dados das leituras dos instrumentos de poropressão, inclusive os dados das cotas do nível d'água ao longo do tempo.

A seção transversal das estacas 48+0,00 m, 53+0,00 m e 58+0,00 m foram instrumentadas com 9 piezômetros de tubo (PZC-01 ao PZC-09), 5 piezômetros pneumáticos (PZP-01 ao PZP-05) e um medidor de nível d'água (NA-01).

Embora as três seções citadas sejam as que apresentam mais informações de auscultação para o período de operação da barragem, a dissertação de Rocha (2003) disponibiliza apenas de dados sobre os piezômetros PZP1, PZP2 e PZP3, conforme puderam ser encontrados apenas seus registros de leituras. Esses piezômetros estão localizados no corpo da barragem, alojados no solo I B, nas proximidades do filtro inclinado.

Os piezômetros PZP4 e PZP5 das estacas 48+00, 53+00 e 58+00 não constavam no projeto de instrumentação elaborado pela TECNOSOLO. Eles foram instalados por solicitação do DNOCS. Na pesquisa levada a efeito para o resgate dos dados de piezometria realizada por Rocha (2003) não foram encontrados os registros das leituras desses instrumentos. Todos os piezômetros das estacas 48+00, 53+00 e 58+00 têm os seus tubos convergindo para uma casa de leitura, construída sobre o enrocamento do talude de jusante da barragem, na seção transversal da estaca 53+00, onde se acha instalado o painel de leituras desses instrumentos.

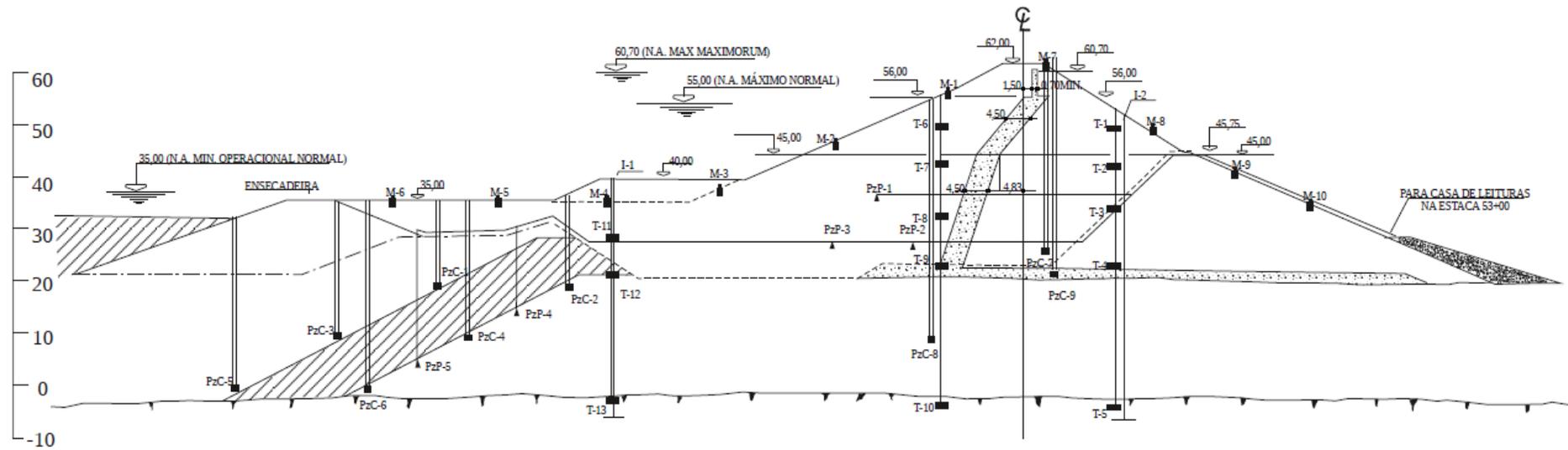
A Tabela 3.1 e o Quadro 3.2 apresentados a seguir, reúnem informações sobre a operação dos instrumentos de piezometria. As Figuras 3.11, 3.12 e 3.13 apresentam um esboço das seções instrumentadas representadas pelas estacas 48+0,00 m, 53+0,00 m e 58+0,00 m, respectivamente.

Tabela 3.1- Piezômetros pneumáticos instalados nas estacas 48+00, 53+00 e 58+00 da barragem.

Estaca	Nomenclatura	Início de Operação	Final de operação	Nº de observações
48+00	PZP1	11/11/82	15/12/99	410
	PZP2	11/11/82	12/04/99	233
	PZP3	11/11/82	15/12/99	199
	PZP4	Sem leituras	Sem leituras	---
	PZP5	Sem leituras	Sem leituras	---
53+00	PZP1	11/11/82	15/12/99	427
	PZP2	11/11/82	15/10/99	199
	PZP3	11/11/82	15/12/99	492
	PZP4	Sem leituras	Sem leituras	---
	PZP5	Sem leituras	Sem leituras	---
58+00	PZP1	11/11/82	15/12/99	511
	PZP2	11/11/82	15/10/99	245
	PZP3	11/11/82	15/12/99	277
	PZP4	Sem leituras	Sem leituras	---
	PZP5	Sem leituras	Sem leituras	---

Fonte: Rocha (2003)

Conforme as informações da operacionalidade da instrumentação piezométrica instalada nas seções das estacas 48+0,00 m, 53+0,00 m e 58+0,00 m, contidas na dissertação de Rocha (2003), o piezômetro de tubo aberto que funcionou por mais tempo, o PZC7, finalizou sua operação em 01/02/1988. Os piezômetros de nomenclatura PZC7 e PZC9 foram instalados com a finalidade monitorar poropressões no corpo da barragem e os piezômetros de nomenclatura PZC8 e níveis de água a jusante do septo.

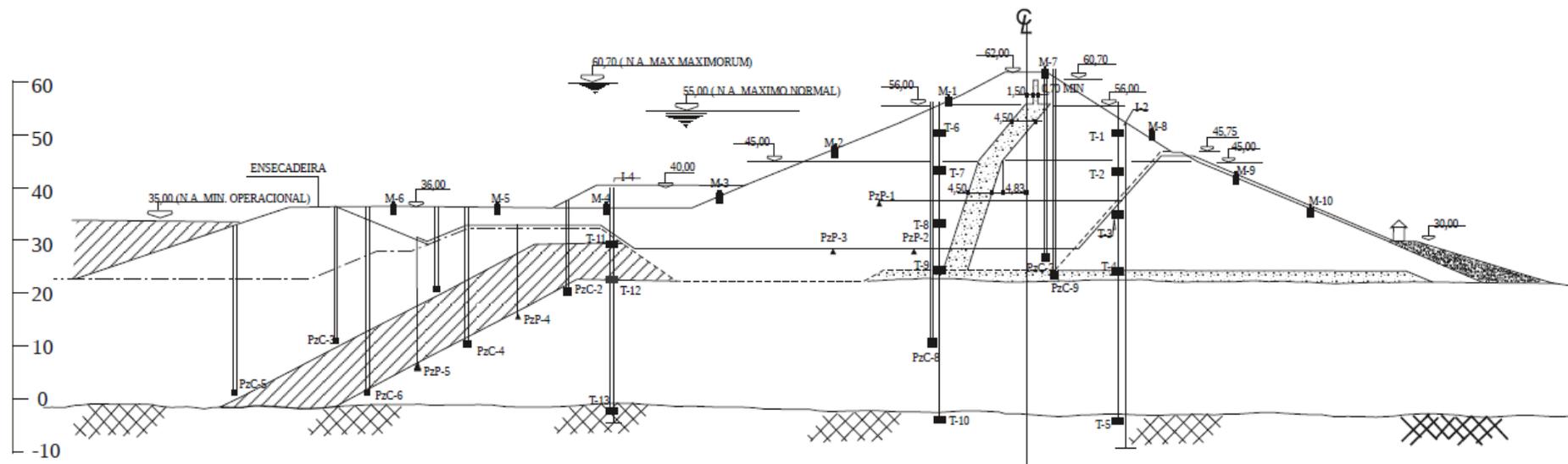


NOTAÇÕES E CONVENÇÕES

I	- VERTICAIS INCLINOMÉTRICAS	┆
PzC	- PIEZÔMETRO TIPO CASAGRANDE	┆
PzP	- PIEZÔMETRO PNEUMÁTICO	■
T	- TASSÔMETRO (EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO)	▲
M	- MARCO SUPERFICIAL	■
	- TAPETE COM MATERIAL-DE BOFA-FORA	■
	- MATERIAL II A	▨
	- FILTRO	▨
	- LINHA DE REMOÇÃO	▨
	- ESCAVAÇÃO COMO EXECUTADA	▨

Figura 3.11: Perfil instrumentado da Estaca 48+00

Fonte: TECNOSOLO *apud* Rocha (2003)

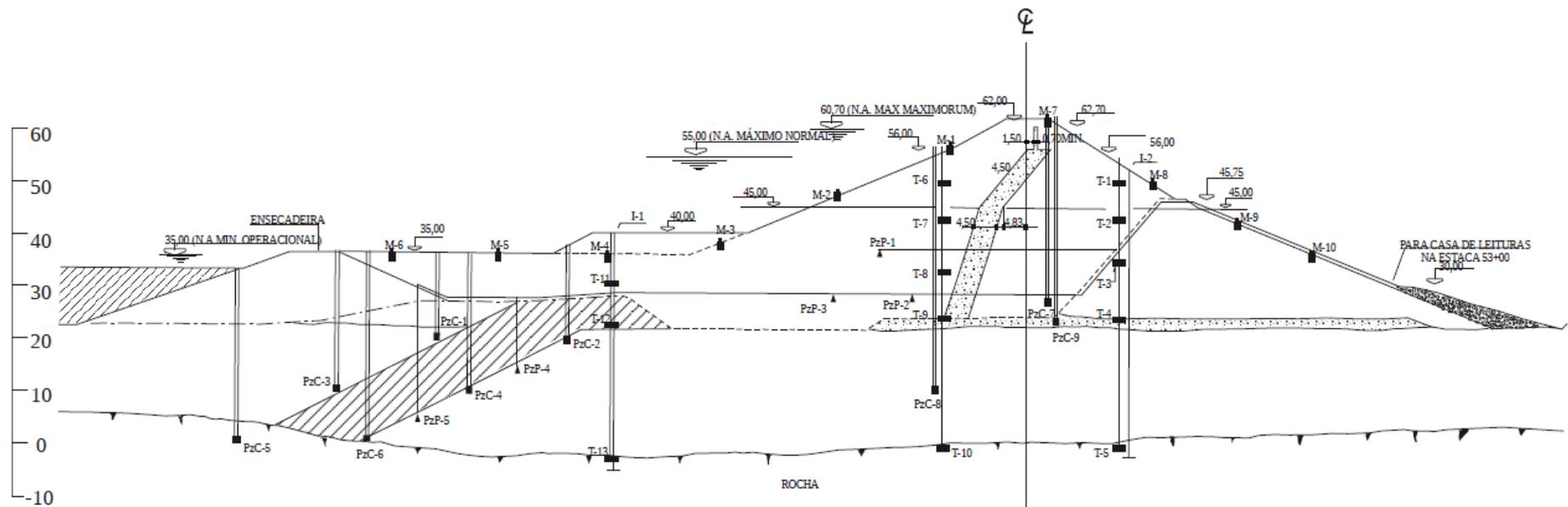


NOTAÇÕES E CONVENÇÕES

I	- VERTICAIS INCLINOMÉTRICAS	┆
PzC	- PIEZÔMETRO TIPO CASAGRANDE	■
PzP	- PIEZÔMETRO PNEUMÁTICO	■
T	- TASSÔMETRO (EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO)	▲
M	- MARCO SUPERFICIAL	■
	- TAPETE COM MATERIAL-DE BOTA-FORA	■
	- MATERIAL II A	
	- FILTRO	
	- LINHA DE REMOÇÃO	
	- ESCAVAÇÃO COMO EXECUTADA	
	- CASA DE LEITURAS DOS PIEZÔMETROS PNEUMÁTICOS	
		
		
		

Figura 3.12: Perfil instrumentado da Estaca 53+00

Fonte: TECNOSOLO *apud* Rocha (2003)



NOTAÇÕES E CONVENÇÕES

I	- VERTICAIS INCLINOMÉTRICAS	┆
PzC	- PIEZÔMETRO TIPO CASAGRANDE	┆
PzP	- PIEZÔMETRO PNEUMÁTICO	■
T	- TASSÔMETRO (EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO)	▲
M	- MARCO SUPERFICIAL	■
	- TAPETE COM MATERIAL-DE BOTA-FORA	■
	- MATERIAL II A		▨
	- FILTRO		▨
	- LINHA DE REMOÇÃO		▨
	- ESCAVAÇÃO COMO EXECUTADA		▨
		---
		---

Figura 3.13: Perfil instrumentado da Estaca 58+00

Fonte: TECNOSOLO *apud* Rocha (2003)

Os piezômetros PZC1 à PZC6 forneceram leituras até 12/08/83 quando, em face da subida do nível d'água no reservatório, foram obturados. Esses piezômetros foram utilizados na fase de construção do aterro e na fase de primeiro enchimento do reservatório para verificar a eficiência do septo impermeável após ruptura da obra, permitindo que se chegasse à conclusão que o mesmo apresentou desempenho satisfatório, haja vista que para a perda de carga média de 13,45m para a fase de primeiro enchimento e da ordem de 12m para a fase de construção.

Visto que o período de funcionamento desses instrumentos não alcançou a fase de operação da barragem, as informações sobre suas leituras não se fazem necessárias para as análises realizadas no presente trabalho.

No Quadro 3.2 relacionam-se, os piezômetros pneumáticos PZP1, PZP2 e PZP3, das seções transversais das estacas 48+0,00 m, 53+0,00 m e 58+0,00 m, com a posição, nomenclatura e data de instalação de cada instrumento.

Seção	Nomenclatura	Cota de instalação(m)	Afastamento do eixo(m)	Data de instalação
48 + 00 m	PZP1	37,500	29,000 M	01/11/82
	PZP2	28,500	22,000 M	16/10/82
	PZP3	28,500	38,000 M	16/10/82
53 + 00 m	PZP1	37,500	29,000 M	06/11/82
	PZP2	28,500	22,000 M	01/10/82
	PZP3	28,500	38,000 M	01/10/82
58 + 00 m	PZP1	37,500	29,000 M	04/11/82
	PZP2	28,500	22,000 M	02/10/82
	PZP3	28,500	38,000 M	02/10/82

M – Montante

Quadro 3.2: Piezômetros pneumáticos PZP1, PZP2 e PZP3 das seções transversais das estacas 48+00, 53+00 e 58+00

Fonte: Rocha (2003)

Com o objetivo de medir nível d'água foram instalados três poços nos prolongamentos das seções transversais das estacas 48+0,00 m, 53+0,00 m e 58+0,00 m (um em cada seção), distantes 130 m a jusante da barragem e igualmente assentados na fundação aluvionar. A Tabela 3.2 oferece informações sobre esses instrumentos.

Tabela 3.2 - Medidores de nível d'água

Estaca	Início de operação	Final de operação	Nº de observações
48+00	14/04/83	15/02/85	37
53+00	13/04/83	15/02/85	35
58+00	13/04/83	15/02/85	34

Fonte: Rocha (2003)

O estudo do comportamento funcional do septo argiloso, relativo à fase de operação do reservatório foi realizado através da comparação do nível d'água no reservatório com os níveis piezométricos dos poços medidores de nível d'água instalados a jusante da obra. Na Tabela 3.3, registram-se os níveis d'água no reservatório, em intervalos semestrais, e os correspondentes níveis d'água obtidos nos medidores de nível (MN), no mesmo intervalo de tempo.

Tabela 3.3 – NA no reservatório e nos medidores de nível d'água

Data	Nível d'água no reservatório (m)	Medidores de nível (MN)		
		Estaca	Estaca	Estaca
18/02/85	55,01	21,16	21,20	21,23
19/08/85	55,05	20,77	20,84	20,91
18/02/86	54,49	21,38	21,44	21,48
18/08/86	54,32	21,21	21,23	21,25
16/02/87	51,96	21,13	21,15	21,19
21/08/87	54,32	20,49	21,46	20,55

Fonte: Rocha (2003)

Analisando-se os dados da Tabela 3.3 verificou-se que o funcionamento do septo apresentou desempenho absolutamente normal, haja vista a perda de carga hidráulica média de 33,80 m entre montante e jusante registrada no período.

