
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

TIAGO BARBOSA DA SILVA

**ANÁLISE DE FLUXO, ESTABILIDADE E TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA
BARRAGEM NO AGRESTE DE PERNAMBUCO**

Caruaru

2020

TIAGO BARBOSA DA SILVA

**ANÁLISE DE FLUXO, ESTABILIDADE E TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA
BARRAGEM NO AGRESTE DE PERNAMBUCO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Tecnologia Ambiental

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello

Caruaru

2020

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Paula Silva - CRB/4 - 1223

S586a Silva, Tiago Barbosa da.
Análise de fluxo, estabilidade e tensão-deformação de uma barragem no Agreste de Pernambuco. / Tiago Barbosa da Silva. – 2020.
147 f.; il.: 30 cm.

Orientadora: Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil e Ambiental, 2020.
Inclui Referências.

1. Barragens de terra – São Bento do Una (PE). 2. Estabilidade. 3. Recalque de estruturas – São Bento do Una (PE). 4. Métodos de simulação. 5. Correntes fluviais – Medição – São Bento do Una (PE). I. Bello, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira (Orientadora). II. Título.

CDD 620 (23. ed.)

UFPE (CAA 2020-097)

TIAGO BARBOSA DA SILVA

**ANÁLISE DE FLUXO, ESTABILIDADE E TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA
BARRAGEM NO AGRESTE DE PERNAMBUCO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Aprovada em: 27/08/2020.

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Dr^ª. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Orientadora)

Universidade Federal de Pernambuco

Prof^ª. Dr^ª. Maria Odete Holanda Mariano (Examinadora Interna)

Universidade Federal de Pernambuco

Prof^ª. Dr^ª. Kalinny Patrícia Vaz Lafayette (Examinadora Externa)

Universidade de Pernambuco

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por me dar forças, não somente para a conclusão deste trabalho, mas também para vencer todos os desafios superados ao longo do meu curso de pós-graduação.

Aos meus pais, Lenice e Paulo, que, durante toda minha vida, sempre cuidaram de mim, me protegeram e nunca mediram esforços para me proporcionar tudo do bom e do melhor.

A minha esposa Tallita, pelo amor, incentivo e apoio incondicional e a minha filha Hadassa que nascerá em Janeiro de 2021.

Ao meu irmão Paulo Henrique, pelo incentivo e pela força dada ao longo deste ciclo.

À Professora Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello, minha orientadora, pessoa que sempre admirei por sua competência profissional, pela paciência, dedicação, incentivo e pelos conhecimentos transmitidos, tornando possível a conclusão deste trabalho.

Aos meus professores da pós-graduação, que transmitiram seus conhecimentos para que eu pudesse concluir mais este ciclo.

Ao Pesquisador Jonny Dantas Patrício da Universidade Federal de Campina Grande, por ter me ajudado bastante nos ensaios feitos na presente pesquisa.

Agradeço também aos meus amigos que adquiri ao longo desta jornada, principalmente, Alison de Sousa Norberto e a todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a conclusão de mais esta etapa da minha vida.

Agradeço também a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro para realização do Mestrado;

“Elevo os meus olhos para os montes; de onde me virá o socorro?
O meu socorro vem do Senhor, que fez os céus e a terra.”
(BÍBLIA, A. T. Salmos, 121: 1,2).

RESUMO

No Nordeste do Brasil, as barragens sempre tiveram uma importância no desenvolvimento das cidades, tendo a função de mitigar as consequências do período de estiagem. No Agreste Pernambucano, será construída uma barragem com a finalidade de abastecimento humano e auxílio no polo avícola, este extremamente prejudicado pela falta de água. Esta pesquisa apresenta os resultados das condições de fluxo, análise de estabilidade, e tensão-deformação da barragem São Bento do Una. As condições de fluxo do maciço e fundação da barragem foram analisadas, com objetivo de estimar a distribuição da poropressão e o valor das vazões no maciço e fundação da barragem, para fornecer subsídios para os estudos de estabilidade e tensão de deformação. Na análise de estabilidade dos taludes foi considerada as situações críticas: final da construção, no regime permanente e rebaixamento rápido do reservatório após a cheia máxima. No estudo tensão-deformação foi verificado possíveis recalques ocorridos devido comportamento do reservatório, deslocamentos horizontais, tensões verticais, pontos de plastificação na barragem, e suas tensões desviadoras. Foi possível constatar que o comportamento hidráulico da barragem se deu com fluxo transcorrendo de montante a jusante. A carga hidráulica situada à montante e à jusante permitiu observar as linhas de fluxo, controladas pelos drenos, o que possibilitou uma maior estabilidade do talude a jusante. As vazões que passa pelo filtro drenante foram de 20,55l/dia a barragem em operação no nível máximo e 15,24 l/dia no nível de operação normal. No término da construção o FS para o talude de jusante foi 1,48 e montante de 1,66. A barragem em operação no nível normal o FS para o talude a jusante foi de 1,48 e em nível máximo o FS foi de 1,44. No rebaixamento rápido o menor FS para o talude a montante foi de 1,62. Em todas as situações críticas, a barragem apresentou condições satisfatórias de estabilidade, visto que todos os fatores de segurança foram atendidos. No término da construção da barragem a tensão máxima no valor de 850 KPa, tensão desviadora de 600KPa e recalque máximo de 0,55m, na meia altura da barragem. Como resultados no primeiro enchimento da barragem a tensão máxima foi no valor de 850 KPa, tensão desviadora de 500KPa, e recalque máximo de 1,0m. A barragem em nível máximo, a tensão máxima foi no valor de 850 Kpa, tensão desviadora de 500KPa e recalque máximo de 1,0m. Deslocamento horizontal máximo de 1,2m, este podendo comprometer a estabilidade da barragem. Foram encontrados pontos de plastificação na barragem, que são movimentos gravitacionais que geram instabilidade nos taludes. Os resultados obtidos comprovam a importância dessas análises em projetos de barragens, considerando sua segurança e eficiência.

Palavras-chave: Barragem. Estabilidade. Recalque. Simulação numérica.

ABSTRACT

In the Northeast of Brazil, dams have always had an importance in the development of cities, having the function of mitigating the consequences of the drought period. In Agreste Pernambucano, a dam will be built for the purpose of human supply and assistance in the poultry complex, which is extremely affected by the lack of water. This research presents the results of the flow conditions, stability analysis, and stress-strain of the São Bento do Una dam. The flow conditions of the massif and foundation of the dam were analyzed, in order to estimate the distribution of pore pressure and the value of flows in the massif and foundation of the dam, to provide subsidies for the studies of stability and strain strain. In the stability analysis of the slopes, critical situations were considered: end of construction, in the permanent regime and rapid lowering of the reservoir after the maximum flood. In the stress-strain study, possible repression occurred due to the behavior of the reservoir, horizontal displacements, vertical stresses, plasticization points in the dam, and its deviating stresses. It was possible to verify that the hydraulic behavior of the dam occurred with a flow going from upstream to downstream. The hydraulic load located upstream and downstream made it possible to observe the flow lines, controlled by the drains, which enabled greater stability of the downstream slope. The flow rates that pass through the draining filter were 20.55 l / day at the dam in operation at the maximum level and 15.24 l / day at the level of normal operation. At the end of construction, the FS for the downstream slope was 1.48 and an amount of 1.66. The dam in operation at the normal level the FS for the downstream slope was 1.48 and at the maximum level the FS was 1.44. In the quick drawdown the smallest FS to the upstream slope was 1.62. In all critical situations, the dam presented satisfactory conditions of stability, since all safety factors were met. At the end of the construction of the dam, the maximum tension of 850 KPa, diverter voltage of 600KPa and maximum settlement of 0.55m, at the half height of the dam. As a result of the first filling of the dam, the maximum tension was 850 KPa, diverter voltage 500KPa, and maximum settlement of 1.0m. The dam at the maximum level, the maximum voltage was 850 Kpa, a diverging voltage of 500KPa and a maximum settlement of 1.0m. Maximum horizontal displacement of 1.2m, which may compromise the stability of the dam. Plasticization points were found in the dam, which are gravitational movements that generate instability in the slopes. The results obtained prove the importance of these analyzes in dam projects, considering their safety and efficiency.

Keywords: Dam. Stability. Repression. Numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelo de curva de condutividade hidráulica.....	31
Figura 2 - Diagrama funcional do SEEP/W	33
Figura 3 - Forças atuantes na barragem no final da construção	35
Figura 4 - Fluxo em regime permanente com o reservatório cheio.....	36
Figura 5 - Barragem no esvaziamento rápido do reservatório	37
Figura 6 - Forças atuantes em uma fatia vertical e a superfície potencial de ruptura.	40
Figura 7 - Método de Spencer – Forças aplicadas a uma fatia de solo.....	42
Figura 8 - Determinação do fator de segurança.....	43
Figura 9 - Tensões atuantes em um volume infinitesimal	46
Figura 10 - Aplicando três cargas normais em um elemento cúbico.....	47
Figura 11 - Círculo de Mohr.....	48
Figura 12 - Traçado da reta de Mohr-Coulomb com resultados de cisalhamentos diretos	49
Figura 13 - Determinação dos módulos tangente e secante.	51
Figura 14 - Carga hidrostática no núcleo.....	55
Figura 15 - Carga hidrostática na fundação.....	56
Figura 16 - Subpressão na região de montante.....	56
Figura 17 - Colapso devido molhagem material de montante.....	57
Figura 18 - Área a ser alagada pela Barragem São Bento do Una	63
Figura 19 - Mapa geológico do Município de São Bento do Una	66
Figura 20 - Mapa Exploratório de solos do município de São Bento do Una - PE.....	67
Figura 21 - Seção que será utilizada nas análises desse estudo.....	69
Figura 22 - Modelo Hidrogeotécnico	74
Figura 23 - Malha da modelagem.....	74
Figura 24 - Valores típicos do conteúdo de água, em base de volume.....	76
Figura 25 - Definições dos materiais do maciço	79

Figura 26 - Resistência ao cisalhamento de enrocamentos a partir de ensaios triaxiais de grandes dimensões	84
Figura 27 - Posição de contorno	85
Figura 28 - Transição de brita: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.	90
Figura 29 - Filtro vertical: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.	90
Figura 30 - Enrocamento/rip-rap: (a) Curva de retenção;(b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.	91
Figura 31 - Enrocamento / material de 2º categoria: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.	91
Figura 32 - Proteção de núcleo: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.	92
Figura 33 - Núcleo: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.	92
Figura 34 - Condições de contorno - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).	93
Figura 35 - Análise de infiltração com carga hidráulica e vazão - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).	94
Figura 36 - Análise de infiltração com linhas de fluxo e equipotenciais com valores de carga - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).	94
Figura 37 - Análise de infiltração com resultado de poropressões - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).	95
Figura 38 - Análise de infiltração com resultados do gradiente hidráulico - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).	96
Figura 39 - Condições de contorno - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX Normal}$)	97
Figura 40 - Análise de infiltração com carga hidráulica e vazão - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX Normal}$).	98