Para a estaca 48 foram analisados os dados dos instrumentos no período em que as poropressões apresentaram valores constantes ao longo do tempo, caracterizando um regime de fluxo estacionário a partir de 06/10/1994 até 06/03/1995.

Para a estaca 53 foram analisados os dados dos instrumentos no período em que as poropressões apresentaram valores constantes ao longo do tempo,

caracterizando um regime de fluxo estacionário a partir de 01/11/1994 até 06/02/1995.

Para a estaca 58 foram analisados os dados dos instrumentos no período em que as poropressões apresentaram valores constantes ao longo do tempo, caracterizando um regime de fluxo estacionário a partir de 18/10/1994 até 06/03/1995.

Análise dos dados da instrumentação

A Tabela 3.4 apresenta os valores de poropressão indicados pelas leituras dos piezômetros pneumáticos PZP1, PZP2 e PZP3 para as três seções citadas.

Tabela 3.4: Valores de poropressão medidos pelos piezômetros

Piezômetros	Poropressão Medida (kPa)		
	Seção 48	Seção 53	Seção 58
PZP1	110	95	97
PZP2	73	43	45
PZP3	103	88	90

3.3 Definição dos dados de entrada

Geometria

Para a construção do modelo numérico que represente as seções transversais das estacas 48+0,00 m, 53+0,00 m e 58+0,00 m nas simulações do programa para a análise de fluxo bidimensional, a geometria de cada seção foi definida com base nas Figuras 3.10, 3.11, 3.12 e 3.13.

3.3.1 Apresentação das características do modelo utilizado para as análises de fluxo da seção da estaca 53+00 m

De forma aproximada, considera-se que o embasamento cristalino está localizado na cota -5 m e, portanto a fundação possui espessura de 27 m. O nível do leito do rio está na cota 22 m.

Com base na Figura 3.10, no perfil instrumentado da Figura 3.12 e nas demais características geométricas apresentadas anteriormente, o esquema geométrico da barragem e os trechos correspondentes a cada material, construídos

para esta análise, estão mostrados na Figura 3.14. A caracterização dos materiais que formam cada trecho encontra-se apresentada na Tabela 3.5 e é a mesma para as seções das estacas 48+0,00 m e 58+0,00 m, cujo esquema geométrico e os trechos correspondentes a cada material são apresentados posteriormente.

Parâmetros Hidráulicos

Os parâmetros geotécnicos de permeabilidade dos materiais que compõem a barragem foram estimados com base em ensaios de laboratório e seus valores foram obtidos da dissertação de Rocha (2003). Considerou-se que o reaterro acima do septo impermeável da barragem e os filtros, assim como descrito por Rocha (2003), foram construídos com o material disponível da escavação da fundação e que, portanto, sua permeabilidade é aproximadamente igual a do solo do leito do rio. Também, a berma de jusante, construída com material 1C, foi considerada na análise como parte do trecho homogêneo formado pelo solo 1B, visto que não foi definida a permeabilidade do material 1C. A Tabela 3.6 compõe os valores dos parâmetros geotécnicos de permeabilidade dos materiais que compõem a barragem, estimados com base em ensaios de laboratório.

Para a zona de transição seleciona-se o modelo van Genuchten. Conforme discutido no item 3.1, todos os três modelos podem transmitir os mesmos resultados. A aferição dos parâmetros do modelo utilizados na análise é feita através de tentativas. Para um determinado intervalo de valores desses parâmetros é possível encontrar a convergência na análise de um problema específico, dependendo dos outros dados de entrada utilizados, como por exemplo, as permeabilidades.

Variando-se os valores dos parâmetros do modelo de transição nas análises pode-se concluir que a alteração nos resultados do problema é desprezível. Os valores desses parâmetros introduzidos em todas as análises desenvolvidas no presente capítulo estão apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Parâmetros do modelo van Genuchten utilizados na simulação

Parâmetros do modelo de transição	
α (1/m)	0,15
n	2

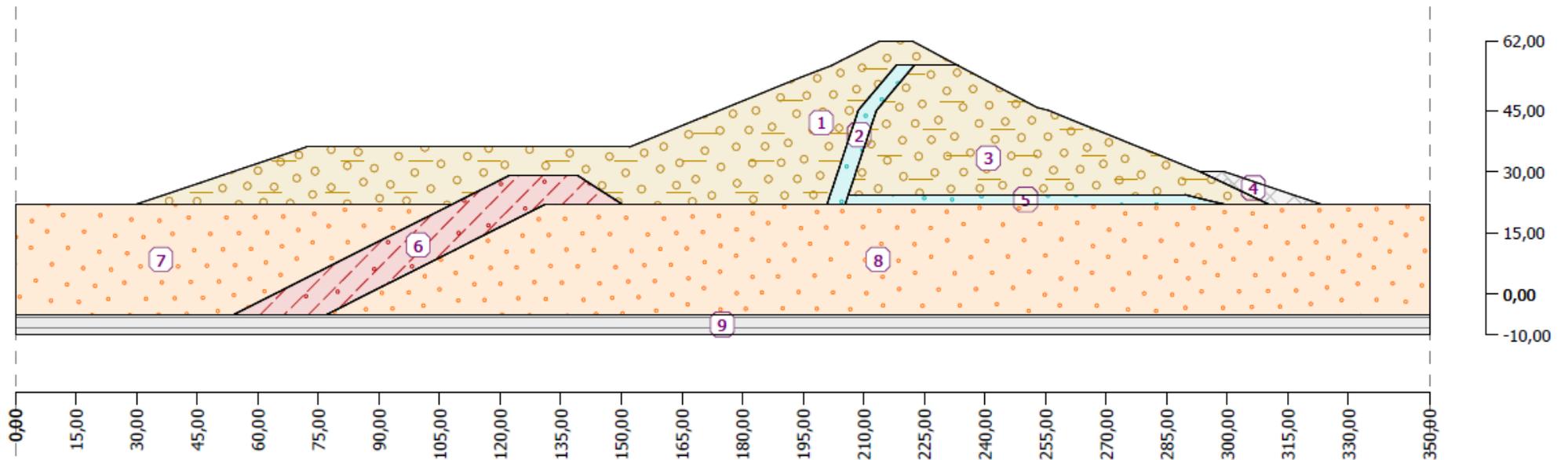


Figura 3.14: Perfil geométrico da seção transversal da estaca 53 + 00 m e materiais analisados

Tabela 3.6: Parâmetros de permeabilidade dos materiais que formam a barragem com base nos ensaios de laboratório

Nº	Trecho	Material	K (m/dia)	K (cm/s)
1 e 3	Corpo da Barragem	Pedregulho areno argiloso (I B)	$8,64 \times 10^{-5}$	10^{-7}
6	Septo impermeável	Siltes e Argilas Arenosas (II A)	$8,64 \times 10^{-5}$	10^{-7}
9	Rocha de Fundação	Complexo rochoso migmatítico	<i>Impermeável</i>	<i>Impermeável</i>
2 e 5	Filtro	Areia	$4,32 \times 10^{+1}$	5×10^{-2}
7 e 8	Fundação	Areia fofa	$4,32 \times 10^{+1}$	5×10^{-2}
4	Dreno	Pedregulho	$4,32 \times 10^{+1}$	5×10^{-2}

* Para simular a rocha de fundação utiliza-se, nos seus limites com a fundação e o septo, um contorno impermeável

Malha de elementos finitos

Objetiva-se calcular as poropressões nos mesmos pontos onde se tem as leituras dos piezômetros. Para isso aplicam-se pontos livres na seção da barragem nas posições correspondentes às posições reais dos piezômetros para a geração da malha. Depois de gerada a malha, esses pontos correspondem a nós e, portanto, os valores das variáveis calculados nesses pontos podem ser visualizados no programa através dos nós da malha. A posição dos piezômetros pneumáticos PZP1, PZP2 e PZP3 das três seções transversais 48, 53 e 58 estão relacionadas no Quadro 3.1 apresentado anteriormente e podem ser visualizados nas Figuras 3.11, 3.12 e 3.13. As coordenadas que posicionam os pontos livres na geometria das seções, utilizadas nas simulações, estão apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Coordenadas dos nós da malha correspondentes à posição dos piezômetros

Nº do ponto livre	Piezômetro	Coordenada x (m)	Coordenada z (m)
1	PZP1	189	37,5
2	PZP2	196	28,5
3	PZP3	180	28,5

A geometria do filtro chaminé influencia na construção da malha de elementos finitos pelo programa. As interfaces que formam o filtro funcionam como uma linha da malha, o que resulta em elementos finitos maiores nessa região, quando comparados com os demais (Figura 3.15). Para contornar esse problema, utiliza-se um mecanismo de refinamento disponível no programa, a linha de refinamento. Os dados de aplicação das linhas de refinamento na seção através do software GEO5 estão apresentados na Tabela 3.8. As linhas de refinamento 1 e 2, aplicadas na geometria da seção e os resultados obtidos pelo seu uso podem ser visualizados na Figura 3.16.

Tabela 3.8: Dados de aplicação das linhas de refinamento na seção

Nº	Localização		Geometria	
	Interface	Linha de malha	Raio	Comprimento
1	3	2	20	2
2	5	5	20	2

Observa-se o refinamento da malha na região do filtro através da maior quantidade de elementos, o que proporciona uma melhor previsão dos resultados, especialmente para os pontos analisados no problema. Outra vantagem obtida do maior refinamento na região do filtro é que ele contorna as dificuldades de convergência associadas aos grandes contrastes de permeabilidade entre o material do corpo do aterro e o material do filtro.

A malha de elementos finitos gerada para a seção da estaca 53 e representada pela Figura 3.15 contém 2096 nós, 3852 elementos, com 4 m de comprimento de topo. Já a malha de elementos finitos gerada para a seção da estaca 53 e representada pela Figura 3.16, mais refinada, contém 2374 nós, 4406 elementos, com 4 m de comprimento de topo.

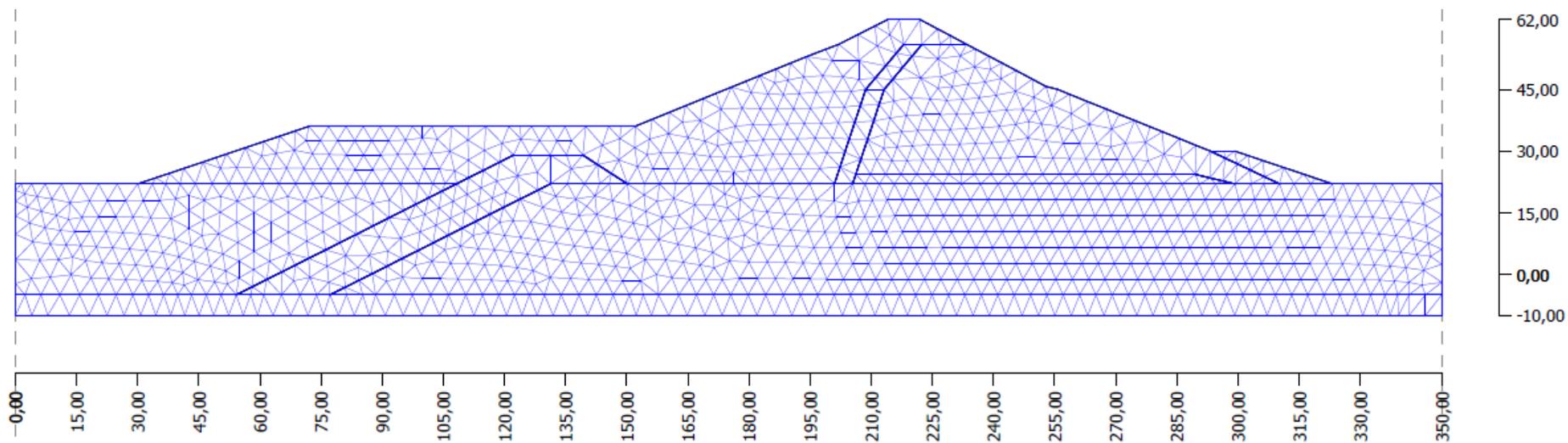


Figura 3.15: Malha de elementos finitos da seção da estaca 53 + 00 m sem refinamentos e sem pontos livres

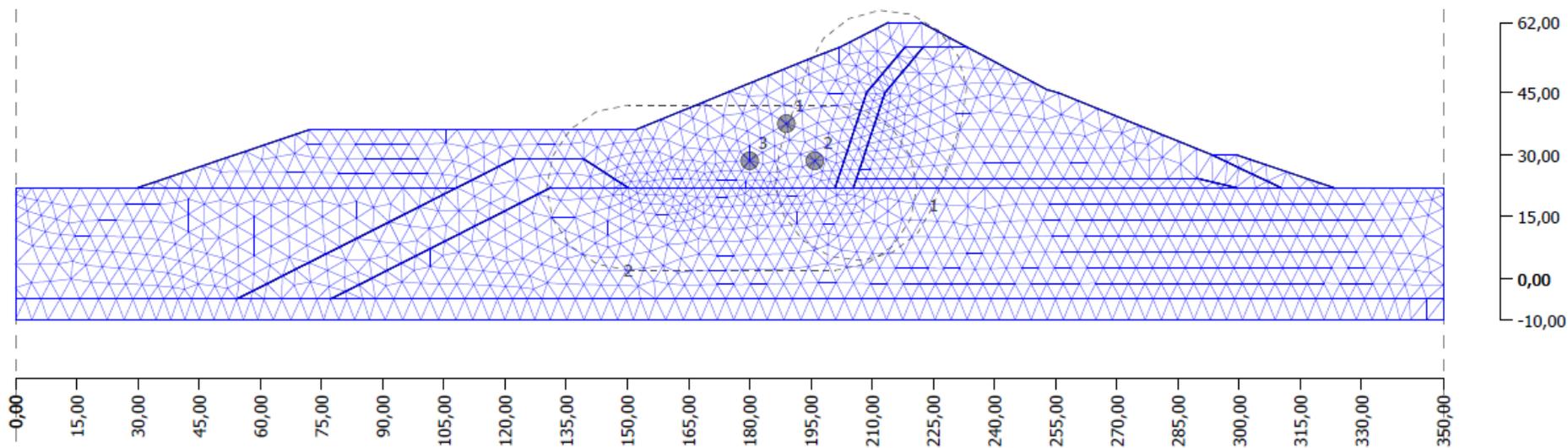


Figura 3.16: Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para a seção da estaca 53 + 00 m

Condições de contorno

Ao consultar os gráficos da cota do nível d'água versus o período em anos para as três seções, verifica-se uma variação de cota de nível d'água entre os valores máximo e mínimo de 54,14 m e 52,1 m. A Figura 3.17 apresenta, por exemplo, o gráfico para a seção 53 + 00. Através da análise dos gráficos, não só no período estabelecido para a análise, como também para um longo período anterior, verifica-se que a cota de nível d'água também se apresenta com uma variação bem aproximada. Tendo-se em conta que se leva um tempo para o estabelecimento das poropressões no aterro mediante uma mudança na cota de nível d'água, estabeleceu-se para o problema um lençol freático no lado montante da barragem na cota 53 m.