Figura 41 - Análise de infiltração com linhas equipotenciais e seus respectivos valores de carga - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX Normal}$).....	98
Figura 42 - Análise de infiltração com resultado de poropressões - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX Normal}$).	99
Figura 43 - Análise de infiltração com resultados do gradiente hidráulico - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX Normal}$).	100
Figura 44 - Curva de rebaixamento do reservatório.....	101
Figura 45 - Análise de infiltração com linhas de fluxo e equipotenciais com respectivos valores de carga hidráulica. Tempos: (a) tempo zero, (b) tempo 40 horas e (c) tempo 75 horas.	102
Figura 46 - Poropressão. (a) tempos zero e (b) tempo 75 horas.....	103
Figura 47 - Final de construção – Talude Jusante	105
Figura 48 - Final de construção - Talude Montante.	106
Figura 49 - Barragem em operação ($NA_{MÁX Normal}$) - Talude jusante	107
Figura 50 - Barragem em operação ($NA_{MÁX MÁX}$) - Talude Jusante.....	108
Figura 51 - Barragem em operação ($NA_{MÁX MÁX}$) - Talude Montante	108
Figura 52 - Rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) - Talude Jusante.....	110
Figura 53 - Rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) - Talude Montante no tempo de 75 h.	110
Figura 54 - Rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) - Talude Montante no tempo de 50 h.	111
Figura 55 - Fator de segurança vs Tempo	111
Figura 56 - Análise de tensão total vertical nos modelos e gráfico tensão deformação Término da construção: (a) linear, (b) elástico plástico e (c) hiperbólico.....	114
Figura 57 - Pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento - Final da construção.....	115

Figura 58 - Análise dos deslocamentos verticais para os modelos: (a) linear-elástico; (b) elástico-plástico; e (c) hiperbólico - Final da construção.	116
Figura 59 - Análise da tensão desviadora para os modelos: (a) linear-elástica; (b) elástico plástico; e (c) hiperbólico -Final da construção.....	118
Figura 60 - Análise de tensão total vertical nos modelos e gráfico tensão deformação - regime permanente, primeiro enchimento: (a) linear, (b) elástico plástico e (c) hiperbólico.....	120
Figura 61 - Pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento - regime permanente, primeiro enchimento.....	122
Figura 62 - Análise dos deslocamentos verticais para os modelos: (a) linear-elástico; (b) elástico-plástico; e (c) hiperbólico - regime permanente, primeiro enchimento.....	122
Figura 63 - Análise dos deslocamentos horizontais pelo modelo elástico-plástico - regime permanente, primeiro enchimento.	124
Figura 64 - Análise da tensão desviadora para os modelos: (a) linear-elástica; (b) elástico plástico; e (c) hiperbólico - regime permanente, primeiro enchimento.	125
Figura 65 - Análise de tensão total nos modelos: (a) linear, (b) elástico plástico e (c) hiperbólico e respectivos gráficos tensão deformação - Nível máximo da barragem.	127
Figura 66 - Pontos de plastificação - Nível máximo da barragem	129
Figura 67 - Análise dos deslocamentos verticais, para os modelos linear-elástica, elástico-plástico e hiperbólico - Nível máximo da barragem.	129
Figura 68 - Análise de deslocamento horizontal pelo método elástico plástico - Nível máximo da barragem.	131
Figura 69 - Análise da tensão desviadora, para os modelo linear-elástica, elástico plástico e hiperbólico.	132

Figura 70 - Modelo do estudo pelo método elasto-plástico por etapas.	134
Figura 71 - Parâmetros variáveis utilizados no método elasto-plástico por etapas da construção da barragem: (a) Módulo de Elasticidade vs altura da camada; (b) Coesão vs altura da camada.	135
Figura 72 - Análise tensão-deformação com resultados da tensão total vertical para as 27 etapas construtivas.	135
Figura 73 - Pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento – Construção por etapas.	138
Figura 74 - Análise tensão-deformação com resultados dos deslocamentos verticais – Construção por etapas.	138
Figura 75 - Análise tensão-deformação com resultados da tensão desviadora: Construção por etapas.	139

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Intervalo de variação de k para diferentes solos.....	27
Tabela 2 - Variantes dos métodos de equilíbrio-limite.....	41
Tabela 3 - Coeficientes de segurança (avaliação estática).	41
Tabela 4 - Coeficientes de segurança mínimos sugeridos pela Eletrobrás.....	41
Tabela 5 - Valores típicos do coeficiente de Poisson.	47
Tabela 6 - Módulos de deformabilidade obtidos a partir de ensaios laboratoriais	52
Tabela 7 - Recalques observados e previstos em barragens.	54
Tabela 8 - Dados de recalque e de módulo de deformabilidade de solos, obtidos de medidas de diversas barragens	55
Tabela 9 - Quantidade de ensaios realizados nas áreas de jazidas de solos em São Bento do Una, Pernambuco, Brasil.	71
Tabela 10 - Trabalhos semelhantes ao presente estudo.....	72
Tabela 11 - Rebaixamento do reservatório.....	78
Tabela 12 - Resumo dos resultados das análises de classificação dos solos das jazidas.....	79
Tabela 13 - Parâmetros utilizados na análise de modelagem, no programa SEEP/W.....	81
Tabela 14 - Pontos utilizados para desenhar a barragem no GeoSlope.....	83
Tabela 15 - Dados para o cálculo da estabilidade da barragem.....	83
Tabela 16 - Parâmetros utilizados para a análise elástica linear.....	86
Tabela 17 - Parâmetros usados para a implantação do modelo constitutivo hiperbólico.....	87
Tabela 18 - Dados de entrada do modelo elasto-plástico.	88
Tabela 19 - Resumo dos fatores de segurança.....	112
Tabela 20 - Dados de entrada do modelo elasto-plástico.	134

LISTA DE SIGLAS

BI	Com amostras de blocos indeformados
CD	Ensaio triaxial adensado e drenado
COMPESA	Companhia Pernambucana de Saneamento
CU	Ensaio triaxial adensado e não drenado
IP	Índice de plasticidade
ITEP	Instituto tecnológico de Pernambuco
GEOSLOPE/W	Software de elementos finitos que pode ser usado para realizar as análises de estabilidade de taludes
LL	Limite de liquidez
M	Módulo de compressibilidade confinada / Momentos atuantes
ML	Previsão realizada com amostras moldadas em laboratório
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SEEP/W	Software de elementos finitos que pode ser usado para realizar as análises de permeabilidade em solos saturados e não saturados
SIGMA/W	Software de elementos finitos que pode ser usado para realizar tensão deformação
UU	Ensaio triaxial não adensado e não drenado
UHE	Usina hidrelétrica

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Inclinação da base de uma fatia
θ	Inclinação da resultante das forças de interação
b	Largura da fatia
c	Coesão
ε	Deformação do solo
E	Módulo de Young ou elasticidade
E_i	Módulo de deformabilidade inicial
F	Forças atuantes
F_f	Fator de segurança associado à equação de equilíbrio de forças
F_m	Fator de segurança associado à equação de equilíbrio de momentos
F_S	Fator de segurança
h_{ot}	Umidade ótima
h	Altura da fatia
$\frac{\Delta H}{H}$	Recalque percentual relativo a altura de camada
k	Permeabilidade do solo
k_h	Permeabilidade na horizontal
k_v	Permeabilidade na vertical
k_w	Condutividade hidráulica em solos não saturados
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
N	Tensão normal mobilizada na base das fatias
R_f	Razão de ruptura
S	Resistência ao cisalhamento do solo

σ	Tensão total
σ'	Tensão efetiva
σ_l	Tensão longitudinal
σ_v	Tensão vertical
σ_t	Tensão transversal
σ_1	Tensão devida ao carregamento
σ_3	Tensão confinante
τ	Tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada
Tr	Resistência ao cisalhamento
u	Pressão neutra da água ou poro-pressão
v	Coefficiente de Poisson
φ	Ângulo de atrito
W	Peso próprio da fatia
X	Força tangencial aplicada na interface entre fatias
γ_n	Peso específico
$\gamma_{S_{m\acute{a}x}}$	Densidade máxima aparente seca

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	Objetivos	24
1.1.1	Objetivo Geral	24
1.1.2	Objetivos Específicos	24
1.2	Estrutura do trabalho.....	24
2	REFERENCIAL TEÓRICO	26
2.1	Análise de Fluxo	26
2.1.1	Permeabilidade do solo	26
2.1.2	Fluxo em meio não saturado	29
2.1.3	Condutividade Hidráulica em solos não-saturados.....	30
2.1.4	Seep/W.....	32
2.2	Estabilidade de barragens.....	33
2.2.1	Situações Críticas.....	34
2.2.1.1	<i>Fim de construção.....</i>	<i>34</i>
2.2.1.2	<i>Fluxo em regime permanente com o reservatório cheio</i>	<i>35</i>
2.2.1.3	<i>Esvaziamento rápido do reservatório.....</i>	<i>36</i>
2.2.2	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo	37
2.2.3	Métodos de análise de estabilidade.....	38
2.2.3.1	<i>Método de Spencer.....</i>	<i>42</i>
2.2.4	Geoslope/W.....	44
2.3	Tensão-Deformação	44
2.3.1	Parâmetros necessários	45
2.3.2	Recalques	52
2.3.3	Finalidades da modelagem numérica com o Sigma/W	57
2.3.4	Modelos constitutivos	60
3	ASPECTOS GERAIS DO PROJETO DA BARRAGEM	63
3.1	Caracterização da área da barragem.....	63
3.2	Localização da barragem	64
3.3	Características da área de inserção da barragem.....	64
3.4	Geologia local	65

3.5	Pedologia do local.....	66
3.6	Local do eixo barrável	68
3.7	Arranjo da barragem do rio Una	68
3.8	Programação dos serviços de geologia e geotecnia	70
4	METODOLOGIA	72
4.1	Análise de Percolação	73
4.1.1	Parâmetros saturados e não-saturados	74
4.1.2	Situações analisadas.....	77
4.1.3	Parâmetros utilizados na análise de fluxo	79
4.2	Análise de estabilidade	82
4.2.1	Parâmetros geotécnicos utilizados na análise de estabilidade de taludes	83
4.3	Análise de tensão deformação.....	85
4.3.1	Parâmetros adotados para análise elástica linear.....	86
4.3.2	Implementação do modelo hiperbólico pelo programa Sigma	86
4.3.3	Implementação do Modelo constitutivo elasto-plástico	87
5	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	89
5.1	Análise de Fluxo	89
5.1.1	Funções de Permeabilidade adotada	89
5.1.2	Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).....	93
5.1.3	Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX Normal}$).....	97
5.1.4	Rebaixamento do Reservatório (Regime transiente)	100
5.2	Análise de Estabilidade	103
5.2.1	Final de Construção - Talude Jusante	104
5.2.2	Final de Construção - Talude Montante.....	105
5.2.3	Barragem em operação ($NA_{MÁX Normal}$) – Talude Jusante	106
5.2.4	Barragem em operação ($NA_{MÁX MÁX}$) – Talude Jusante e Talude Montante.....	107
5.2.5	Rebaixamento rápido do reservatório ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) – Talude Montante e Jusante	109
5.2.6	Tabela Resumo.....	112
5.3	Análise de Tensão Deformação.....	113
5.3.1	Final da construção	113
5.3.2	Regime permanente, primeiro enchimento	119

5.3.3	Nível máximo da barragem.....	126
5.3.4	Construção por etapas	133
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	140
6.1	Conclusão.....	140
6.2	Sugestão para futuras pesquisas.....	141
	REFERÊNCIAS	142

1 INTRODUÇÃO

Desde o início da história da humanidade as barragens estão presentes e foram fundamentais para o desenvolvimento das civilizações. Estas barragens eram construídas a partir de conhecimentos empíricos, com a função de armazenar água para suprir a escassez nos períodos secos. Para Morano (2006), a construção de barragens é tão antiga quanto a história do homem e consta em praticamente todas as culturas.

Barragens são estruturas de contenção construídas em vales ou rios destinadas a fechá-las transversalmente, a fim de represar água, conforme a função do arranjo físico das barragens. Massad (2010) descreve barragem como sendo uma barreira artificial feita em cursos de água para retenção de grandes quantidades de água. Pode ser destinada: a geração de energia, a irrigação, a navegação, ao abastecimento urbano e industrial, a recreação, ao controle de cheias, a regularização de vazão, dentre outros objetivos.

De acordo com Castro (2017), o Brasil possui um dos maiores potenciais de recursos hídricos do planeta. Devido a essa alta disponibilidade hídrica são construídas diversas barragens em sua área. Essas barragens exigem bastante conhecimento técnico e adaptações, visto que são obras complexas desde a fase de projeto até a construção. Ainda segundo o mesmo autor, o país é reconhecido pelo seu alto padrão tecnológico de suas barragens, no qual sempre se busca verificar as suas características para otimizar a segurança, economia e prazos de construção.

No Nordeste do Brasil, as barragens sempre tiveram uma importância vital no desenvolvimento das cidades, tendo a função de mitigar as consequências do período de estiagem. A mesorregião do Agreste Pernambucano é uma das cinco mesorregiões do estado brasileiro de Pernambuco, em que está situado o município de São Bento do Una, no qual será construída uma barragem para o acúmulo de água, inundando territórios dos municípios de São Bento do Una e Capoeiras, com finalidade de abastecimento humano e auxílio no polo avícola, esse que precisa ser abastecido constantemente, dado que se trata de um dos polos mais ativos da região do Nordeste, no momento, extremamente prejudicado pela falta de água.

A região em estudo fica em Pernambuco, que abrange regiões que podem sofrer mais com a estiagem, como é o caso do agreste, como também outras que sofrem mais com cheias, que é o caso do litoral. Uma solução para esses problemas é a construção de barragens, que possuem o objetivo de acumular água.

Segundo a SEINFRA (2014), a barragem vai beneficiar mais de 72 mil moradores dos municípios de Capoeiras e São Bento do Una, no qual a ordem de serviço para o início das obras foi assinada em junho de 2018, porém as obras não começaram.

A Barragem do Una trata-se de uma barragem zoneada de enrocamento com vertedor em soleira livre, sendo esse tipo escolhido otimizando os aspectos tecnológicos, hidráulicos e econômicos, considerando a seleção do material disponível nas jazidas das imediações da obra e nos resultados de ensaios de laboratório executados a partir do material extraído dessas jazidas. Sua capacidade de armazenamento é de $17,77 \times 10^6 \text{ m}^3$ (ITEP, 2005).

As barragens possuem uma área de influência bastante considerável, no qual devem ser bem projetadas, pois se acontecer algum problema, como por exemplo, o rompimento da barragem, terá diversas consequências negativas para a região. Visto a grande relevância do tema, é de fundamental importância conhecer o comportamento geotécnico dos solos utilizados na construção da barragem, e realizar análises de fluxo, de estabilidade e de tensão deformação da fundação e corpo da barragem.

Para se ter esse conhecimento das características geotécnicas dos materiais, deve-se realizar ensaios de laboratório e ensaios “in situ” para determinar as propriedades granulométricas, de resistência, de escoamento e deformabilidade. Aliando o conhecimento das características dos materiais às ferramentas computacionais desenvolvidas e disponíveis para tais estudos, pode-se projetar uma barragem por completo e prever resultados que se aproximam bem das condições reais de campo.

À medida que o conhecimento avançou, novos métodos de análise de fluxo foram surgindo, destacando-se os métodos numéricos, permitindo a resolução de novos problemas e melhorando enormemente a precisão e confiabilidade das análises. O antigo traçado manual de redes de fluxo, que atualmente são consideradas meras estimativas da condição real, foi substituído pelas análises numéricas em elementos finitos (MEF), que são o estado da arte em termos de análise de fluxo. Este método permite a resolução de problemas com diferentes condições, como, por exemplo, anisotropia, domínios complexos, estratificação do solo e problemas transientes. O método é, atualmente, muito utilizado em escritórios de projeto através de softwares geotécnicos, como o SEEP/W (Geo-Slope International Ltda.). Através destas estimativas as estruturas de drenagem da barragem são selecionadas e dimensionadas.

O fluxo de água em um solo é um problema de grande importância na engenharia geotécnica. Sendo a água componente de uma das fases do solo, ela é capaz de influenciar todo o seu

comportamento. A distribuição de poropressões de água influencia todas as propriedades de importância geotécnica, como resistência ao cisalhamento, permeabilidade, expansividade, tensões efetivas, entre outras. Assim, as análises de percolação se mostram necessárias para os mais diversos tipos de obras geotécnicas.

Em projetos de barragens, o controle de fluxo pelo maciço, fundação e ombreiras constitui um dos requisitos fundamentais à segurança da obra (SARÉ, 2003). Uma grande porcentagem de rupturas em barragens de solo é devida a falta de controle de fluxo (SHERARD et al. 1963), assim a percolação coloca em risco a integridade do aterro ou de sua fundação, quando promove a "erosão interna", isto é o arraste ou carregamento de partículas sólidas ou de material em solução.

A importância do estudo de percolação deve-se ao fato de que ele prevê a distribuição de pressões e o valor das vazões nas diversas áreas da barragem. Com isso, é possível obter os parâmetros para a análise de estabilidade e para o dimensionamento dos sistemas de impermeabilização e drenagem.

Na análise da estabilidade dos taludes da barragem, devem ser verificados os casos críticos, em que os mesmos serão postos as maiores solicitações: final da construção (analisando o talude de montante e de jusante, sabendo que o caso mais crítico seria o de jusante que é mais íngreme), no regime permanente excepcional (que é analisado o talude de jusante, visto que o talude de montante está submerso) e o no caso de rebaixamento rápido do reservatório após a cheia máxima (verificado o talude de montante).

Uma vez que, estudos de estabilidade comprovem satisfatoriamente que um solo não romperá, deve-se estimar o grau de deformação que se produzirá ao aplicar cargas e se essa deformação é admissível. Por isso é importante obter a relação tensão-deformação de um solo. Os solos que compõem o maciço compactado de uma barragem, os enrocamentos e os materiais de fundação sofrem deformações em função das tensões aplicadas seguindo leis próprias e particulares, para explicar esse comportamento faz-se uso aproximado das teorias da elasticidade e plasticidade e aos modelos reológicos.

Uma barragem não deve sofrer transbordamento, seus taludes devem ser estáveis sob toda condição, sua fundação não deve ser sobrecarregada e deve permanecer estável frente à erosão interna, forças de água e poropressões.

A análise de tensão-deformação é importante para prever possíveis trincas transversais, fissuras longitudinais, efeito de arco e concentração de tensões, desenvolvimento de zonas plásticas e

danos na instrumentação da barragem. E essas previsões possibilitam minimizar e evitar tais problemas (SOUZA, 2016).

Furman (2016) analisou o comportamento de uma barragem de terra durante as fases da sua vida, levando em consideração o efeito da sucção nas propriedades geotécnicas dos solos, utilizando modelagens computacionais para avaliar as condições de fluxo e de estabilidade dos taludes da barragem.

Aires (2006) realizou estudos de tensão-deformação na barragem do Aproveitamento Hidroelétrico (AHE) de Irapé, utilizando modelagem numérica por elementos finitos, adotando o programa comercial canadense Sigma (GeoSlope International, 2002).

Almeida (2010) estudou o comportamento tensão versus deformação de uma barragem, durante sua construção via métodos numéricos. O sistema computacional adotado foi o GeoStudio 2007, módulo SIGMA/W (2007).

É preciso realizar um estudo para analisar as condições de fluxo, estabilidade da barragem e comportamento tensão-deformação, para que quando seja construída não tenha problemas com efeitos inesperados. Com isso, o engenheiro tem a segurança de que o seu projeto pode ser tocado em frente. Para essas análises sejam feitas de forma correta, é preciso considerar a barragem nos seus estados mais críticos.

Esta pesquisa apresenta os resultados da análise de estabilidade, de condições de fluxo e tensão-deformação da barragem São Bento do Una. As condições de fluxo do maciço e fundação da barragem foram analisadas para diferentes fases de carregamento através do *software Geostudio SEEP/W*, com objetivo estimar a distribuição da poropressão e o valor das vazões no maciço e fundação da barragem, de modo a fornecer subsídios para os estudos de estabilidade. A análise de estabilidade dos taludes foi realizada a partir do *software Geostudio GEOSLOPE/W*, considerando as situações críticas: final da construção, no regime permanente excepcional e no rebaixamento rápido do reservatório após a cheia máxima. No estudo tensão-deformação será verificado possíveis recalques ocorridos devido comportamento do reservatório, deslocamentos horizontais, as tensões verticais da barragem, possíveis pontos de plastificação da barragem, e suas tensões desviadoras, utilizando o *software Geostudio SIGMA/W*.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é estudar o comportamento da Barragem São Bento do Una, realizando análises de fluxo, estabilidade e tensão-deformação.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar através do software SEEP/W, as condições de fluxo do maciço e fundação da barragem para diferentes fases de carregamento, com objetivo estimar a distribuição da poropressão e o valor das vazões no maciço e fundação da barragem, de modo a fornecer subsídios para os estudos de estabilidade.
- Apresentar as análises estabilidade e conseguinte determinar o fator de segurança mínimo no software GEOSLOPE/W, considerando os casos críticos: fim de construção, fluxo em regime permanente com o reservatório cheio e esvaziamento rápido do reservatório e avaliar se as mesmas atendem as condições de segurança;
- Realizar estudos tensão-deformação na Barragem através do software SIGMA/W, para verificar possíveis recalques ocorridos devido comportamento do reservatório, deslocamentos horizontais, as tensões totais verticais da barragem e possíveis pontos de plastificação, e suas tensões desviadoras.

1.2 Estrutura do trabalho

Este trabalho está subdividido em 6 capítulos, distribuídos da seguinte maneira:

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO: Apresenta a introdução, na qual se tem uma visualização geral do trabalho desenvolvido, incluindo as considerações iniciais, objetivos e estrutura do trabalho.

CAPÍTULO 2. REFERENCIAL TEÓRICO: Este capítulo é dividido em três importantes tópicos acerca da revisão da literatura: (a) percolação em solos, fluxo em meios não saturado, mostrando as curvas e equações características, a operacionalidade do programa SEEP/W; (b) conceitos de barragens e análise de estabilidade, parâmetros geotécnicos necessários para esta

análise e métodos de análise de estabilidade; e (c) conceitos fundamentais de Tensão – Deformação, as finalidades da modelagem numérica com os aspectos relevantes para o modelo correto e a modelagem com o programa SIGMA/W.

CAPÍTULO 3. ASPECTOS GERAIS DO PROJETO DA BARRAGEM: Apresenta os aspectos gerais do projeto da barragem São Bento do Una, com completa caracterização da área e o programa de serviços geológico-geotécnicos.