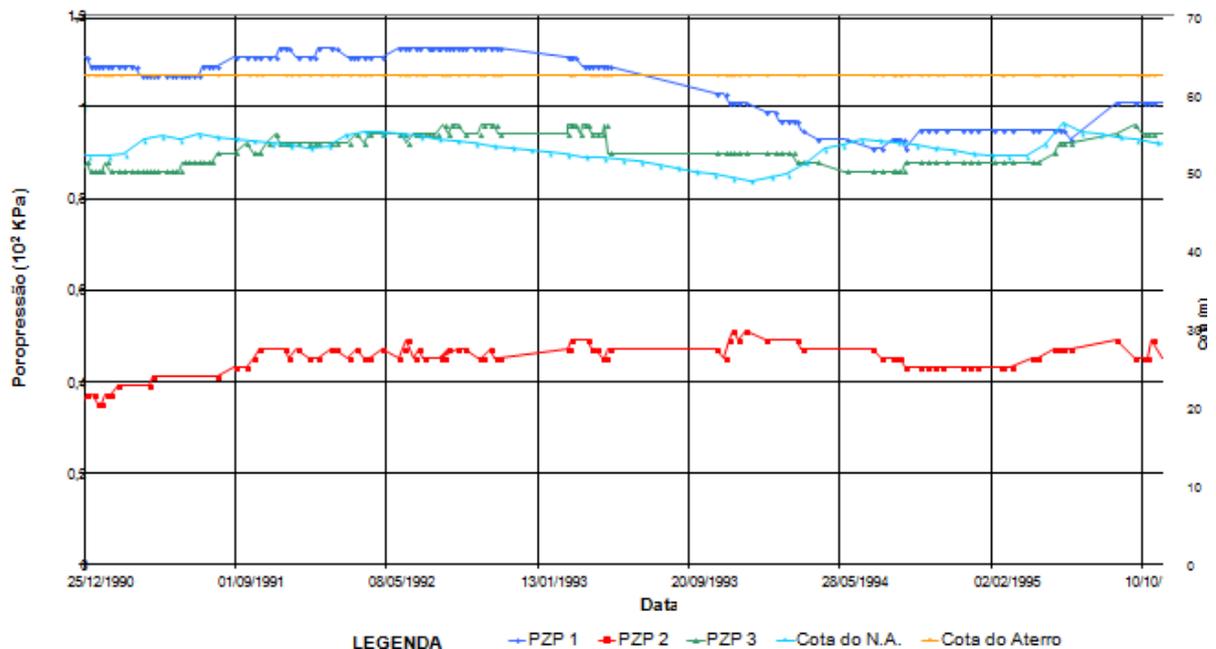


Figura 3.17: Gráfico da cota do nível d'água versus período em anos para a seção da estaca 53 + 00 m

Fonte: Rocha (2003)

No dreno de pé, localizado à jusante, a água pode fluir livremente por meio da condição de escoamento superficial em sua base, prescrevendo-se uma carga de poropressão de 22 m. A representação de todas as condições de contorno utilizadas no problema está presente na Figura 3.18. Aplicou-se um contato impermeável no limite superior do embasamento cristalino para simular a impermeabilidade da rocha de fundação (Figura 3.19).

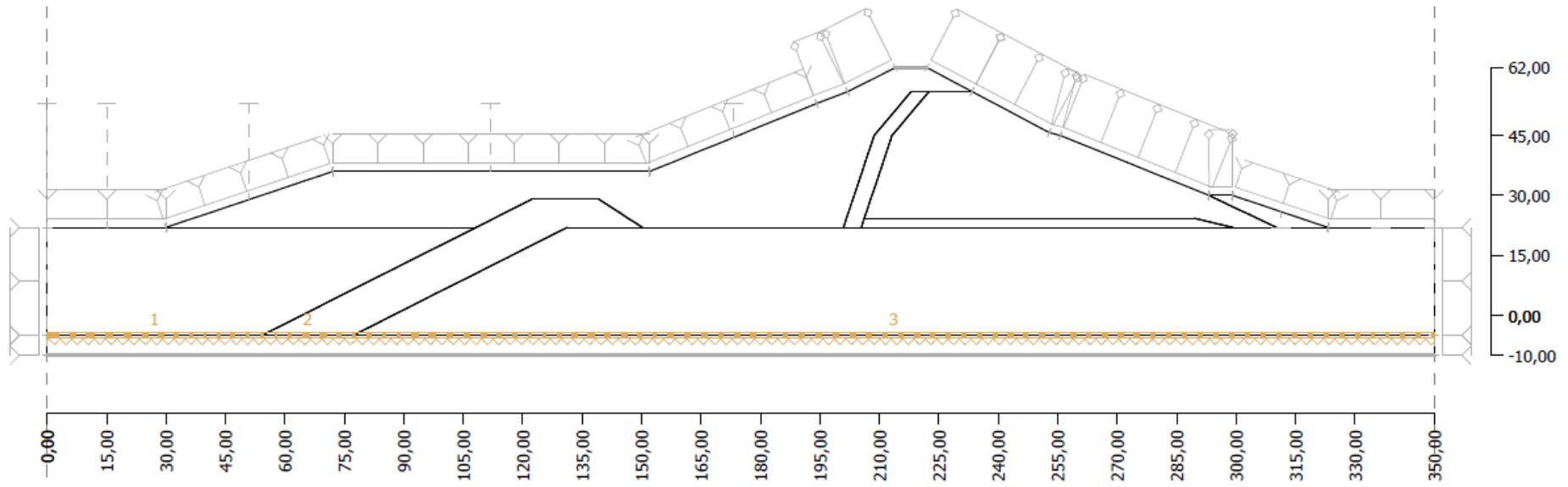


Figura 3.19: Contato impermeável aplicado no limite superior do embasamento cristalino

CAPÍTULO 4

Apresentação dos Resultados e Discussão

Introdução

Este capítulo apresenta as análises de fluxo permanente, feitas na barragem de terra Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves – Açú (RN) utilizando como ferramenta de análise o programa de elementos finitos GEO5 - FEM (versão 19) para sua modelagem. Em termos de valores de poropressão obtidos nas simulações procurou-se confrontar com os dados piezométricos e obter a melhor representação do comportamento real da barragem.

Também foram estabelecidas as características geométricas, as condições de contorno e a faixa dos parâmetros hidráulicos dos materiais que compõem a barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves.

4.1 Análises de fluxo na Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves

4.1.1. Análises de fluxo realizadas para a seção da estaca 53+ 00

Inicialmente apresentam-se as análises que tiveram como base a seção da estaca 53. Para calibrar o modelo que representa o problema de fluxo na barragem através da simulação numérica realizaram-se simulações no software com base em alterações nos coeficientes de permeabilidade até que se chegasse, o mais próximo possível, aos valores de poropressão obtidos por meio da instrumentação e se estabelecesse estimativas dos parâmetros de permeabilidade.

Maiores mudanças nos coeficientes de permeabilidade utilizados nas simulações resultariam em poropressões maiores ou menores para os dois pontos. Portanto, ao aproximar mais, para um dos pontos, o valor de poropressão calculado do medido, afastaria o valor de poropressão para o outro ponto.

Os valores para os parâmetros de permeabilidade, estabelecidos através das análises realizadas, encontram-se registrados na Tabela 4.1. A razão de anisotropia adotada para o solo compactado foi de 10, ou seja, $K_h = 10.K_v$.

Tabela 4.1: Parâmetros de permeabilidade utilizados na análise da seção 53

Nº	Trecho	Material	K_v (m/dia)	K_v (cm/s)	K_h (m/dia)	K_h (cm/s)
1 e 3	Corpo da Barragem	Pedregulho areno argiloso (I B)	$9,66 \times 10^{-3}$	$1,12 \times 10^{-5}$	$9,66 \times 10^{-2}$	$1,12 \times 10^{-4}$
6	Septo impermeável	Siltes e Argilas Arenosas (II A)	$8,64 \times 10^{-4}$	10^{-6}	$8,64 \times 10^{-3}$	10^{-5}
9	Embasamento	Rocha de Fundação	—*	—*	—*	—*
2 e 5	Filtro	Areia	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$
7 e 8	Fundação	Areia fofa	$2,38 \times 10^{-1}$	$2,75 \times 10^{-4}$	$2,38 \times 10^{-1}$	$2,75 \times 10^{-4}$
4	Dreno	Pedregulho	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$

*** Para simular a rocha de fundação utiliza-se, nos seus limites com a fundação e o septo, um contato impermeável**

A distribuição de poropressão ao longo do domínio do problema encontrada através dos resultados da simulação e a comparação entre os valores calculados e os medidos pelos piezômetros podem ser visualizadas, respectivamente, na Figura 4.1 e na Tabela 4.2. Os vetores de fluxo e os valores de vazão de entrada e saída estão apresentados na Figura 4.2.

Tabela 4.2: Comparação entre os resultados de poropressão da simulação numérica e das medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 53+ 00

Piezômetros	Poropressão Calculada (kPa)	Poropressão Medida (kPa)
PZP1	35,37	95
PZP2	43,84	43
PZP3	87,18	88

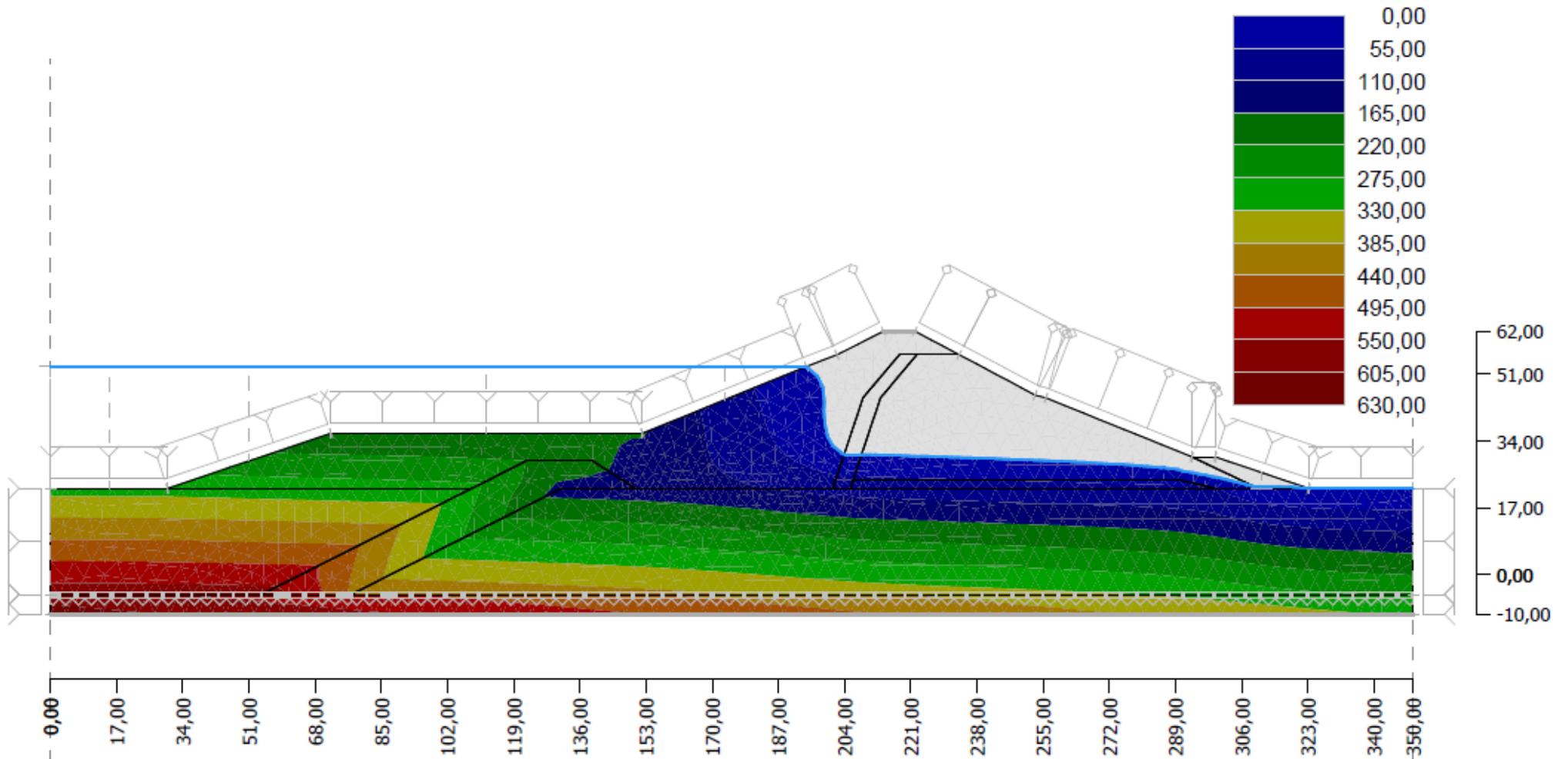


Figura 4.1: Distribuição de poropressões positivas para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

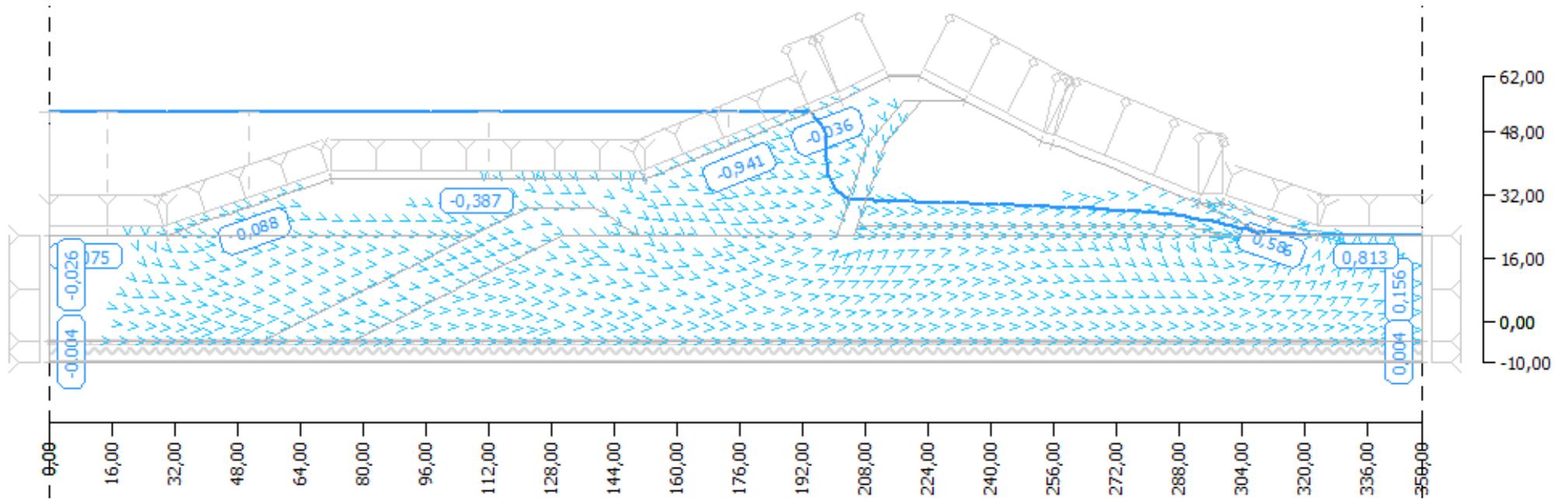


Figura 4.2: Distribuição dos vetores de fluxo e total de vazão de entrada e saída para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

Interpretação dos resultados

Poropressão positiva

A comparação apresentada na Tabela 4.2 mostra que os valores de poropressão encontrados para os piezômetros PZP2 e PZP3 a partir das simulações, apresentaram-se bem aproximados dos valores de poropressão das leituras dos piezômetros pneumáticos. Observa-se, porém que o valor obtido na simulação para o piezômetro PZP1 é bem inferior ao valor medido.

Através da configuração da linha freática obtida na análise pode-se perceber que não é possível alcançar os valores piezométricos para a poropressão na posição do piezômetro PZP1, quando se deseja fazer isso também para os piezômetros PZP2 e PZP3. A justificativa para este fato está na observação da coluna de água que se pode obter para os três pontos em análise.

Para atingir os valores de poropressão correspondentes aos piezômetros PZP2 e PZP3, é possível elevar a linha freática e obter uma aproximação para eles por causa da posição desses pontos em relação à linha freática. O PZP2 encontra-se mais próximo da linha de poropressão nula que o PZP3, porém em uma mesma cota geométrica conforme observado na Figura 3.16 e na Tabela 3.6. Dessa forma, é possível, através da elevação da linha freática encontrar resultados com a diferença indicada pelas leituras piezométricas.

Mas, em consequência, para PZP1 obter-se-iam valores bem menores que para o PZP3, em uma diferença bem superior à que os piezômetros indicam, pois se observa que a coluna de água que surgiria sobre o ponto PZP1 seria bem menor que a coluna de água que surgiria para o ponto PZP3.

Pode-se concluir, então, que não foi possível reproduzir este aspecto do comportamento real do aterro, porque ocorre no corpo da barragem um efeito nas condições de poropressão reais, que é desconhecida. Ainda assim, podem-se avaliar os valores de poropressão nos outros pontos da barragem.

Durante a configuração do problema, conforme apresentado no Capítulo 3, a seção da barragem é dividida em trechos através das interfaces. Para cada trecho são atribuídos os parâmetros hidráulicos que caracterizam o material constituinte. Assim, para o programa, a permeabilidade de um material é homogênea dentro dos limites de cada trecho e, por isso, é de se esperar que a simulação realizada apresente os resultados obtidos.