CAPÍTULO 4. METODOLOGIA: Este capítulo apresenta a metodologia utilizada nesta pesquisa para realização das análises de fluxo, estabilidade, e de tensão deformação da barragem, os parâmetros que foram utilizados e os fatores de segurança admissíveis.

CAPÍTULO 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS: Apresenta a análise e interpretação dos resultados da estabilidade dos taludes, da análise de fluxo e da análise de tensão-deformação da barragem.

CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS: Apresenta as principais conclusões da presente pesquisa e sugestões de pesquisas futuras.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo é dividido em três importantes tópicos acerca da revisão da literatura: análise de fluxo, estabilidade e tensão-deformação de barragens.

2.1 Análise de Fluxo

Este item apresenta tópicos sobre percolação em solos, fluxo em meios não saturado, mostrando as curvas e equações características, o programa SEEP/W com comentários sobre sua operacionalidade e uma revisão de condutividade hidráulica.

2.1.1 Permeabilidade do solo

Do ponto de vista prático, a água pode ser considerada incompressível e sem nenhuma resistência ao cisalhamento, o que lhe permite, sob a ação de altas pressões, penetrar em microfissuras e poros, e exercer pressões elevadas que levam enormes maciços ao colapso.

Um aspecto importante em qualquer projeto em que se tenha a presença de água é a necessidade do reconhecimento do papel que os pequenos detalhes da natureza desempenham. Deve-se realizar verificações matemáticas e recorrer a julgamentos criteriosos dessas particularidades.

O solo é um meio contínuo e constituído por materiais que se podem encontrar em três estados: estado sólido (partículas de solo propriamente dito), o estado líquido (água) e estado gasoso. Os espaços vazios estão relacionados com a porosidade do solo, dizendo-se o solo saturado se ocupados por água, ou seco se ocupados por ar. A presença da água nestes espaços criam-se redes de escoamento por onde a mesma circula, tendo esse movimento o nome de percolação. Quando a água circula no interior de um maciço de solo exerce no mesmo forças que influenciam o seu estado de tensão. Alterações do regime de fluxo alteram os valores de pressão neutra e conseqüentemente de pressão efetiva.

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.

Cruz (2004) descreve a permeabilidade como sendo a capacidade que o meio proporciona à passagem de um fluido entre poros e vazios existentes, existindo uma diferença conceitual entre permeabilidade e condutividade hidráulica, onde o primeiro ocorre em um meio poroso, enquanto o segundo ocorre em um meio confinado. Os solos são permeáveis em função da existência de vazios interconectados pelos quais a água pode fluir de pontos de alta energia para pontos de baixa energia (DAS, 2007). A água livre escoar entre os grãos, se esta estiver sujeita a um potencial hidráulico haverá o fenômeno do escoamento da água através do solo (VARGAS, 1977).

O conhecimento do valor da permeabilidade é muito importante na estimativa da vazão que percola pelo meio do maciço e da fundação em barragens de terra, em obras de drenagem, rebaixamento do nível d'água, adensamento. Conseqüentemente, os mais sérios problemas de construção estão conexos com a presença da água. Outras áreas de grande aplicação são a agricultura e a área de estudo de infiltração de aquíferos. A informação da permeabilidade e de sua variação é fundamental para a solução desses problemas.

O grau de permeabilidade é expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade do solo, k , e irá mostrar o quanto o solo permite de escoamento de água através de si (Tabela 1). Este parâmetro exibe uma gama de valores que oscila entre oito e nove ordens de grandeza, para os diversos solos.

Nenhuma outra propriedade de material de construção é tão variável quanto a permeabilidade. De fato, a sua variação é tal que o seu significado físico quase sempre é de difícil compreensão e as velocidades da água percolada são sujeitas a variações ainda maiores (MASSAD, 2003).

Tabela 1 Intervalo de variação de k para diferentes solos.

Tipo de Material	Permeabilidade (cm/s)
Areias finas	10^{-3}
Areias médias	10^{-2}
Areias grossas	10^{-2} a $5,0 \times 10^{-2}$
Argilas marinhas	10^{-8}
Argilas sedimentares	10^{-7} a 10^{-8}
Concreto	10^{-9}
Enrocamento sem finos	10^{-0}
Enrocamento com finos	10^{-3}
Pedregulos	10^{-1}
Rochas alteradas	10^{-6}
Rochas maciças	10^{-9} a 10^{-10}
Siltes	10^{-6}
Solos compactados (kh)	10^{-4} a 10^{-6}
Solos compactados (kv)	10^{-7}
Solos porosos	10^{-2} a 10^{-4}

Fonte: Do Autor (2020)

Um dos fatores que influem na permeabilidade é o efeito do processo de compactação que evidencia a anisotropia com relação à engenharia da barragem e a permeabilidade, apresentando maior coeficiente de permeabilidade na direção horizontal do que na vertical. Como resultado se tem permeabilidades horizontais (k_h) bem maiores que a vertical (k_v) e a proporção entre a permeabilidade horizontal e a vertical pode variar de $k_h/k_v \geq 9$ a $k_h/k_v \geq 100$ (Fell, 1992). Durante o processo de compactação, a umidade influi na conformação da estrutura do solo que a sua vez influi na permeabilidade. Por exemplo, quando a massa de solo é compactada em estado seco, as partículas se dispõem em estrutura floclada permitindo maior facilidade na passagem de água, em tanto quando compactada em estado úmido gera uma estrutura dispersa que apresenta maior oposição ao passo da água. Souza Pinto (2000) cita que coeficientes de permeabilidade na direção horizontal podem atingir valores até 15 vezes maiores do que na vertical.

De acordo com Cruz (1996), o fluxo pela fundação é majoritário em relação ao fluxo pelo maciço da barragem. As maiores preocupações, nestes casos, estão relacionadas com a potencialidade de liquefação da areia e com o controle da percolação pela fundação. A liquefação da areia ocorre quando a tensão efetiva decresce até anular-se em um ponto da camada de solo devido ao aumento progressivo da carga piezométrica.

O gradiente hidráulico que provoca a liquefação da areia (gradiente crítico) pode ser calculado a partir da Lei de Darcy igualando-se a tensão efetiva a zero (Cedergren, 1977). O valor do gradiente crítico é, portanto, próximo da unidade, pois o peso específico submerso dos solos é da ordem de grandeza do peso específico da água.

O desenvolvimento do processo de erosão interna (piping) ocorre de jusante para montante, seguindo caminhos preferenciais, tais como, contatos de solos diferentes e ao longo de tubulações enterradas e juntas de estratificação. Sendo assim, o pé do talude de jusante da barragem é o local mais crítico para a formação do piping, pois nesta região os gradientes hidráulicos são elevados e os níveis de tensão confinante são baixos (Saré, 2003). Este fenômeno pode ser evitado com a redução dos gradientes de saída através da utilização de dispositivos de drenagem Sherard et al. (1963) apresentaram um estudo sobre a influência das propriedades do solo e do método de construção do aterro em relação à resistência ao piping, no qual demonstraram que a plasticidade do solo é o fator mais importante, superando o método de compactação do aterro.

Segundo Souza Pinto (2000), quando o fluxo é ascendente, como na saída da água junto ao pé do talude de jusante de uma barragem de terra apoiada sobre solos arenosos, pode acontecer também o fenômeno da areia movediça (sand boil). Para tanto, a condição teórica é que o gradiente atinja o valor crítico 1. Na prática, valores da ordem de 0,5 a 0,8 já são considerados elevados e prenunciadores da areia movediça.

O coeficiente de permeabilidade k pode ser obtido em ensaios feitos em laboratório e ensaios *in situ*, sendo esses últimos realizados com maior frequência por apresentarem resultados satisfatórios e menor custo (FERRAZ et al., 2015).

Ensaio realizados em laboratório devem ser feitos com amostras indeformadas, podendo ser utilizados dois métodos, aos quais são diferenciados de acordo com a forma em que é aplicada a carga hidráulica: ensaios de carga constante e ensaios de carga variável.

Ensaio de carga constante são aplicados em solos permeáveis, tais como as areias, sendo o coeficiente de condutividade hidráulica obtido com a equação de Darcy. Ensaio de carga variável são empregados em solos com baixa permeabilidade, tais como siltes e argilas, sendo feitos a partir da aplicação de uma carga hidráulica variando em relação ao tempo (FERRAZ et al., 2015).

Ensaio *in situ* em solos saturados podem ser classificados por métodos de ensaios de nível constante e ensaios de nível variável, podendo ser executados em furos de sondagens, poços ou cavas. A categoria de ensaios de nível constante é indicada para solos permeáveis,

2.1.2 Fluxo em meio não saturado

Vários conceitos são usados para explicar o fluxo de água através de solos não saturados (FREDLUND e RAHARDJO, 1993 apud NG e MENZIES, 2007). Os conceitos podem ser listados como: Gradiente de concentração de água; Gradiente de sucção mátrica; e Gradiente de carga hidráulica.

O gradiente da concentração é alguma vezes usado para definir o fluxo da água através de meios não saturados. É assumido que o fluxo ocorre de uma região com maior concentração de água para uma zona de baixa concentração. Embora esta lei tenha sido usada para descrever o fluxo, o gradiente de concentração de água não deveria ser usado como potencial de direcionamento fundamental do fluxo da água (FREDLUND, 1981 apud NG e MENZIES, 2007). Este tipo de fluxo não possui uma base fundamental, uma vez que o fluxo pode ocorrer de uma zona de baixa presença de água para uma alta quando existe variação nos tipos de solo envolvidos.

No solo não saturado, o gradiente da sucção mátrica é algumas vezes considerado por potencialmente direcionar o fluxo de água. No entanto, o fluxo não depende exclusivamente e fundamentalmente do gradiente de sucção.

O fluxo pode ser definido mais apropriadamente em termos do gradiente de carga hidráulica para cada uma das fases. O fluxo de água através do solo não é unicamente comandado pelo gradiente de pressão, mas também pelo gradiente devido a diferença de elevação. Os gradientes de pressão e elevação combinados conferem ao gradiente de carga hidráulica o potencial de direcionamento fundamental do fluxo.

A lei de Darcy também se aplica para o fluxo de água através de um solo não saturado (RICHARDS, 1931; CHILDS e COLLIS-GEORGE, 1950). Num solo saturado, o coeficiente de permeabilidade é função do índice de vazios. Todavia, o coeficiente de permeabilidade é assumido como constante nos solos saturados em análises envolvendo fluxo transiente. Nos solos não saturados, o coeficiente de permeabilidade é significativamente afetado pela combinação da variação do índice de vazios com o grau de saturação. Quando o solo se torna não saturado, o ar substitui primeiro os poros mais largos, fazendo com que o fluxo ocorra pelos poros menores. Um aumento posterior na sucção mátrica do solo resulta num decréscimo ainda maior no volume de poro ocupado pela água. Como resultado, o coeficiente de permeabilidade relacionado a fase aquosa decresce rapidamente já que o espaço disponível para o fluxo da água diminui (LAMBE e WHITMAN, 1979 apud NG e MENZIES, 2007).