Porém, considerando que na realidade, em campo, isso não é possível, pois há inúmeras causas de variabilidade no valor desse parâmetro do material, como acontece com todas as propriedades do solo, pode-se entender melhor as razões da dificuldade na previsão de todos os valores de poropressões. Mesmo assim, pode-se utilizar o modelo numérico para ter uma representação de forma aproximada do comportamento real da barragem para a maioria dos pontos.

Vetores de fluxo

Através dos resultados obtidos para os vetores de fluxo, apresentados na Figura 4.2, pode-se observar o caminho preferencial de percolação da água. O sentido dos vetores de fluxo é estabelecido para a região de material mais permeável. O fluxo que atravessa o corpo do aterro à montante é direcionado para a fundação e para o filtro, sendo conduzido para a região à direita.

Os vetores de fluxo tangenciam a superfície impermeável da rocha de fundação, modelada através do contato impermeável aplicado em seu limite superior com a fundação e com a cortina de impermeabilização da fundação.

Velocidade

A distribuição de velocidades na seção da barragem apoia os resultados obtidos para os vetores de fluxo. A velocidade na direção vertical se torna maior quando o fluxo alcança o filtro inclinado, enquanto a velocidade na direção horizontal não apresenta grandes mudanças nessa região (Figuras 4.3 e 4.4). Isso acontece porque o fluxo tende a ser conduzido pelo filtro, que possui maior permeabilidade que o corpo do aterro tanto à montante como à jusante. Quando o fluxo encontra o filtro horizontal, passa a ser conduzido por ele, o que é explicado pelo aumento da velocidade na direção horizontal (Figura 4.3). Mesmo que água percole no espaldar de jusante da barragem, acima do filtro horizontal, é através de uma velocidade inferior à velocidade de percolação da água pelo filtro. Dessa forma, o fluxo ocorre predominantemente através do filtro.

Carga total

A distribuição de carga total apresentada na Figura 4.5 mostra uma elevada perda de carga na cortina impermeabilizante e no espaldar de montante do aterro. Isso é natural, pois esses trechos da seção são formados por materiais de baixa

permeabilidade, enquanto na região do filtro e da fundação a perda de carga apresentada é bem menor.

Permeabilidade relativa

A distribuição dos valores de permeabilidade relativa obtida para o material parcialmente saturado se encontra apresentada na Figura 4.6. Observa-se que ao passo que a saturação do material diminui a maiores distâncias da linha freática o valor da permeabilidade do material também sofre redução.

Poropressão negativa

Os valores de poropressão negativa são calculados a partir dos valores de permeabilidade não saturada do material. Através da Figura 4.7, que apresenta a variação da sucção na região do material não saturado, observa-se que os valores de poropressão negativa aumentam com a redução da saturação do material.

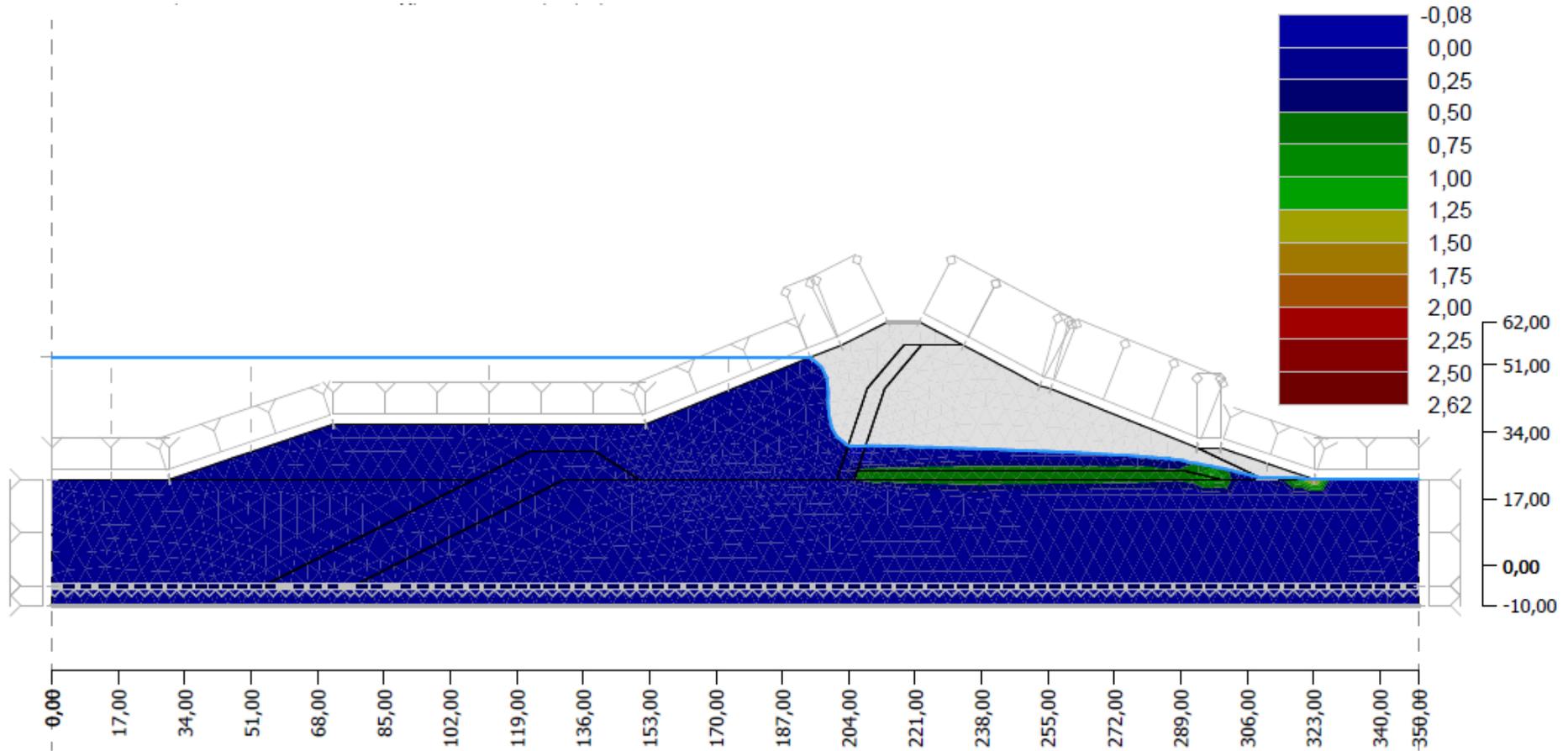


Figura 4.3: Distribuição de velocidade na direção horizontal para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

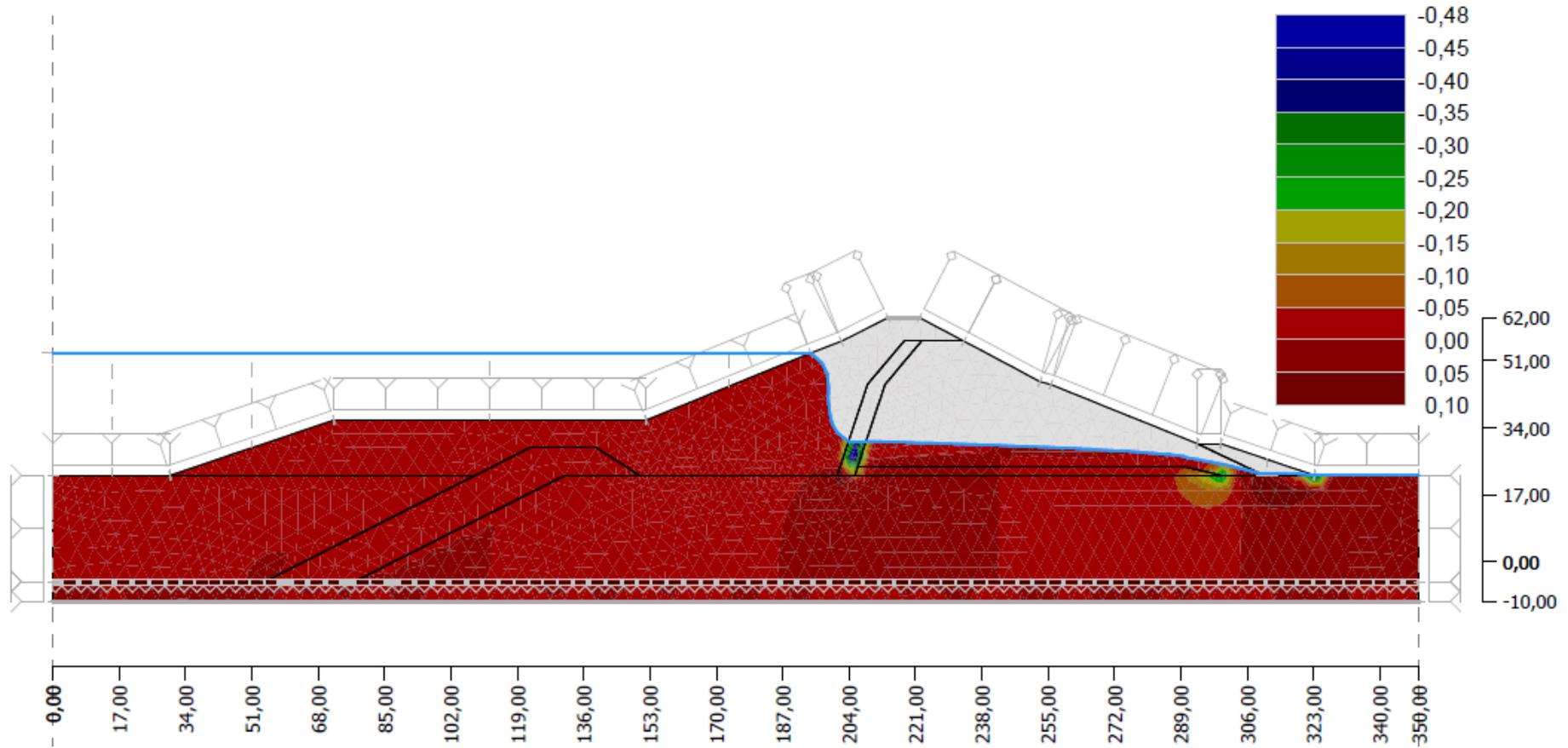


Figura 4.4: Distribuição de velocidade na direção vertical para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

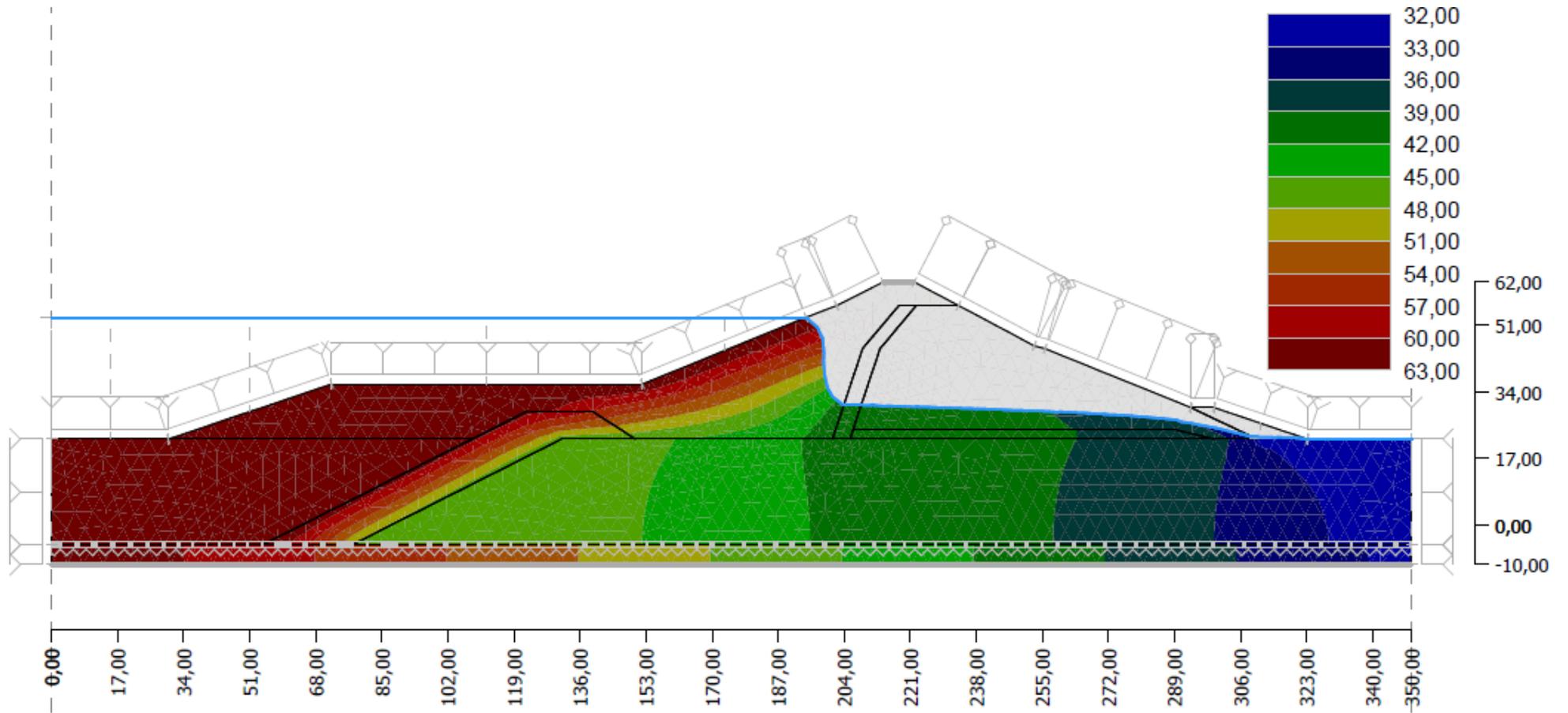


Figura 4.5: Distribuição de carga total para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

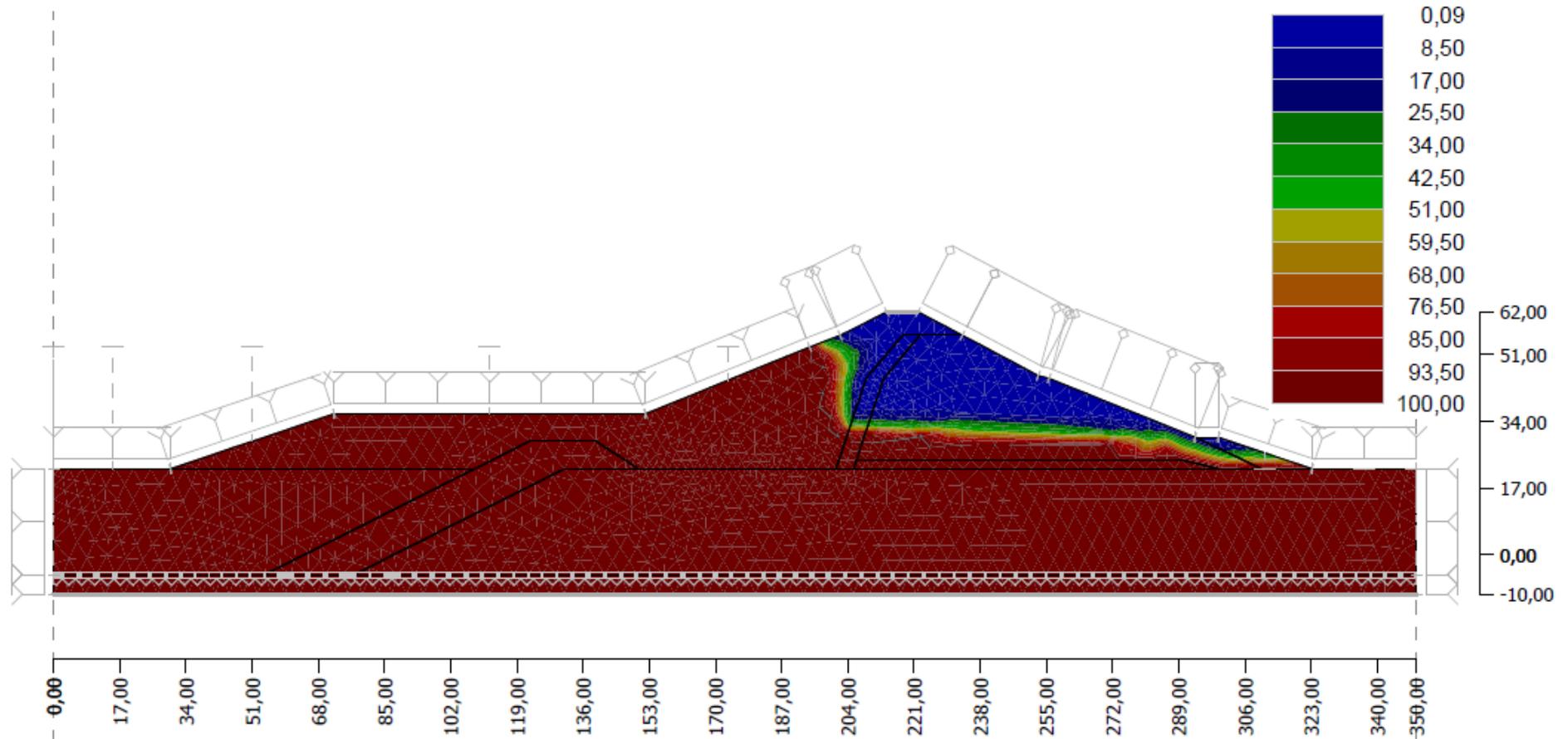


Figura 4.6: Distribuição da permeabilidade relativa K_r para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

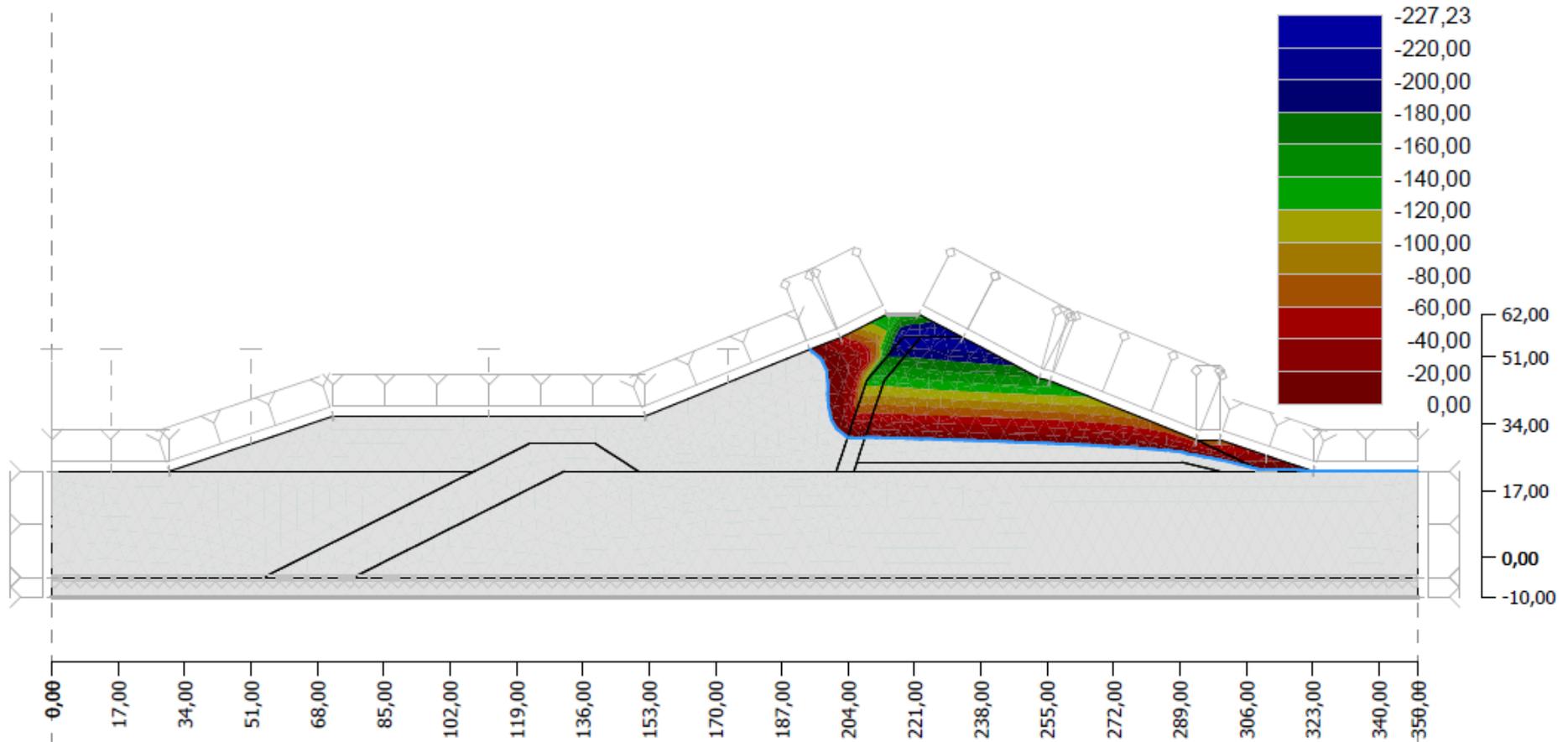


Figura 4.7: Distribuição de poropressão negativa para a seção da estaca 53+ 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

4.1.2. Análises de fluxo realizadas para a seção da estaca 58 + 00

Com o objetivo de confirmar a validade dos coeficientes de permeabilidade estabelecidos para os diversos materiais através das análises realizadas para a seção da estaca 53 + 00 m, realizaram-se novas simulações para a seção da estaca 58 + 00 m, em que são utilizados os valores de permeabilidade estimados conforme a Tabela 4.1.

O perfil instrumentado da seção da estaca 58 + 00 m se encontra ilustrado na Figura 3.13. De forma aproximada, considera-se que o embasamento cristalino está localizado na cota -4 m para a maior parte da seção, apresentando uma redução na parte esquerda, portanto a fundação possui praticamente uma espessura de 26 m. O nível do leito do rio está na cota 22 m.

Com base na Figura 3.10, no perfil instrumentado da Figura 3.13 e nas demais características geométricas apresentadas anteriormente, o esquema geométrico da barragem e os trechos correspondentes a cada material, construídos para a análise da seção da estaca 58 + 00 m, estão mostrados na Figura 4.8. A caracterização dos materiais de cada trecho da seção da estaca 58 + 00 m é a mesma apresentada para a seção 53 + 00 m e pode ser visualizada na Tabela 4.1.

A malha de elementos finitos gerada para a seção da estaca 58 + 00 m está representada pela Figura 4.9 e contém 2341 nós, 4331 elementos, com 4 m de comprimento de topo. A distribuição de poropressão ao longo do domínio do problema e a comparação entre os valores obtidos com a simulação e os medidos pelos piezômetros podem ser visualizadas, respectivamente, na Figura 4.10 e na Tabela 4.3. Os vetores de fluxo e os valores de vazão de entrada e saída estão apresentados na Figura 4.11. A distribuição de poropressões negativas e a distribuição de carga total estão apresentadas, respectivamente, nas Figuras 4.12 e 4.13.

Tabela 4.3: Comparação entre os resultados de poropressão da simulação numérica e das medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 58+ 00

Piezômetros	Poropressão Calculada (kPa)	Poropressão Medida (kPa)
PZP1	37,7	95
PZP2	43,84	43
PZP3	87,18	88

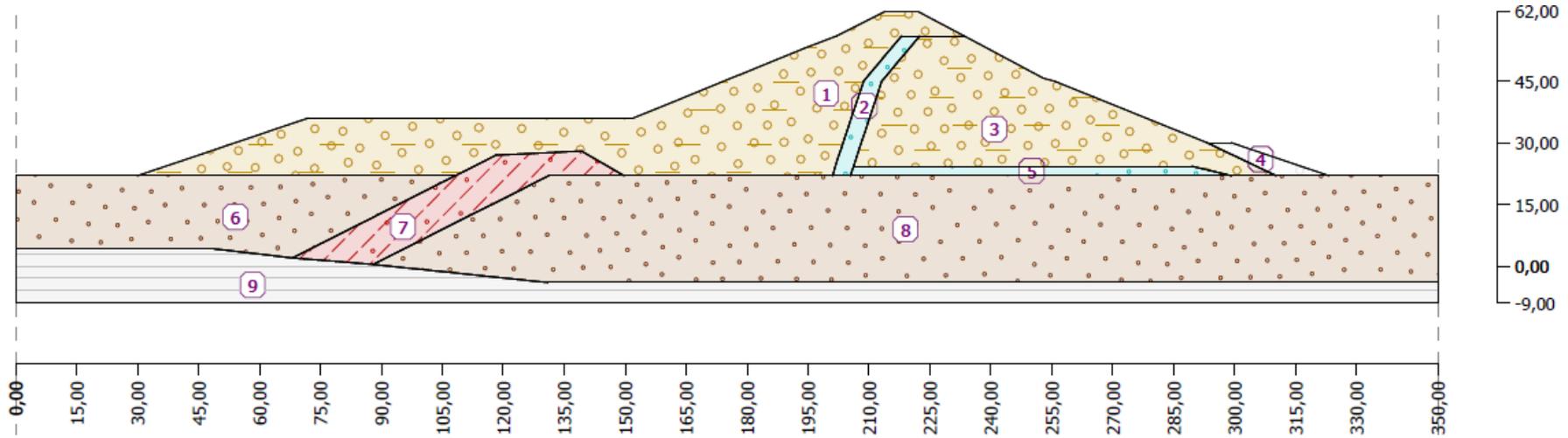


Figura 4.8: Perfil geométrico da seção transversal da estaca 58 + 00 m e materiais analisados

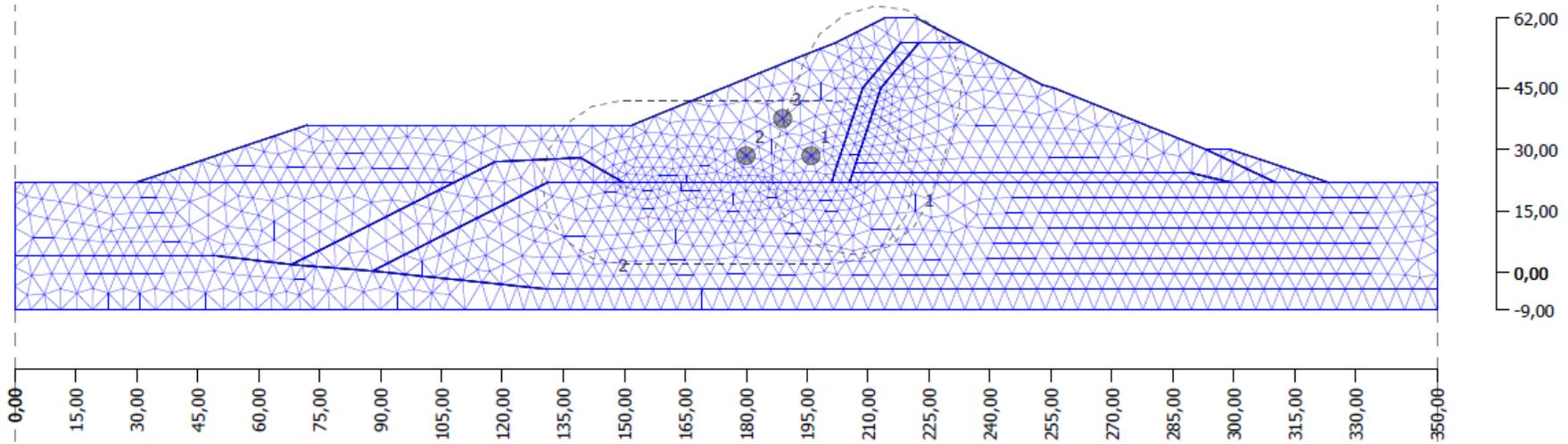


Figura 4.9: Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para a seção da estaca 58 + 00 m

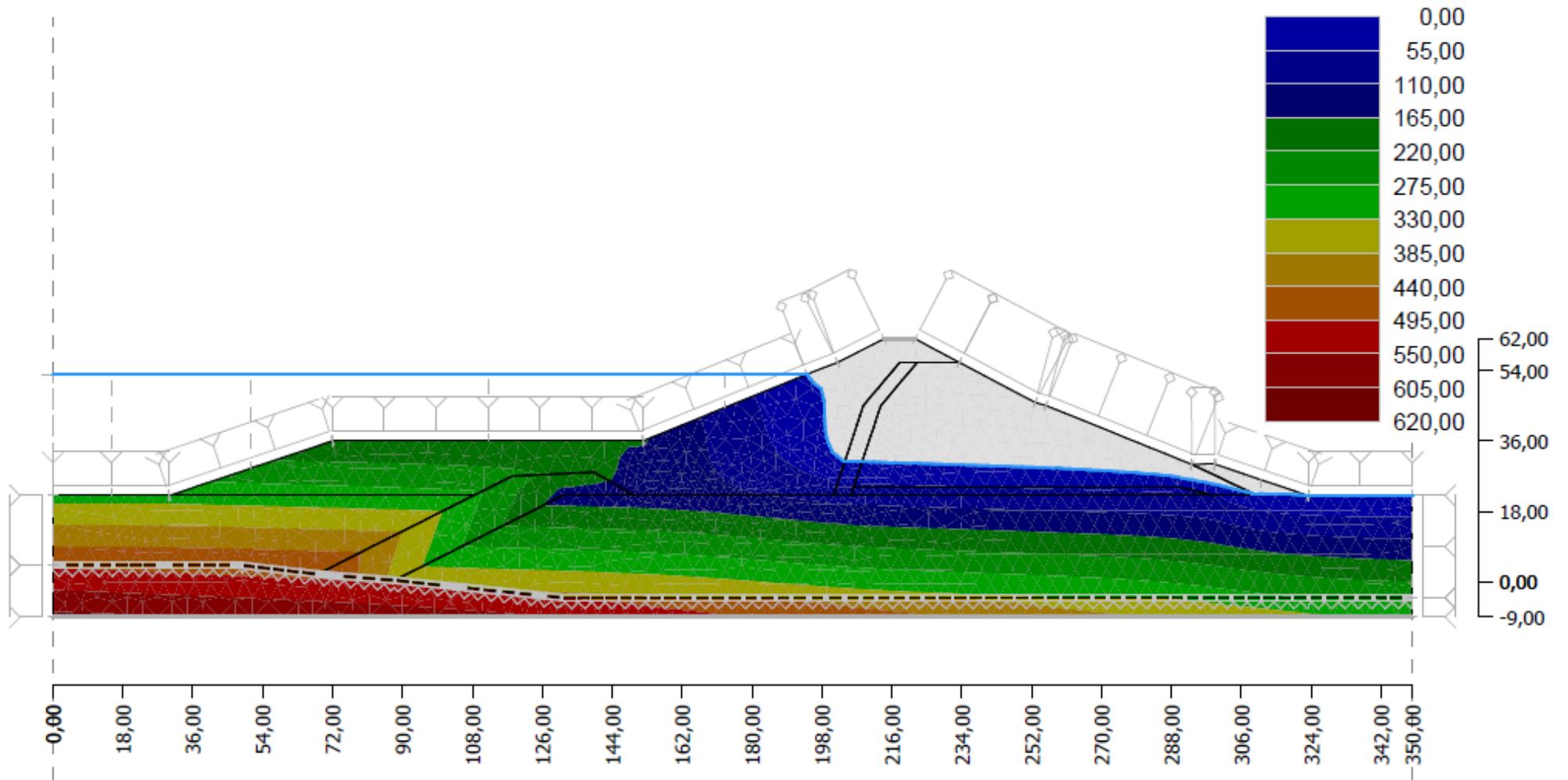


Figura 4.10: Distribuição de poropressões para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