2.1.3 Condutividade Hidráulica em solos não-saturados

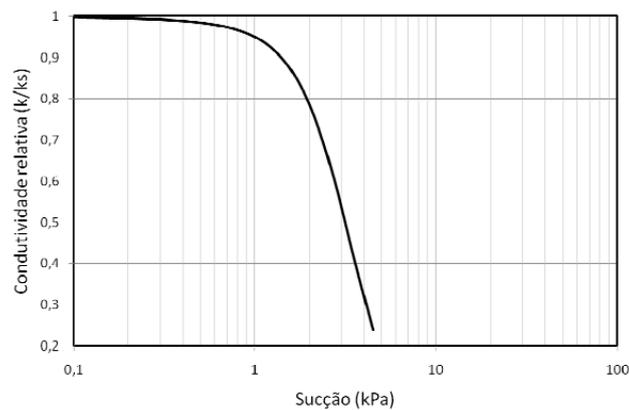
O parâmetro k_w , chamado condutividade hidráulica, é uma propriedade fundamental do solo. Mitchell e Soga (2005) destacam que a condutividade hidráulica é a propriedade do solo de maior variabilidade. Esta variabilidade é observada entre diferentes tipos de solo, e também para diferentes pontos de um mesmo depósito, diminuindo o valor de k_w com a diminuição do tamanho das partículas. A Figura 1 mostra um exemplo de função de condutividade hidráulica do solo, expressa em termos de permeabilidade relativa.

A condutividade hidráulica permanece quando o solo está totalmente saturado, diminuindo à medida que ocorre a desaturação. Isso ocorre porque a água só é capaz de fluir em regiões onde ela está presente, e que à medida que o solo perde umidade, ocorrem descontinuidades na massa de água, surgindo pontos de ausência de líquido, diminuindo a permeabilidade.

Uma função que descreva a curva de condutividade deve ser obtida para ser utilizada na modelagem numérica. Vários métodos existem para a determinação da função de permeabilidade do solo. Fredlund et al (1994) dividem os modelos de obtenção da função em modelos empíricos e modelos estatísticos.

Os modelos empíricos são modelos de ajuste de uma função empírica a dados experimentais. Eles podem ser usados na prática desde que se tenham dados experimentais da permeabilidade do solo. O número mínimo de pontos medidos necessários para o ajuste é igual ao número de parâmetros de ajuste da equação considerada (FREDLUND, 1994).

Figura 1 Modelo de curva de condutividade hidráulica



Fonte: Modificado de Fredlund et al (2012).

A condutividade hidráulica é um parâmetro constante para solos saturados, podendo ser medido experimentalmente a partir de permeômetros. Para solos não saturados, em que a condutividade varia com o conteúdo de água, a determinação experimental da curva de condutividade é difícil.

Os modelos estatísticos utilizam a curva característica solo-água para determinar a função de permeabilidade, baseando-se no fato de que ambas a permeabilidade e a curva característica solo-água, são determinadas primariamente pela distribuição da dimensão dos poros do solo. Estes modelos são utilizados quando não se têm dados experimentais da permeabilidade do solo.

A obtenção da condutividade hidráulica em solos não saturados é realizada por meio de métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos podem ser ensaios de laboratório e ensaios de campo, ambos podem ser realizados em regime permanente ou em regime transiente. Os ensaios de

laboratório podem ser executados em amostras indeformadas ou em amostras amolgadas sob condições controladas (Hernandez Moncada, 2008).

Os métodos indiretos utilizam as propriedades massa-volume do solo e a curva de retenção. A utilização da curva de retenção para obtenção do coeficiente de permeabilidade não saturado é uma medida indireta baseada na distribuição randômica dos poros no solo tratada estatisticamente para cálculo da probabilidade de ocorrência de pares sequenciais de cada um dos possíveis tamanhos (Childs & Collis-George, 1950).

Quando um solo saturado perde água até se tornar não saturado, há a substituição gradual da água pelo ar nos poros deste solo. Com a perda de umidade verificada, pode ocorrer a retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica. Fredlund & Rahardjo (1993) citam que em solos não saturados, a permeabilidade é significativamente afetada pelas mudanças no índice de vazios e no grau de saturação (ou teor de umidade). A relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica e o grau de saturação é denominada função condutividade hidráulica (Marinho, 2005). Em solos saturados, o cálculo da condutividade hidráulica se dá através de vários tipos de ensaios de campos e ensaios de laboratório. Os principais ensaios de laboratório utilizados são: (a) permeâmetro de carga constante; (b) permeâmetro de carga variável; (c) ensaio de adensamento.

2.1.4 Seep/W

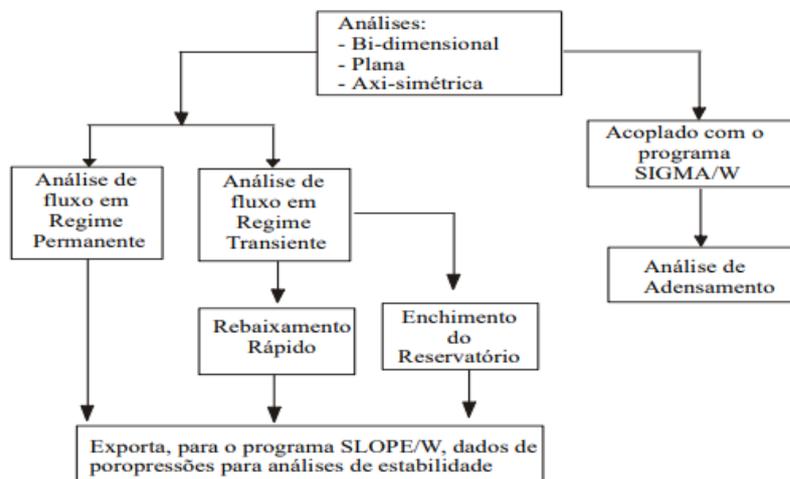
O SEEP/W é um programa formulado em elementos finitos que pode ser utilizado para modelar o movimento e a distribuição de poropressão em materiais porosos tais como o solo e rocha. Sua formulação possibilita analisar desde problemas simples a problemas mais complexos de percolação, como a análise de percolação em meios porosos e modelagem fluxo saturado e não saturado em condições bidimensionais e axissimétricas. A inclusão de fluxo não saturado é muito importante uma vez que possibilita fazer análises mais realistas, uma vez que em solos, a permeabilidade e o teor de umidade podem variar em função da poropressão.

O programa modela estas relações com funções contínuas. Para poropressão zero ou maior que zero, ou seja, abaixo da linha freática, tem-se a permeabilidade do solo saturado. Quando a poropressão for menor que zero, ou seja, acima da linha freática, a permeabilidade varia em função da poropressão negativa (sucção). Alguns programas simulam a região não saturada com permeabilidade nula. A utilização de permeabilidade nula nessa região é irrealista, e leva

a análises com resultados incorretos. As análises indicadas na Figura 2 permitem a avaliação do comportamento de meios porosos em diversas condições, dentre as quais destacam-se:

- Análise do comportamento transiente do lençol freático ao redor de um poço de bombeamento usando a análise axissimétrica transiente;
- A avaliação do comportamento das poropressões em uma barragem quando da ocorrência de rebaixamento rápido do reservatório;
- Determinar a evolução da frente de saturação em uma barragem quando do enchimento do reservatório;
- Estimativa das vazões percoladas através de fundação e maciço de barragens para subsidiar a instrumentação, dimensionar a drenagem interna ou avaliar a eficiência de cut-offs e/ou cortinas de injeção;
- Avaliação qualitativa da contaminação de lençol freático por reservatórios de rejeito;
- Dimensionamento de sistemas de rebaixamento e avaliação de sua eficiência;
- Análise do espalhamento do fluxo em análises horizontais.

Figura 2 Diagrama funcional do SEEP/W



Fonte: Montes (2003)

2.2 Estabilidade de barragens

Durante a construção da barragem, na medida em que as sucessivas camadas de aterro vão sendo lançadas e compactadas, a pressão total em um determinado nível vai aumentando, gerando pressões intersticiais resultantes da compressibilidade do aterro e da sua baixa permeabilidade. Os esforços atuantes são função do peso do solo e das pressões neutras

induzidas, relacionadas com o tipo de solo, o teor de umidade dos solos colocados e do ritmo da construção da barragem.

O projeto de uma barragem deve pautar-se por dois princípios básicos: segurança e economia. A barragem, ao longo de suas fundações e ombreiras, deve possuir estabilidade adequada para suportar com segurança os carregamentos extremos, bem como as cargas normais de projeto. A seleção do critério de segurança para carregamentos extremos, deve-se basear nas consequências da ruptura da barragem.

2.2.1 Situações Críticas

Para fazer uma análise da estabilidade de uma barragem é necessário listar todos os esforços que estão sendo submetidos. Gusmão (2006) apresenta esses esforços da seguinte maneira: forças verticais V (dirigidas para baixo), forças verticais U (dirigidas para cima), forças dinâmicas, forças de expansão, esforços horizontais, esforços em todas as outras direções, momentos verticais e momentos horizontais.

Dentre os esforços verticais V estão o peso próprio, o peso da coluna de água a montante e o peso da coluna de água a jusante. Os esforços verticais U são constituídos de subpressão. A pressão da coluna de água e o empuxo resultante de material decantado causam esforços horizontais. As forças dinâmicas são compostas por altura das ondas e terremotos, por exemplo. Essas cargas irão atuar na barragem, provocando momentos pelos seus braços de alavanca, podendo ser de dois tipos, que são: momento resistente e momento atuante. Através de uma relação desses momentos é concluído se uma barragem possui uma boa estabilidade.

Marangon (2004) afirma que durante e após o primeiro enchimento do reservatório e durante e após a construção, a barragem é solicitada por diversos carregamentos que variam com o tempo, dessa forma é importante analisar se o fator de segurança está dentro do limite para a situação encontrada. As três situações mais críticas de uma barragem são: fim de construção, fluxo em regime permanente com o reservatório cheio e esvaziamento rápido do reservatório.

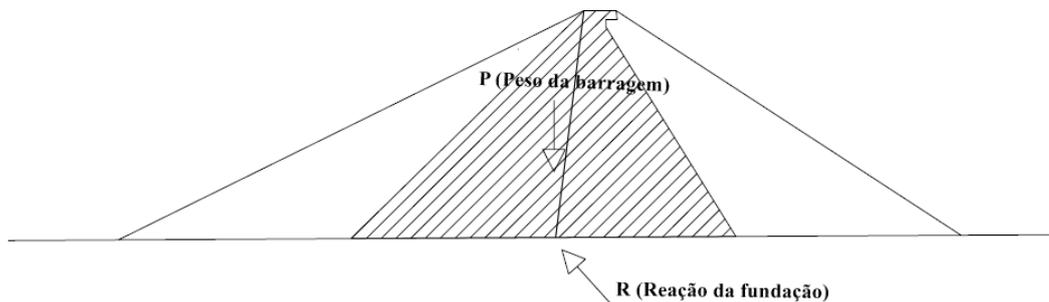
2.2.1.1 Fim de construção

No período de construção de uma barragem, a pressão total em um nível determinado vai aumentando à medida em que são colocadas e compactadas as novas camadas. Devido à

compressibilidade do maciço e o seu baixo coeficiente de permeabilidade, o aumento da pressão gera pressões intersticiais. Dessa forma, para uma declividade do talude, os esforços solicitantes são provocados pelo peso da barragem e de consequentes pressões neutras, que são dependentes do teor de umidade do solo colocado, do tipo de solo e do ritmo que está sendo construída a barragem. Neste caso, interessa analisar o talude de jusante, o mais íngreme. Na Figura 3 estão as forças atuantes na barragem no final da construção.

Os ensaios triaxiais para medida de resistência têm de ser do tipo rápido, isto é, sem drenagem (UU). O corpo de prova será submetido a uma pressão confinante e uma carga axial sem que ocorra drenagem. Não irá ocorrer variação de volume, caso o corpo de prova esteja saturado e o teor de umidade permaneça constante. Esse ensaio não precisa de um intervalo de tempo grande, mas a rapidez do carregamento pode afetar o resultado.

Figura 3 Forças atuantes na barragem no final da construção



Fonte: Do autor (2020)

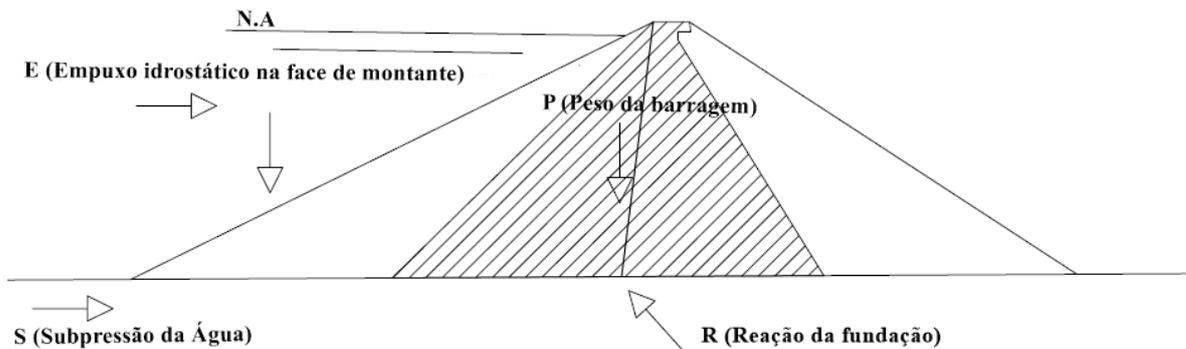
2.2.1.2 Fluxo em regime permanente com o reservatório cheio

Quando concluída a construção da barragem, chega o momento do primeiro enchimento do reservatório, no qual são estabelecidos fluxos de percolação, que forma, gradualmente, uma rede de fluxo permanente. A pressão de percolação é desfavorável à estabilidade do talude de jusante e favorável à estabilidade do talude de montante, visto que a água percola no sentido de montante para jusante.

Para uma barragem em operação, funcionando em carga (N.A._{máximo}), houve tempo suficiente não só para que a rede de fluxo se instalasse no maciço, como o processo de adensamento do solo compactado, a montante e a jusante, tenha terminado.

O ensaio triaxial mais adequado, nesta condição, é o Lento (CD), no qual a fase de adensamento do corpo de prova ocorre após a aplicação da pressão de câmara. É realizado quando o reservatório está cheio. A pressão confinante é aplicada e é aguardado que a pressão neutra se dissipe, que é quando o corpo de prova adensa. Durante todo o carregamento a pressão neutra é quase nula, sendo as tensões efetivas que estão ocorrendo indicadas pelas tensões totais. Esse ensaio é mais lento, pelo fato de que é preciso esperar até que ocorra a dissipação das pressões neutras e não pela velocidade de carregamento. Na Figura 4 estão as forças atuantes na barragem em fluxo em regime permanente com o reservatório cheio.

Figura 4 Fluxo em regime permanente com o reservatório cheio

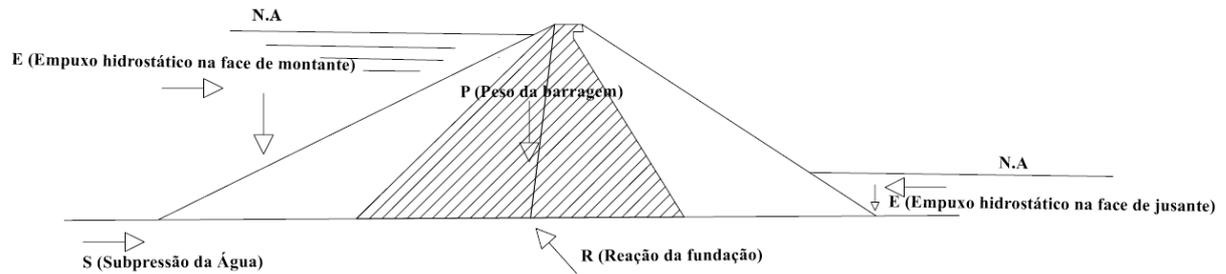


Fonte: Do autor (2020)

2.2.1.3 Esvaziamento rápido do reservatório

A situação de um rebaixamento rápido do nível da água do reservatório gera uma situação crítica para o talude de montante da barragem, visto que é o que possui o contato direto com a água, provocando assim uma retirada de solicitações dessa parte da barragem. A rede de fluxo que se instala gera forças de percolação praticamente paralelas ao talude na direção, portanto, de um eventual escorregamento. Na Figura 5 estão as forças atuantes na barragem no esvaziamento rápido do reservatório.

Figura 5 Barragem no esvaziamento rápido do reservatório



Fonte: Do autor (2020)

O ensaio triaxial deve ser o consolidado não drenado (CU), no qual espera-se que a pressão neutra seja dissipada após a aplicação da pressão confinante e não é feita a drenagem durante a execução do ensaio. O corpo de prova adensa sob pressão confinante e em seguida carrega-se axialmente sem drenagem. Neste ensaio, é deixado dissipar as pressões neutras correspondentes a pressão confinante. O seu resultado é a resistência não drenada em função da tensão de adensamento.

2.2.2 Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo

A resistência ao cisalhamento do solo depende de fatores, tais como: (a) o valor da tensão normal efetiva; (b) as condições de drenagem; (c) a trajetória de tensões (sequência de carregamento); (d) a história de tensões (pressão de pré-adensamento); (e) a estrutura e outras características do solo.

Para definir a máxima pressão que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, é necessário se ter alguns parâmetros geotécnicos do solo em estudo para realizar a verificação de resistência ao cisalhamento. Esses parâmetros são o ângulo de atrito e a coesão. Outro parâmetro de importância, é o peso específico natural do solo, que serve para calcular as tensões efetivas.

O atrito ocorre na região de contato quando há uma interação entre duas superfícies. Esse atrito gera uma resistência ao deslizamento (T) que é proporcional a força normal (N). Para o caso dos solos, a tensão de cisalhamento é igual a tensão normal vezes a tangente do ângulo de atrito interno do solo.

A coesão do solo é classificada em dois tipos, que são: a coesão verdadeira e a coesão aparente. A coesão verdadeira é causada pelas forças eletroquímicas de atração das partículas de argila e o seu estudo engloba mais a parte que envolve a física dos solos e a química coloidal, sendo assim ela depende de vários fatores. A coesão aparente atua como se fosse uma pressão externa, sendo ela resultado da pressão capilar da água contida nos solos. Quando é considerada apenas as pressões efetivas mobilizando a resistência ao cisalhamento, tem-se a Equação (2.1).

$$Tr = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi \quad \text{Equação 2.1}$$

onde: Tr - resistência ao cisalhamento; c - coesão; σ - tensão total; u - pressão neutra da água; φ - ângulo de atrito.

De acordo com Pinto (2006), o peso específico natural é o resultado da razão entre o peso total do solo e seu volume. Também pode ser chamada por “peso específico” do solo e é representado pela expressão γ_n . O peso específico natural é determinado moldando-se um cilindro do solo, no qual é possível encontrar esse volume e a partir disso pesa o solo desse molde. A relação peso total dividido pelo volume, é o peso específico. É possível encontrar o peso específico quando o corpo é moldado em corpos irregulares, mas para isso é preciso cobrir o corpo de prova com uma envoltória de parafina para se obter o volume por meio do peso imerso na água.

Pinto (2006) afirma que o peso específico natural não varia muito, ficando em torno de 19 a 20 kN/m³. A argila orgânica mole é um caso especial, visto que apresenta peso específico em torno de 14 kN/m³. Nos demais casos em que não forem feitos ensaios para determinar essa variável, pode ser estimado como igual a 20 kN/m³.

2.2.3 Métodos de análise de estabilidade

Os métodos para análise de estabilidade de taludes, atualmente em uso, baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada por um corpo rígido-plástico, na eminência de entrar em um processo de escorregamento. Daí a denominação de “métodos de equilíbrio-limite”. Com base no conhecimento das forças atuantes, determinam-se as tensões cisalhantes induzidas, por meio das equações de equilíbrio. A análise termina com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão (Massad, 2010).

A observação dos escorregamentos na natureza levou as análises a considerar a massa de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdividida em lamelas (Método Sueco), ou

em cunhas (Método das Cunhas). Constataram que as linhas de ruptura eram aproximadamente circulares e que o escorregamento ocorria de tal modo que a massa de solo instabilizada se fragmentava em fatias ou “lamelas”, com faces verticais. O conceito de círculo de atrito e a divisão da massa do solo em lamelas já era praticada naquela época. Na década de 30, Fellenius estendeu a análise para levar em conta também a coesão na resistência ao cisalhamento do solo, além de considerar casos de solos estratificados.

No estudo da estabilidade de taludes naturais, e de taludes de barragens de terra, costuma-se definir o coeficiente ou fator de segurança (FS) como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (s) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ), esta última obtida por meio das equações de equilíbrio.

Massad (2010) relata que evidentemente, não se conhece a posição da linha de ruptura ou da “linha crítica”, isto é, da linha à qual está associado o coeficiente de segurança mínimo, o qual se consegue por tentativas. Atualmente, essa tarefa é facilitada graças aos recursos de computação eletrônica disponíveis.

Os métodos de equilíbrio limite partem dos seguintes pressupostos:

- a) O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar.
- b) As equações de equilíbrio estático são válidas até a eminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico.
- c) O coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

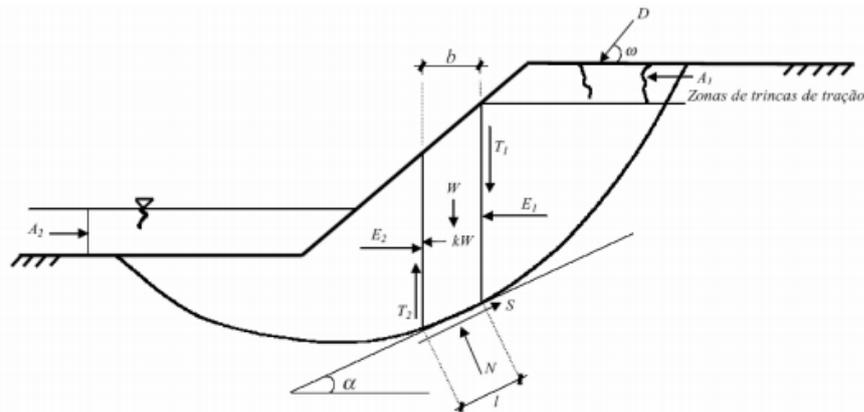
Métodos de equilíbrio limite têm sido amplamente empregados para análise de estabilidade de taludes, principalmente devido à simplicidade matemática com que são formulados. Entretanto, podem fornecer resultados incorretos em certas situações como, por exemplo, onde a ruptura do talude é fundamentalmente governada pela presença, no perfil de solo, de regiões com muito menos, ou com muito mais, resistência do que a massa de solo circundante. A literatura técnica registra várias publicações (Tavenas et al., 1990; Ching & Fredlund, 1983; Donald & Giam, 1988; Giam & Donald, 1988; Huang et al., 1989) que discutem a validade, vantagens e limitações da análise da estabilidade de taludes através de métodos de equilíbrio limite.