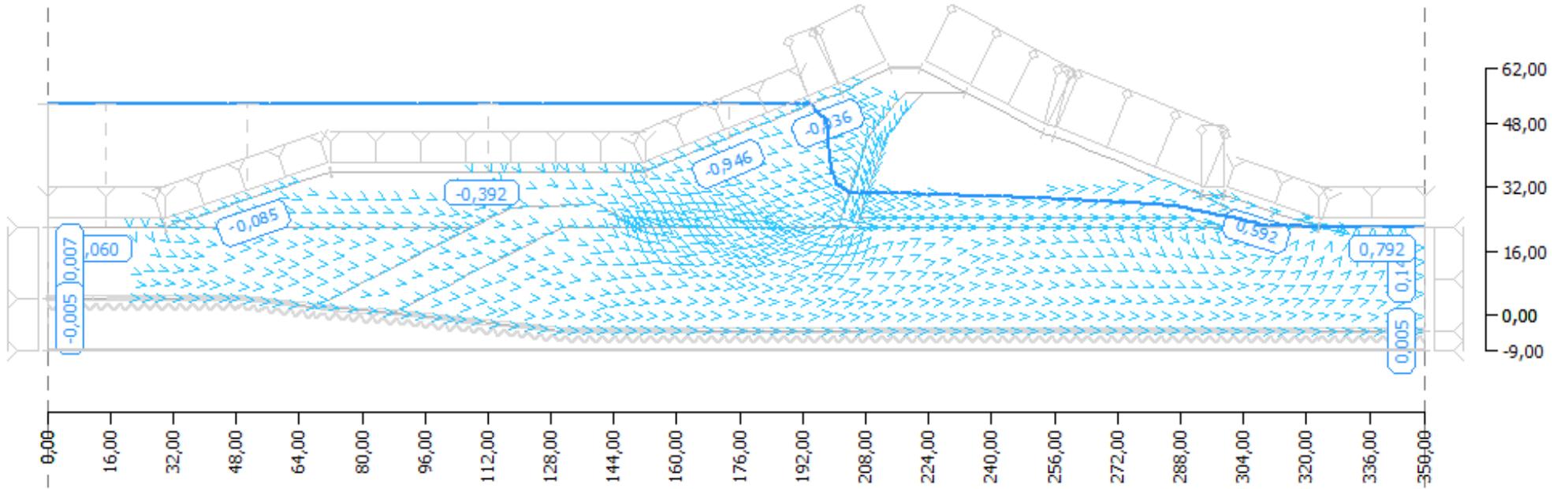


Figura 4.11: Distribuição dos vetores de fluxo e total de vazão de entrada e saída para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

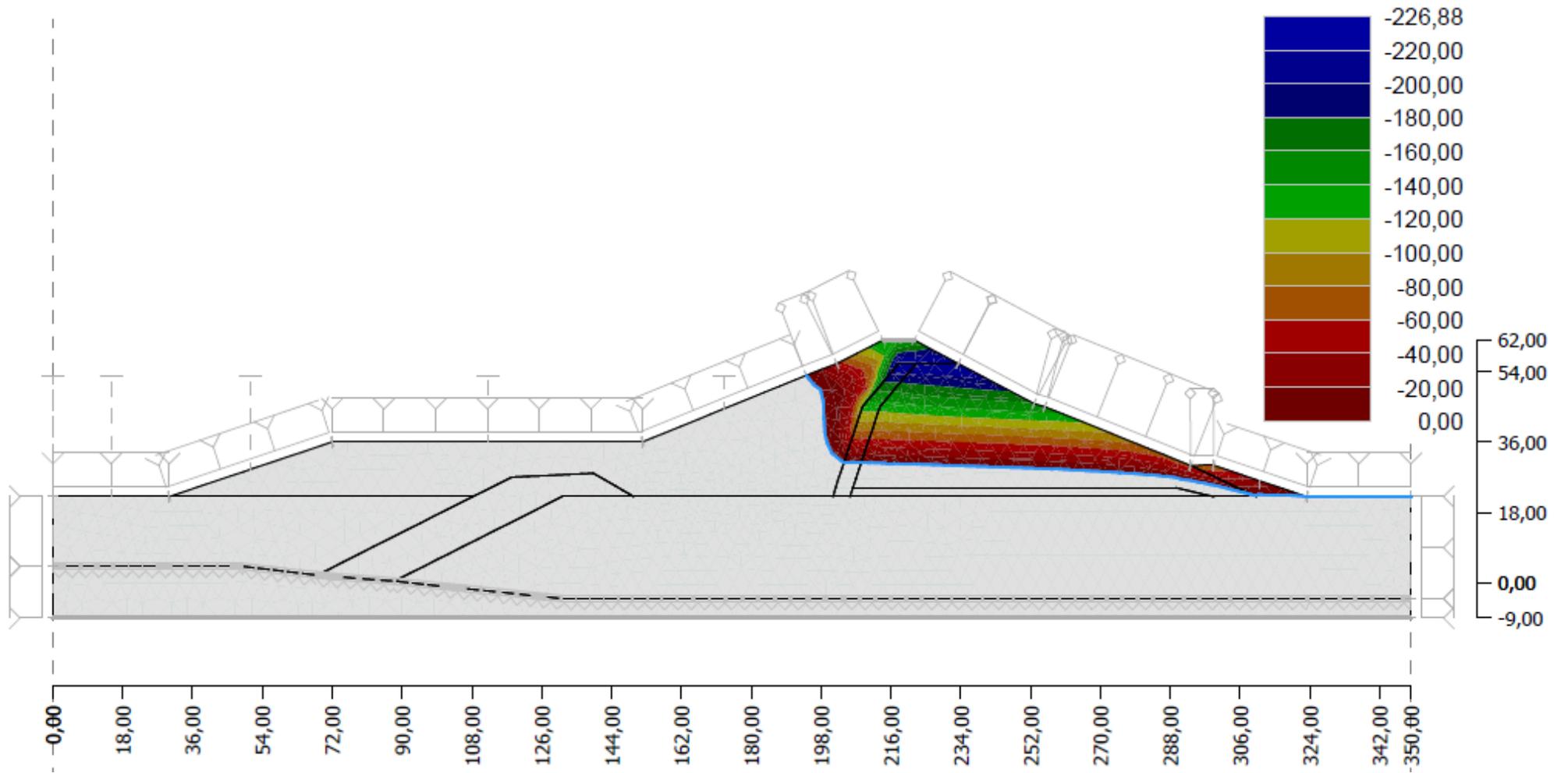


Figura 4.12: Distribuição de propressões negativas para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

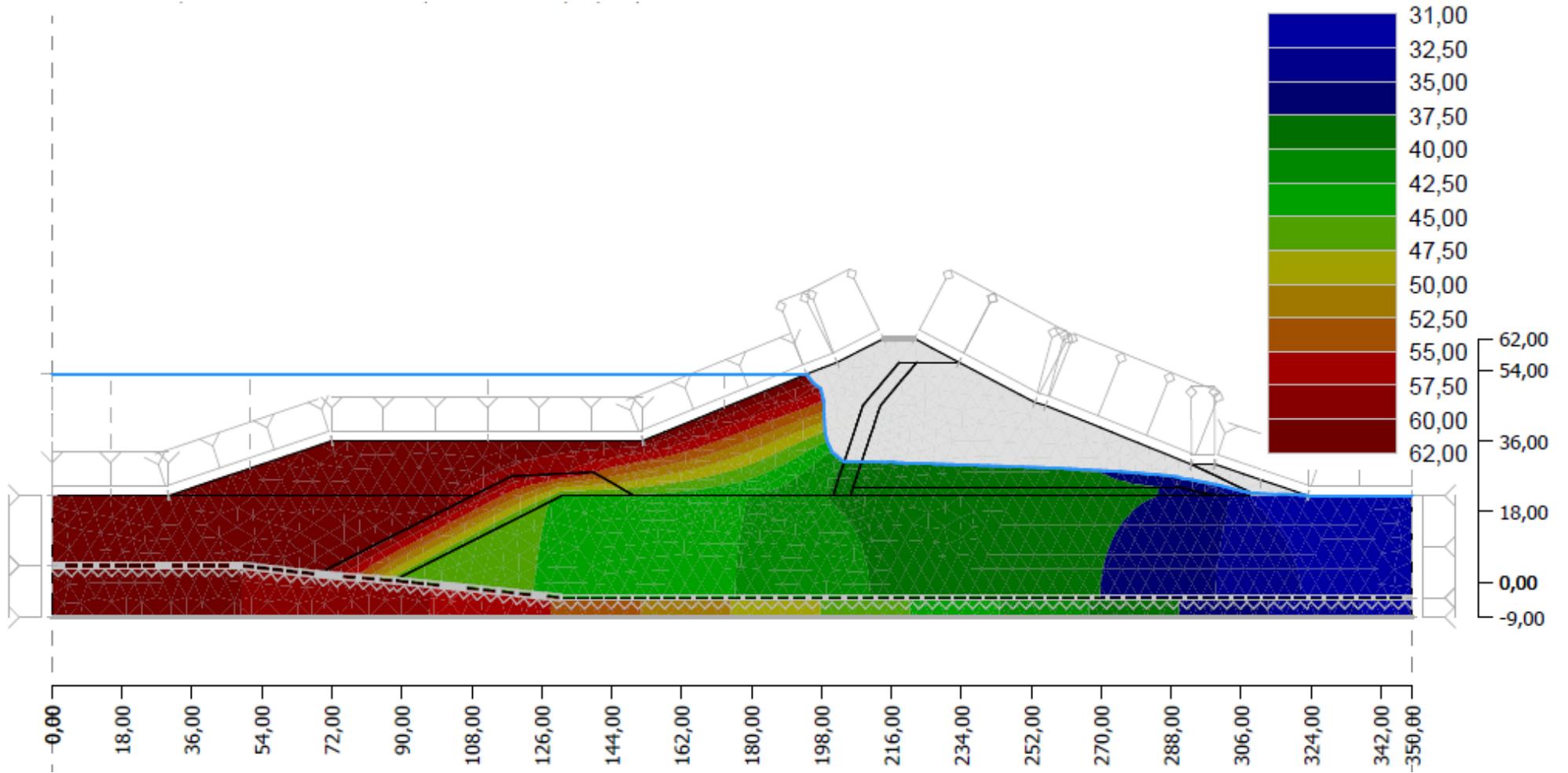


Figura 4.13: Distribuição de carga total para a seção da estaca 58 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

A comparação apresentada na Tabela 4.3 mostra que os coeficientes de permeabilidade estabelecidos para os diversos materiais através das análises realizadas para a seção da estaca 53 + 00 m também caracterizam o modelo que representa a seção da estaca 58 + 00 m da barragem para o software GEO5. A ordem de grandeza estabelecida para os parâmetros hidráulicos, através das simulações realizadas, pode ser usada para obter o padrão de fluxo correspondente às condições de operação da barragem para as condições apresentadas nos Capítulos 3 e 4 da seção da estaca 58 + 00 m.

Dessa forma, pode-se confirmar a validade dos coeficientes de permeabilidade estabelecidos para os diversos materiais através das análises realizadas tanto para a seção da estaca 53 + 00 m como para a seção da estaca 58 + 00 m.

Comprova-se, também, a impossibilidade de alcançar o valor de poropressão indicado pelo piezômetro PZP1 quando se deseja alcançar os valores de poropressão para os piezômetros PZP2 e PZP3, pelos mesmos motivos discutidos para a seção da estaca 53 + 00 m.

4.1.3. Análises de fluxo realizadas para a seção da estaca 48 + 00

Com o objetivo de confirmar a validade do uso dos coeficientes de permeabilidade estimados para os diversos materiais da seção da estaca 53 + 00 m e 58 + 00 m na seção da estaca 48+ 00 m, foram realizadas novas simulações para esta seção, utilizando-se os valores de permeabilidade conforme a Tabela 4.1.

Com base nas demais características geométricas apresentadas no Capítulo 3, na Figura 3.10 e no perfil instrumentado da Figura 3.11, o esquema geométrico da barragem e os trechos correspondentes a cada material, construídos para esta análise, estão mostrados na Figura 4.14. A caracterização dos materiais de cada trecho da seção da estaca 48 + 00 m é a mesma apresentada para a seção 53 + 00 m e pode ser visualizada na Tabela 4.5.

De forma aproximada, considera-se que o embasamento cristalino está localizado na cota - 2 m, portanto a fundação possui uma espessura de 24 m. O nível do leito do rio está na cota 22 m.

A malha de elementos finitos gerada para a seção da estaca 48 + 00 m e representada pela Figura 4.15 contém 2294 nós, 4247 elementos, com 4 m de comprimento de topo.

A distribuição de poropressão ao longo do domínio do problema e a comparação entre os valores obtidos com a simulação e os medidos pelos piezômetros podem ser visualizadas, respectivamente, na Figura 4.16 e na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Comparação entre os resultados da simulação numérica e as medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 48+ 00

Piezômetros	Poropressão Calculada (kPa)	Poropressão Medida (kPa)
PZP1	44,94	110
PZP2	46,99	73
PZP3	90,39	103

Com o uso dos valores estimados para as permeabilidades dos materiais contidos na Tabela 4.1 nas simulações do *software* GEO5, não se puderam atingir os valores indicados pela piezometria de forma mais aproximada. Por isso, fez-se necessária uma melhor aproximação entre os valores calculados e medidos de poropressão, através de uma nova estimativa para os parâmetros de permeabilidade, de forma individualizada para a seção da estaca 48 + 00 m.

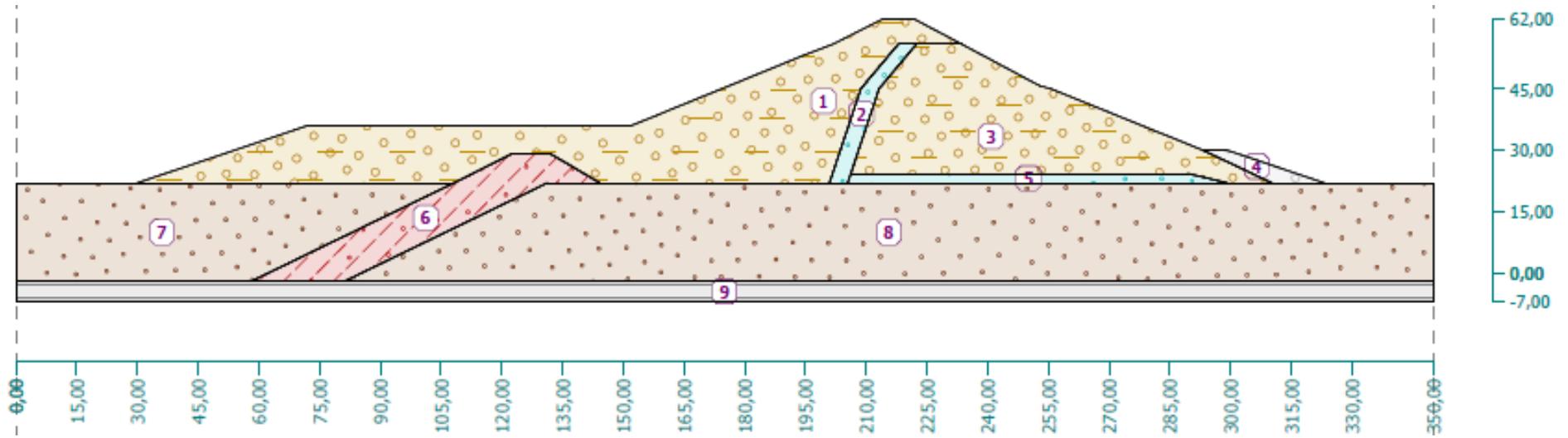


Figura 4.14: Perfil geométrico da seção transversal da estaca 48 + 00 m e materiais analisados

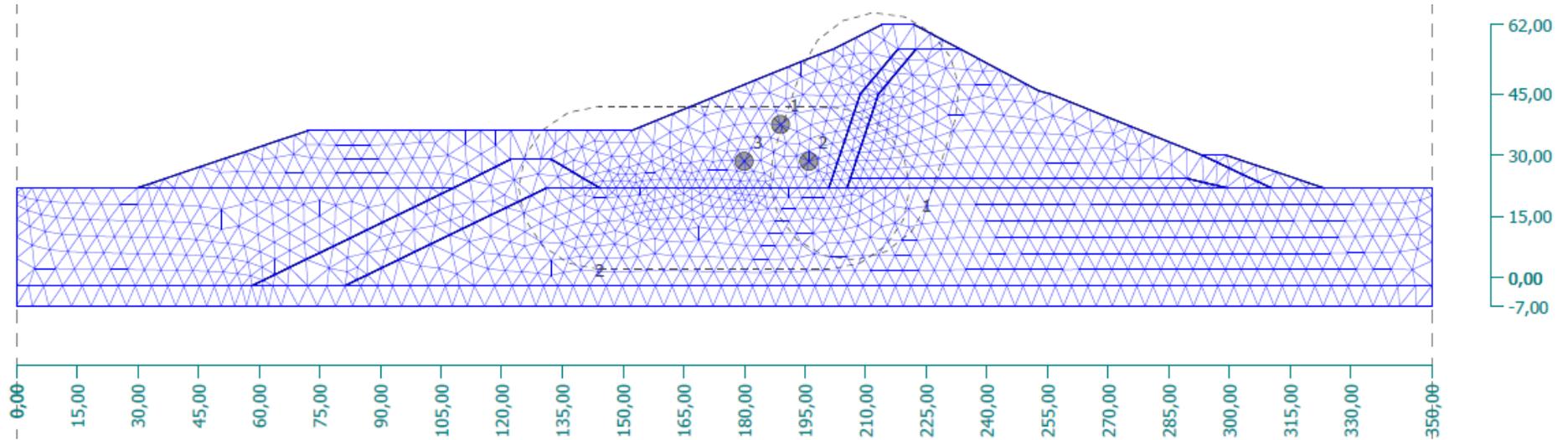


Figura 4.15: Malha de elementos finitos utilizada nas simulações para a seção da estaca 48 + 00 m

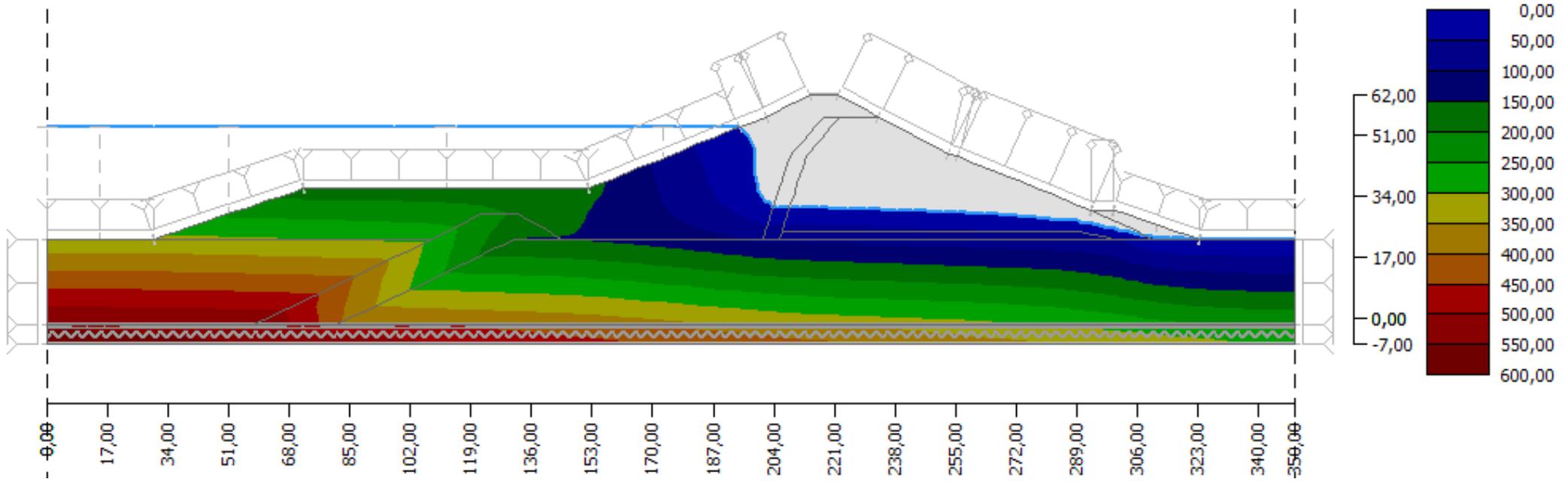


Figura 4.16: Distribuição de poropressões para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades dadas na Tabela 4.1

Análise utilizando alterações nos parâmetros de permeabilidade dos materiais adequados para representar as seções das estacas 53 + 00 e 58 + 00

Para estimar o modelo que representa o problema de fluxo na barragem para a seção da estaca 48 + 00, realizaram-se novas simulações no software, desta vez através de alterações nas permeabilidades da Tabela 4.1, até que se chegasse, o mais próximo possível, aos valores de poropressão obtidos por meio da instrumentação instalada nesta seção.

Os valores para os parâmetros de permeabilidade, estabelecidos através das análises realizadas, encontram-se registrados na Tabela 4.5. A razão de anisotropia adotada para o solo compactado foi de 10, ou seja, $K_h = 10.K_v$.

Tabela 4.5: Parâmetros de permeabilidade utilizados na análise da seção 48

Nº	Trecho	Material	K_v(m/dia)	K_v(cm/s)	K_h(m/dia)	K_h(cm/s)
1 e 3	Corpo da Barragem	Pedregulho areno argiloso 1B	$9,66 \times 10^{-3}$	$1,12 \times 10^{-5}$	$9,66 \times 10^{-2}$	$1,12 \times 10^{-4}$
6	Septo impermeável	Siltes e Argilas Arenosas (2A)	$4,32 \times 10^{-4}$	5×10^{-7}	$4,32 \times 10^{-3}$	5×10^{-6}
9	Embasamento	Rocha de Fundação	—*	—*	—*	—*
2 e 5	Filtro	Areia	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$
7 e 8	Fundação	Areia fofa	$1,2 \times 10^{-1}$	$1,39 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-1}$	$1,39 \times 10^{-4}$
4	Dreno	Pedregulho	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^{+1}$	$2,31 \times 10^{-2}$

*** Para simular a rocha de fundação utiliza-se, nos seus limites com a fundação e o septo, um contato impermeável**

A distribuição de poropressão ao longo do domínio do problema e a comparação entre os valores obtidos com a simulação e os medidos pelos piezômetros podem ser visualizadas, respectivamente, na Figura 4.17 e na Tabela 4.6. Apenas com o uso das permeabilidades da Tabela 4.5 foi possível aproximar os resultados da simulação numérica com os resultados de instrumentação com melhor precisão.

Tabela 4.6: Comparação entre os resultados da simulação numérica e as medidas da instrumentação de campo para a seção da estaca 48+ 00

Piezômetros	Poropressão Calculada (kPa)	Poropressão Medida (kPa)
PZP1	33,24	110
PZP2	66,9	73
PZP3	108,8	103

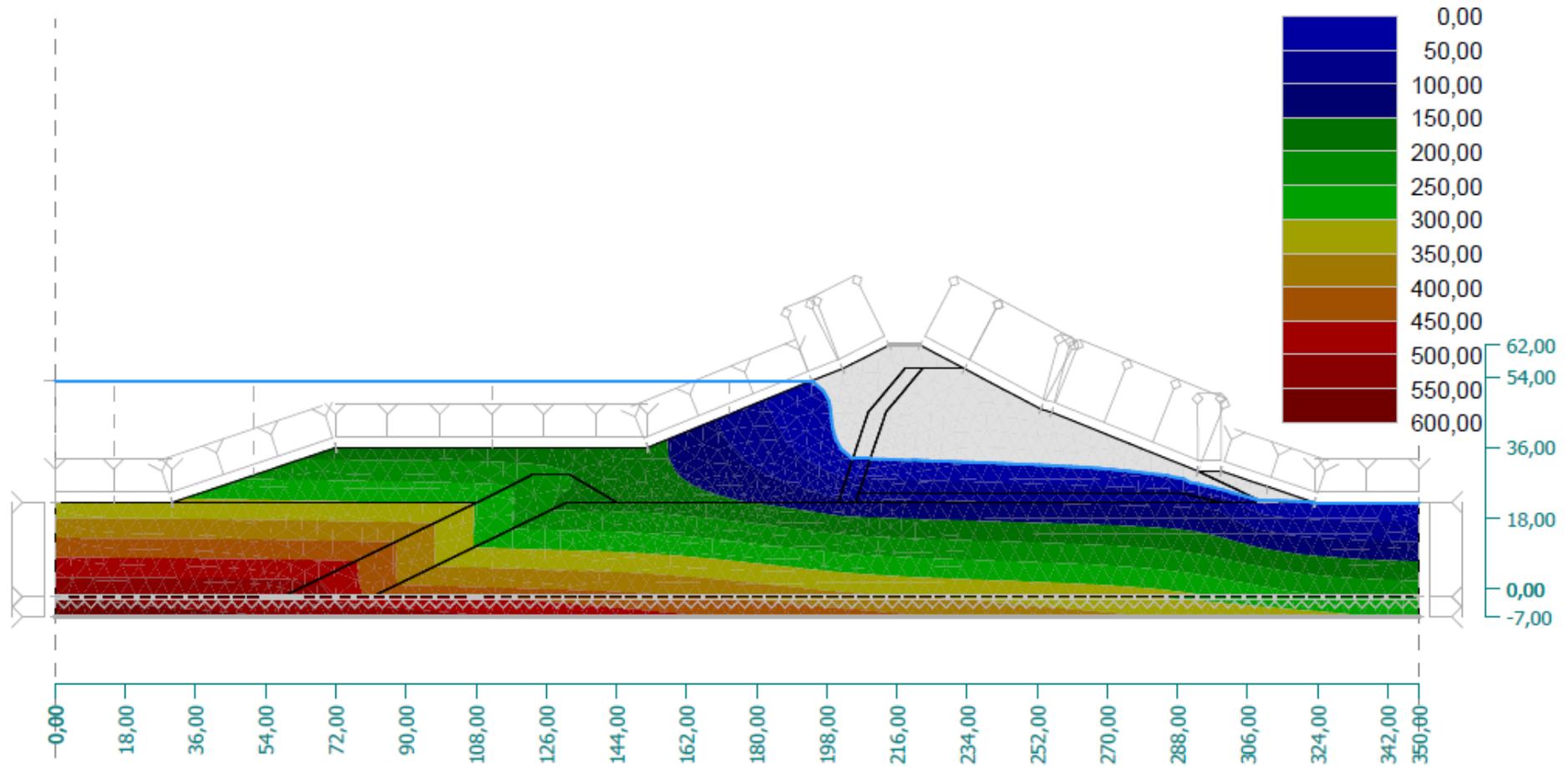


Figura 4.17: Distribuição de poropressões positivas para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

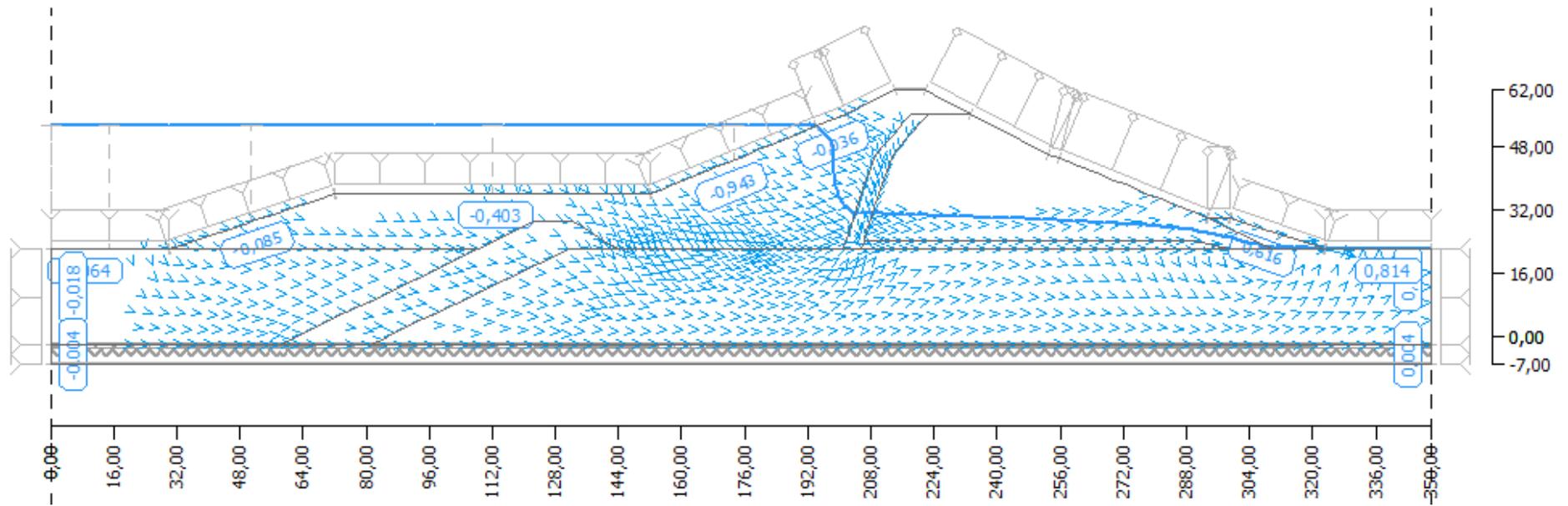


Figura 4.18: Distribuição dos vetores de fluxo e total de vazão de entrada e saída para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

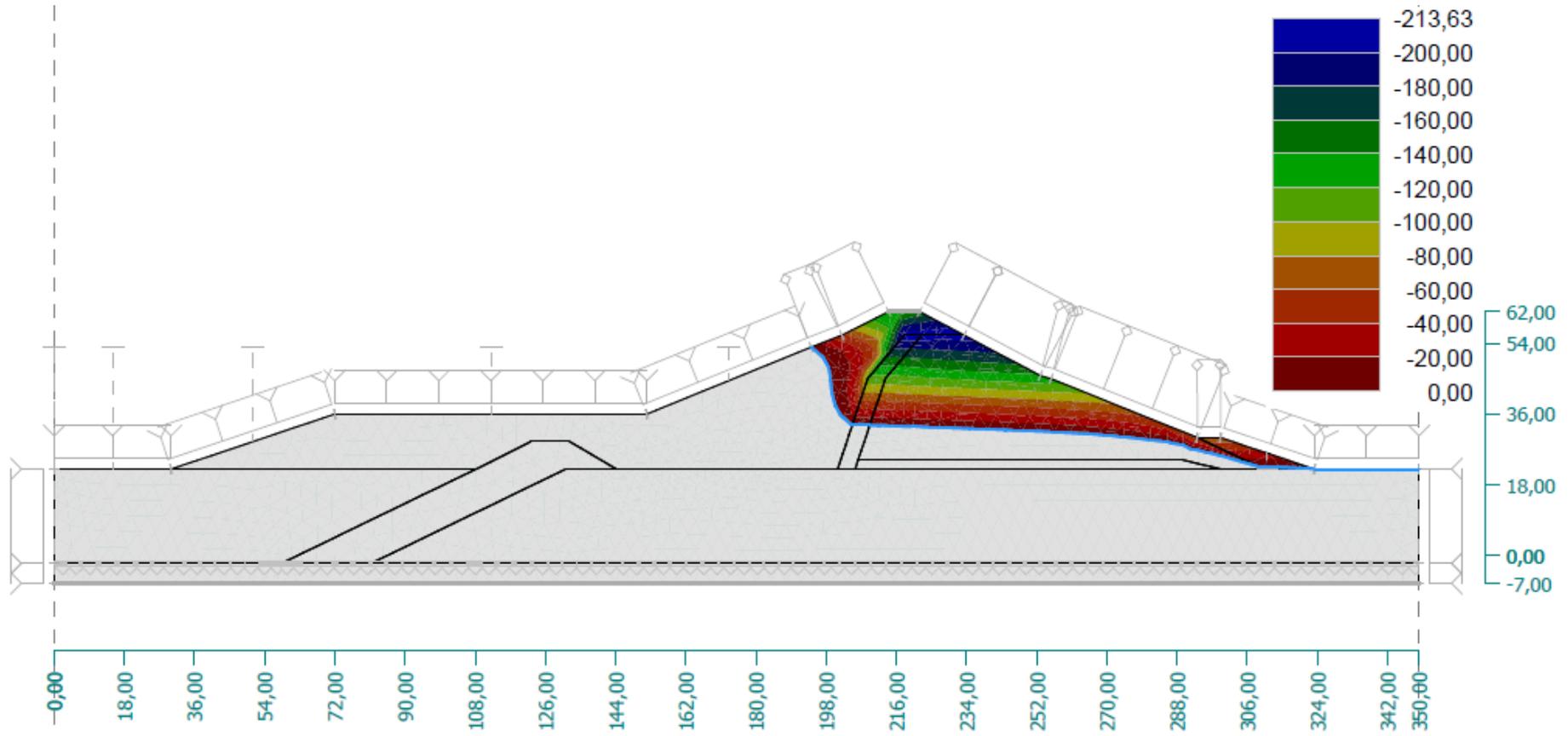


Figura 4.19: Distribuição de poropressões negativas para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