A consideração em problemas de geotecnia de relações tensão x deformação x resistência que mais fielmente reproduzem o comportamento de solos em obras de engenharia tem sido

possível, com bastante sucesso e aceitação por parte das comunidades técnica e acadêmica, através da utilização de métodos numéricos, principalmente o método dos elementos finitos. Entretanto, para aplicações específicas na área da estabilidade de taludes o método não se tornou uma ferramenta popular, como poderia ser esperado, contando com um número relativamente pequeno de publicações sobre o assunto, sendo uma das mais aparentes causas de sua restrita utilização o maior esforço computacional exigido nas análises.

Métodos de análise para serem aplicáveis a problemas práticos devem ser versáteis de modo a incluir situações onde as propriedades do solo e valores de poropressão variam no interior do maciço. Por esta razão, a maioria dos métodos de equilíbrio limite subdivide a região de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio em cada fatia isoladamente. Este procedimento constitui o chamado método das fatias, com várias versões propostas na literatura dependendo das hipóteses adotadas para satisfazer parcial ou totalmente as equações de equilíbrio de forças e de momentos. A análise através dos métodos das fatias parte da definição de uma superfície de deslizamento qualquer para toda a massa do talude. Esta superfície é dividida em um número de fatias verticais, mostrando-se na Figura 6 as forças que agem em uma fatia genérica.

Figura 6 Forças atuantes em uma fatia vertical e a superfície potencial de ruptura.



em que: W é o peso da fatia, kW é a força horizontal para incorporar efeitos sísmicos, N é a força normal à base da fatia, S é a força tangencial à base da fatia ($S = \tau l$), E_1 , E_2 são componentes horizontais das forças entre as fatias, T_1 , T_2 são componentes verticais das forças entre as fatias, D é a força aplicada na superfície, b é a largura da fatia, l é o comprimento da base da fatia, A_1 , A_2 são as forças hidrostáticas.

Fonte: GeoSlope (2012)

Na classe de métodos de equilíbrio limite existem diversas variantes, conforme verificado na Tabela 2. Os diferentes métodos de fatias propostos na literatura (Bishop Simplificado, 1955; Janbu Simplificado, 1968; Morgenstern & Price, 1965; Sarma 1973, 1979; entre outros) se

diferenciam conforme as simplificações adotadas no processo de cálculo, geralmente em relação às forças entre fatias e no modo de se determinar a força normal N na base da fatia.

Tabela 2 Variantes dos métodos de equilíbrio-limite.

EQUILÍBRIO-LIMITE	Método do Círculo de Atrito	
	Método Sueco	Fellenius
		Bishop / Bishop Simplificado
		Morgenstern-Price
		Spencer
		Jambu / Jambu simplificado
	Sarma	
Método das Cunhas		

Fonte: Do autor (2020)

A Tabela 3 resume os valores dos fatores mínimos de segurança que são normalmente aceitáveis para os cálculos de estabilidade de taludes (Manual de Segurança e Inspeção de Barragens, 2002). Valores inferiores podem ser eventualmente admissíveis em certos casos, desde que justificados (por exemplo, quando um bom desempenho é demonstrado, com base em medidas da movimentação ou em análises mais sofisticadas). Os coeficientes de segurança obtidos e aceitos para os taludes devem levar em conta a confiabilidade dos dados utilizados nas análises de estabilidade, a adequabilidade e as limitações das análises selecionadas, as magnitudes das deformações toleráveis e as consequências da ruptura em potencial.

A Tabela 4 apresenta os coeficientes de segurança mínimos que devem ser adotados em uma análise de estabilidade de barragens, conforme apresentado no Manual da Eletrobrás (2003), que apresenta critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.

Tabela 3 Coeficientes de segurança (avaliação estática).

CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	COEFICIENTE MÍNIMO DE SEGURANÇA (FS)	TALUDE
Percolação permanente com reservatório na cota máxima normal	1,5	Jusante
Esvaziamento rápido	de 1,2 a 1,3	Montante
Término da construção antes do enchimento do reservatório	de 1,25 a 1,3	Jusante e Montante

Fonte: Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (2002)

Tabela 4 Coeficientes de segurança mínimos sugeridos pela Eletrobrás.

CONDIÇÃO DE SOLICITAÇÃO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA	TALUDE ANALISADO
Final de construção	1,2	Talude Montante
	1,2	Talude Jusante
Regime Permanente Excepcional	1,3	Talude Jusante
Rebaixamento rápido	$NA_{MÁX MÁX} \Rightarrow NA_{MÍN Normal}$	Talude Montante
	$NA_{MÁX MÁX} \Rightarrow Soleira do vertedouro$	Talude Montante

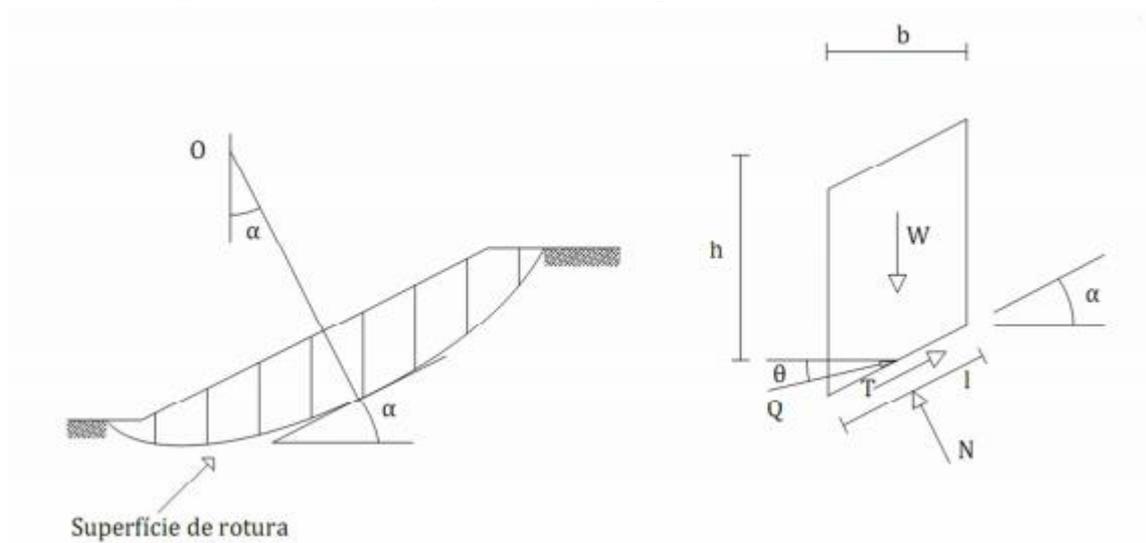
Fonte: Eletrobrás (2003)

Abaixo estão a caracterização do método utilizado na análise do presente estudo.

2.2.3.1 Método de Spencer

Spencer apresentou em 1967 um método de análise de superfícies de deslizamento circulares que satisfaz tanto o equilíbrio de momento como o de forças, tomando como paralelas as resultantes das forças de interação aplicadas a cada fatia. Neste método, as forças X e E atuantes nos dois planos verticais que limitam uma fatia são substituídas por uma resultante estaticamente equivalente, Q, atuando no ponto médio da base da respectiva fatia, tal como W, N e T (Figura 7).

Figura 7 Método de Spencer – Forças aplicadas a uma fatia de solo



Fonte: Freitas (2011)

É um método originalmente desenvolvido para superfícies de ruptura circulares, mas pode ser adaptado a uma superfície não circular com um centro de rotação fictício (Nash, 1987).

Supõe-se que as forças entre fatias são de inclinação constante em todo o talude, fazendo com que a força normal à base da fatia seja (Equação 2.2):

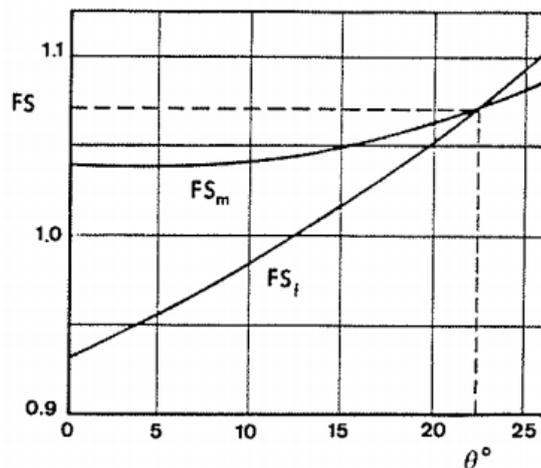
$$P = \frac{\left[W - (E_R - E_L) \tan \theta - \frac{1}{F} (c' l \sin \alpha - u l \tan \phi' \sin \alpha) \right]}{m_a} \quad \text{Equação 2.2}$$

O método de Spencer (Spencer, 1967) apresenta dois fatores de segurança, um baseado no equilíbrio de momentos em relação a um ponto e outro baseado no equilíbrio de forças paralelas a direção das forças entre fatias. A equação do fator de segurança relacionado aos momentos é idêntica à do método de Bishop Simplificado. Já a equação do fator de segurança relacionado às forças pode ser determinado através de um somatório de forças horizontais. Considerando que as forças entre fatias se anulam, encontra-se (Equação 2.3):

$$F_f = \frac{\sum c' l \cos \alpha + (P - u l) \tan \phi' \cos \alpha}{\sum P \sin \alpha + \sum k W \pm A - L \cos \omega} \quad \text{Equação 2.3}$$

A solução final pode então ser obtida do seguinte modo. Escolhidos vários valores de θ calcula-se, para cada um, o valor de FS que satisfaz as equações de equilíbrio das forças de interação e dos momentos por elas provocados. Os valores de FS que satisfazem a equação das forças designam-se por FS f e os que satisfazem a dos momentos por FS m. Traçando as curvas de variação de FS f e FS m com θ , o ponto de interseção das duas curvas corresponde ao fator de segurança e inclinação que satisfazem as duas equações (Figura 8).

Figura 8 Determinação do fator de segurança



Fonte: Spencer (1967)

2.2.4 Geoslope/W

Existem vários softwares para fazer análises de estabilidade de taludes, entre eles podem ser destacados o GeoSlope o GEO5 e o Slide. O SLOPE/W faz parte do pacote GeoStudio, que possui vários módulos de análises. Possui diversos tipos de análises de estabilidade, destacando-se o de Spencer, Morgenstern-Price, Janbu, Bishop e Fellenius.

O programa computacional permite calcular o FS através de diferentes metodologias que utilizam a análise de equilíbrio limite, podendo examinar um talude heterogêneo, de complexa geometria, considerando diferentes superfícies de ruptura e poropressão. É possível escolher qual o método de análise que resultará o FS do talude, podendo realizar uma comparação dos diferentes FS resultantes dos variados métodos. O software apresenta uma interface onde é possível desenhar a geometria do talude e abas onde é possível inserir e desenhar os materiais componentes do mesmo e a linha piezométrica (GEO SLOPE, 2016).