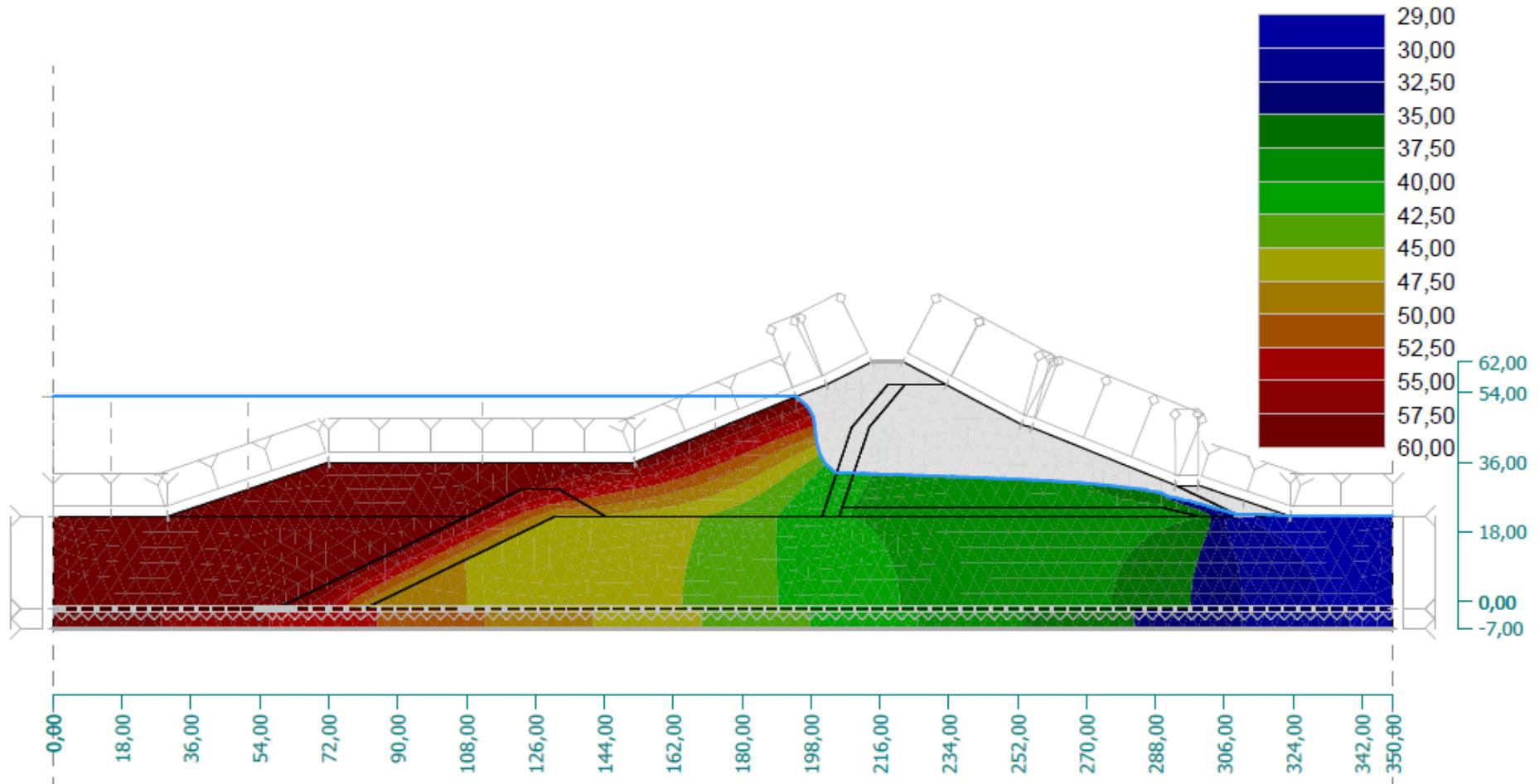


Figura 4.20: Distribuição de carga total para a seção da estaca 48 + 00 m utilizando as permeabilidades estimadas na simulação numérica

CAPÍTULO 5

Conclusões e Recomendações

Conclusões

Os valores de poropressão resultantes das análises de fluxo com base nos resultados de piezometria não puderam ser totalmente compatíveis com a realidade observada. Isso pode estar associado ao fato de o *software* GEO5 simular condições ideais que não ocorrem na prática. Também, às incertezas geológicas e geotécnicas, como a possibilidade de ocorrência de fraturas, ou de erosão interna no corpo do aterro, da variabilidade física que ocorre em todo o corpo da obra. Essas incertezas não foram simuladas e podem influenciar significativamente nos resultados de poropressão de campo.

O modelo de fluxo de água criado para simular o comportamento da barragem do Açú no *software* GEO5 apresentou compatibilidade aproximada com a realidade quando se comparou os resultados obtidos pela análise de fluxo com os obtidos na instrumentação instalada. Verificou-se que a compatibilidade entre os resultados foi possível apenas para os pontos referentes aos piezômetros PZP2 e PZP3, os resultados referentes à posição do piezômetro pneumático PZP1, não foram possíveis de serem obtidos, quando se estabeleceu um modelo capaz de reproduzir os resultados com base nos piezômetros PZP2 e PZP3.

Assim o *software* foi avaliado como capaz de produzir resultados aproximados do comportamento da barragem quanto ao fluxo quando se faz uso de uma correta interpretação dos resultados apresentados. Mas, que apresenta limitações intrínsecas de qualquer modelagem numérica, especialmente quando o material de estudo é o solo, difícil de ser representado.

Pode-se chegar à conclusão que os resultados obtidos através de métodos numéricos são mais próximos da realidade quando melhor é o conhecimento da realidade modelada. Quanto mais numerosas forem as informações geológico-geotécnicas, como também as informações sobre as condições de nível d'água, informações piezométricas e outros, mais precisos serão os resultados.

Recomendações

- Modelar o fluxo de água para o regime transiente no software GEO5 para a barragem de Açú;
- Utilizando a distribuição de poropressões como parâmetros de entrada, realizar estudos de estabilidade na barragem de Açú.

REFERÊNCIAS

AGUILAR, R. C.; ROMANEL, C. **Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra**. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005. 165 p.

ALBERTI, M. E. **Um estudo de percolação em barragens de terra, em regimes permanente e transiente, com a aplicação do método dos elementos finitos**. Dissertação de Mestrado. Pós Graduação em Engenharia Civil. Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1988. 134 p.

ALMEIDA, M. M. **Estudo Tensão Deformação de Barragem de Terra e Enrocamento**. Dissertação (Mestrado) Pós-graduação em Geotécnica. Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais. 2010.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (USA). **Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance**. [s.l.:s.n.], 2000.

ASSIS, A.P.; HERNANDEZ, H. M.; COLMANETTI, J. P. **Apostila de Barragens**. Departamento de Engenharia Civil & Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Distrito Federal, Brasília. 2003.

AZEVEDO, M. P. N. **Barragens de Terra – Sistemas de Drenagem Interna**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade de Anhembi Morumbi. São Paulo. 2005.

BUENO, B. S., VILAR, O. M. **Mecânica dos Solos**. Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Volume 3, São Carlos/Viçosa, São Paulo. 1979.

CERQUEIRA, F. A. **Modelagem por Elementos Finitos da Associação Fluxo e Equilíbrio em Problemas de Engenharia Geotécnica**. Dissertação (Mestrado). Pós-graduação em Informática Aplicada. Universidade de Fortaleza. Fortaleza. 2004.

CLEVENGER, W. A. **When is foundation seepage unsafe? Inspection, Maintenance and Rehabilitation of Old Dams**. Proceedings of the Engineering

Foundation Conference. Torun: American Society of civil Engineers (ASCE), 1973, New York – Estados Unidos, pp. 570-583.

COOKE, J.B. **Progress in Rockfill Dams**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, [s.l.], 1984. 110(10), pp. 1381-1414.

CRUZ, P. T. **100 Grandes Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996. 647p.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução All Tasks; Revisão Técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. 6ª Edição, São Paulo. Saraiva. 2007.

DEEKE E. E. **Barragem: 202m de altura é a maior do Brasil na atualidade**. 2012. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://eebelza.blogspot.com.br>> Acesso em: 03 Jan. 2015.

DEEKE E. E. **Vista Panorâmica – Mirante da Usina À direita: Reservatório água. À baixo: Usina de produção**. 2012. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://eebelza.blogspot.com.br>> Acesso em: 03 Jan. 2015.

DNOCS. (s.d.). **Açude Açú**. Disponível em Departamento Nacional de Obras Contra as Secas: <http://www.dnocs.gov.br/barragens/acu/acu.html>. Acesso em 05 de setembro de 2014,

DUNNICLIFF, J.; GRENN, G.E. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. John Wiley & Sons, New York, 1993.

ELEVO. **Barragem de Serpa**. [2009?] 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://www.elevogroup.com>> Acesso em: 03 Jan. 2015.

ELEVO. **Barragem Faveta**. [2013?] 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://www.elevogroup.com>> Acesso em: 03 Jan. 2015.

FÁBREGA, I. Z. **Casos Práticos de Aplicación del Método de los Elementos Finitos em la reducción del Riesgo Geotécnico**. s.l., Madrid, España. 2005.

FRANÇA, E.M.; GOMES, C. C. **Análise da Percolação d'água Através da Fundação da Barragem Castanhão – Ceará**. Dissertação (Mestrado) Pós-graduação em Recursos Hídricos. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, [entre 2005 e 2010].

FRANCE, P. W. et al. **Numerical analysis of free surface seepage problems.** Journal of Irrigation and Drainage Division, New York, Mar. 1971. NY: American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 97(1), p.165-79.

FREEZE, R. A. **Three-dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in a groundwater basin.** Water Resources Research, Abr. 1971. Vol. 7(2), p. 347-66.

FINN, W. D. L. **Finite element analysis of seepage through dams.** Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, New York, Nov. 1967. NY: American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 93(6), p. 41-8.

FUSARO, T. C. **Estabelecimento Estatístico de Valores de Controle para a Instrumentação de Barragens de Terra: Estudo de Caso das Barragens de Emborcação e Piau.** Dissertação (Mestrado). Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, (2007).

GERSCOVICH, D. M. S. **Fluxo em solos saturados.** Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual do Rio de Janeiro. 2011.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD (Canadá). **Seepage Modeling with SEEP/W.** Calgary: [s.n.], 2012.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD (Canadá). **Stress-Deformation Modeling With SIGMA/W.** Calgary: [s.n.], 2007.

GEO5 - GEOTECHNICAL SOFTWARE SUITE. **User's Guide.** Fine Civil Engineering Software. Version 18. 2014.

GEO5 - GEOTECHNICAL SOFTWARE SUITE. **Manual de Programas GEO5 para ingenieros.** Fine Civil Engineering Software. [entre 2009 e 2014]

GIODA, G.; DESIDERI, A. **Some numerical techniques for free-surface seepage analysis.** In: NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, Innsbruck, 1988. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. p. 71-84.

GOOGLE MAPAS. Disponível em < www.google.com.br > Acesso em 24 de dezembro de 2014.

GOOGLE EARTH. Disponível em < www.google.com.br > Acesso em 24 de dezembro de 2014.

JANSEN, R. **Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation**. Nova York: Van Nostrand Reinhold, 1988.

JAVANDEL, I.; WITHERSPOON, P. A. **Application of the Finite Element Method to transient flow in porous media**. Society of Petroleum Engineers Journal, Set. 1968. Vol. 8(3), p. 241-52.

LWC. **Barragem de Serpa**. [2009?] 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://www.lcwconsult.com>> Acesso em: 03 Jan. 2015.

MACHADO S. L.; MACHADO M. F. C. **Mecânica dos solos II Conceitos introdutórios. Apostila de mecânica dos solos**. Setor de Geotecnia, Escola Politécnica, Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Universidade Federal da Bahia. [entre 2000 e 2010].

MATHEUS, I. C. **Proposta de Metodologia para Dimensionamento da Espessura de Núcleos Argilosos em Barragens Baseada em Ensaio Pinhole**. Dissertação (Mestrado), Publicação G.DM-147/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 2006.160 p.

MARR, A. W. (2001). **Why Monitor Geotechnical Performance?** www.geotest.com/Papers/Why%20Monitor%20Geotechnical%20Performance.pdf

MELLO, V. F. B. **A Case History of a Major Construction Period Dam Failure**. Amici et Alumni, Em. Prof. Dr. IR e. e. De Beer, São Paulo.1982. 63-78p.

MIRANDA, S. A. **Análise paramétrica do regime de fluxo numa barragem de terra assente em solos permeáveis: estudo de caso PCH Canoa Quebrada**. Dissertação (Mestrado). Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2009.

MORENO, M. G. M. **Modelagem numérica com acoplamento hidro-mecânico da reconstrução, enchimento e comportamento da barragem de Açú/RN após o**

acidente no final de construção. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2011.

NEWMAN, S. P.; WITHERSPOON, P. A. **Finite Element Method of analyzing steady seepage with a free surface.** Water Resources Research. Jun. 1970. Vol. 6, p. 889-97. Disponível em: <http://onlinelibrary.wiley.com>. Acesso em 03 jan. 2015.

OLIVEIRA, A. **Barragem do Alto Lindoso, no rio Lima.** 2012. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://visão.sapo.pt>> Acesso em: 03 Jan. 2015.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 3ª Edição. Rio de Janeiro. Terratek. 2000.

PAGANO, L.; SICA, S.; DESIDERI, A. **Representativeness of measurements in the interpretation of Earth dam behaviour.** NRC Canada Geotech. J. Vol. 43. 2006. 87-99p.

PINDER, G. F.; FRIND, E. O. **Application of Galerkin's procedure to aquifer analysis.** Water Resources Research. Fev. 1972. Vol. 8(1), p. 108-20.

POTTS, D. M. **Numerical Analysis: a virtual dream or a practical reality.** Geotechnique, London, 2003. 53, 6, pp. 535-573.

ROCHA, V. O. **Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves: Histórico e Avaliação do Comportamento Atual.** Dissertação (Mestrado) Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal. 2003.

SANDHU, R. S. **Fluid flow in saturated porous elastic media.** Tese de doutorado. Berkeley, University of California, 1968.

SANTOS, R. A. H. **Reconstituição da ruptura da barragem das minas da Fonte Santa. Análise da propagação da onda de cheia no vale a jusante.** Dissertação (Mestrado). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. 2012.

SARÉ, A. R. **Análise das condições de fluxo na barragem de Curuá-Una, Pará.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003. 167p.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento**. Oficina de Textos, São Paulo, 2006.

SILVEIRA, J. F. A.; CORDEL, R. R.; MORITA, L. **Ocorrência de Artesianismo Natural na Fundação da Barragem de Três Irmãos e suas Implicações com o Projeto das Estruturas**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 17. 1987, Brasília. Anais... Brasília: CBGB. 1987. v.1, pp.117-128.

SIQUEIRA, G. H.; BARBI, A. L.; GOMBOSSY, Z. M. **Injeções Profundas nas Fundações da usina de Itaipu: Equipamentos e Produção**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14., 1981, Recife. Anais... Recife:CBGB, 1981. v.1, pp. 187-205.

SEJNOHA M. **GEO FEM - Theoretical manual. A computer program for nonlinear finite element analysis of geotechnical problems**. 2009.

SOUSA, P. C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. Oficina de Textos, São Paulo, 2000. 96p.1

SOUZA, V. A. D. **Simulação do regime de Fluxo no Maciço de Terra Compactada da Barragem Jaburu I** – Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza – CE, 2005. pp. 33 – 34.

STRUFALDI, E. G. B. **Retroanálise Probabilística: Aplicação Prática de Análise de Percolação em uma Barragem de Terra**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004. 82p.

TAYLOR, R. L.; BROWN, C. B. **Darcy flow solutions with a free surface**. Journal of the Hydraulics Division. New York, Mar. 1967. NY: American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 93, No. HY2. p. 25-33.

VOLKER, R. E. **Nonlinear flow in porous media by finite elements**. Journal of the Hydraulics Division, New York, Nov. 1969. NY: American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 95(6), p. 2093-114.

ZIENKIEWICZ, O. C.; PAREKH, C. J. **Transient field problems: two-dimensional and three-dimensional analysis by isoparametric finite elements**. International

Journal for Numerical Methods in Engineering, Jan./Mar. 1970. American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 2(1), p. 61-71.

___; AVILA, J. P.; MIYA, S.; MACEDO, S. S. **Influência da Compressibilidade do Solo de Fundação da Barragem de Terra de Água Vermelha nas Variações de Permeabilidade da Fundação.** In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 12.,1978, São Paulo. Anais... São Paulo: CBGB, 1978. v.1, pp.111-132.