2.3 Tensão-Deformação

A segurança é a razão mais importante para a observação de deformações em barragens. Sua importância é potencialmente enorme a longo prazo para a engenharia, e a necessidade de uma melhor compreensão dos conceitos básicos de projeto e das características de tensão deformação e resistência dos solos e enrocamentos.

Para a análise do comportamento de barragens de terra é fundamental o conhecimento das tensões e dos deslocamentos no maciço e nas fundações. Estes estudos possibilitam a previsão de problemas como fissuras e danos à instrumentação.

A análise do comportamento tensão-deformação dos solos tornou-se mais evidente com o desenvolvimento de métodos numéricos e o uso de ferramentas computacionais. A modelagem numérica permite a avaliação de heterogeneidades e geometrias complexas, através da discretização do domínio em partes infinitesimais.

A importância de se estudar o comportamento tensão-deformação das barragens, possibilita antever possíveis problemas com a barragem, tais como, o aparecimento de trincas transversais, fissuras longitudinais, efeito de arco e concentração de tensões, faturamento hidráulico, desenvolvimento de zonas plásticas e danos na instrumentação da barragem, além de permitir que os efeitos dos problemas sejam minimizados (CHRZANOWSKI; MASSIERA, 2004).

Para que se realizem análises de tensão-deformação, cujos resultados sejam realistas, é importante que as propriedades dos solos estejam representadas nas análises de maneira precisa. Porém, essa é a dificuldade de tais análises, pois, as propriedades que descrevem o comportamento tensão-deformação dos solos são extremamente complexas, já que, a maioria dos solos tem um comportamento não linear, inelástico e altamente dependente do nível de tensões ao qual o solo está submetido (DUNCAN et al., 1980).

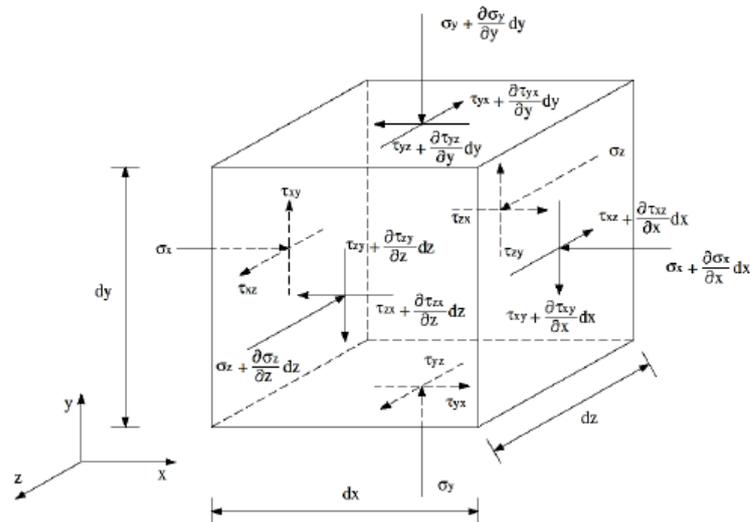
2.3.1 Parâmetros necessários

A Figura 9 representa um elemento infinitesimal, o sistema de eixos ortogonais x , y e z , e as tensões atuantes em cada face deste elemento. A letra grega σ (sigma) indica que a atuação do esforço é normal à face e os esforços cisalhantes são indicados pela letra τ (tau). A tensão atuante neste elemento pode ser definida por nove parcelas, que formam o tensor de tensões: Essas tensões podem ainda ser denominadas totais ou efetivas. A tensão total em um solo depende do peso do solo acima do ponto analisado e das cargas aplicadas. A presença de água nos vazios do solo gera uma pressão que tende a atrair ou distanciar as partículas. Esta pressão exercida pela água é denominada poro-pressão.

Quando os vazios do solo estão preenchidos por água sob pressão, as tensões totais atuantes são compostas por duas parcelas: a parcela da poro-pressão, que atua na água e nos grãos, em todas as direções e com a mesma intensidade; e a parcela que é suportada exclusivamente pelas partículas sólidas, denominada tensão efetiva. Dessa forma, o princípio das tensões efetivas, desenvolvido por Terzaghi determina que a tensão efetiva (σ') é igual a diferença entre a tensão total (σ) e a poro-pressão (u).

Figura 9 Tensões atuantes em um volume infinitesimal

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (4.1)$$



Fonte: Rodrigues (2007)

As deformações em um corpo ocorrem quando há alteração nas posições relativas de seus pontos. O conceito de deformação difere do de deslocamento, uma vez que este corresponde à alteração das posições dos pontos em relação a um ponto externo.

Quando se aplicam três cargas normais a um elemento cúbico, como ilustrado na Figura 10, as deformações são caracterizadas pelas Equações 2.4, 2.5 e 2.6.

Deformações em um cubo pela aplicação de tensões normais:

$$\epsilon_x = \Delta x / X \quad \text{Equação}$$

2.4

$$\epsilon_y = \Delta y / Y \quad \text{Equação}$$

2.5

$$\epsilon_z = \Delta z / Z \quad \text{Equação}$$

2.6

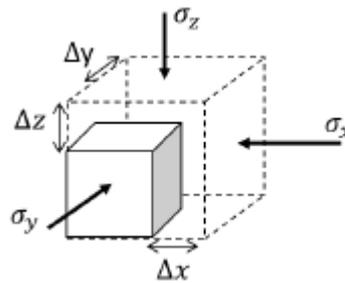
Um parâmetro bastante utilizado nas relações matemáticas que envolvem o comportamento tensão-deformação é o coeficiente de Poisson. Este coeficiente é obtido pela relação entre as deformações específicas transversal e longitudinal e é representado pela letra ν .

Silveira e Pínfari (2003) determinaram o coeficiente de Poisson para o solo da barragem de Três Irmãos. Estes autores se basearam nas hipóteses de meio elástico, linear e na condição de “*plane strain*” da seção transversal da barragem. Nas equações 2.7 e 2.8, σ_l representa a tensão longitudinal; σ_v , a tensão vertical; e σ_t , a tensão transversal.

$$\epsilon_l = 1/E(\sigma_l - \nu(\sigma_v + \sigma_t)) = 0 \quad \text{Equação 2.7}$$

$$\nu = \sigma_l / (\sigma_v + \sigma_t) \quad \text{Equação 2.8}$$

Figura 10 Aplicando três cargas normais em um elemento cúbico



Fonte: Rodrigues (2007)

A determinação deste parâmetro não é tão comum na prática da engenharia de barragens. Quando necessários, estes coeficientes são estimados de acordo com valores apresentados na literatura. A Tabela 5 apresenta valores típicos para o Coeficiente de Poisson.

Tabela 5 Valores típicos do coeficiente de Poisson.

Solo	Coeficiente de Poisson
Areia pouco compactada	0,2
Areia compactada	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

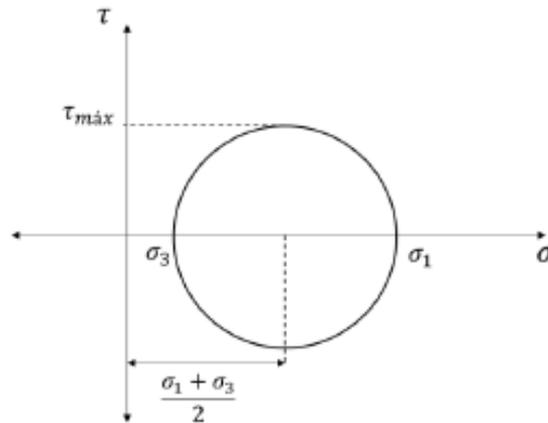
Fonte: (Teixeira & Godoy, 1996 *apud* Cintra *et al*, 2011)

O círculo de Mohr é a representação gráfica do estado de tensão em todos os planos que passam por um ponto, denominado polo. Este círculo é desenhado em um sistema de coordenadas em que as abscissas são as tensões normais e as ordenadas são as tensões cisalhantes.

Para o desenho do círculo pode-se fazer uso de alguns planos com características especiais, denominados planos principais. As tensões cisalhantes atuantes nestes planos são nulas e as

tensões normais são denominadas σ_1 e σ_3 , com $\sigma_1 > \sigma_3$. Estes pontos determinam o diâmetro do círculo, conforme ilustrado na Figura 11. O raio do círculo corresponde ao valor da máxima tensão cisalhante, a qual ocorre num plano em que a tensão normal é igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

Figura 11 Círculo de Mohr



Fonte: Souza (2017)

Um ponto que merece destaque no círculo de Mohr é o “polo”. Este ponto é obtido ao se traçar uma reta paralela a um plano α , a partir do ponto, no círculo, que define as tensões atuantes neste plano. A partir deste ponto, é possível determinar as tensões atuantes em qualquer plano, em função da sua inclinação.

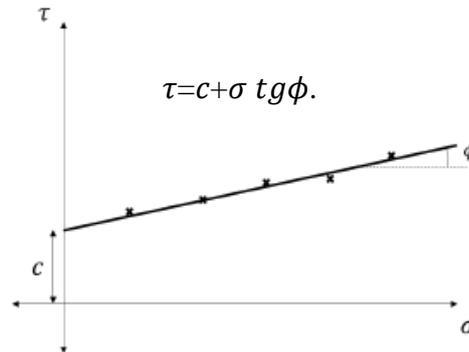
A envoltória de resistência dos solos pode ser obtida por ensaios de cisalhamento direto. Neste ensaio, o solo é colocado em uma caixa bipartida e submetido a uma força vertical (N). Uma força horizontal (T) é aplicada à parte superior da caixa, com o intuito de provocar seu deslizamento e o cisalhamento do solo. Este ensaio permite identificar as tensões normal e cisalhante que levam o solo à ruptura, através da divisão das forças N e T pela área da seção transversal do corpo de prova.

Cada ensaio de cisalhamento direto corresponde a um ponto $(\sigma; \tau)$ da envoltória de resistência do solo. Para obter esta reta, é necessária a realização de uma série destes ensaios em um mesmo solo, com diferentes esforços normais.

O Critério de Mohr-Coulomb relaciona esta reta aos parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo. O ponto no qual a reta intercepta o eixo das tensões cisalhantes corresponde à coesão do solo. O ângulo de atrito é igual à inclinação da reta em relação ao eixo horizontal (Figura 12).

O ensaio de cisalhamento direto é simples, mas não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo. Além disso, o controle das condições de drenagem é difícil, o que impede a obtenção das poropressões. Por estas restrições, o ensaio de compressão triaxial é considerado mais vantajoso.

Figura 12 Traçado da reta de Mohr-Coulomb com resultados de cisalhamentos diretos



Fonte: Souza (2017)

O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um carregamento axial em um corpo de prova submetido a um estado hidrostático de tensões. O corpo de prova cilíndrico é envolto por uma membrana de borracha e colocado em uma câmara. Esta câmara é, então, cheia de água, sob pressão controlável, denominada pressão confinante (σ_3). Esta pressão atua em todos os lados do corpo de prova, inclusive na direção vertical. O carregamento axial é aplicado a um pistão que fica em contato com a amostra e possibilita a medida de sua deformação.

Em função das condições de drenagem da amostra, os ensaios triaxiais podem ser:

- Consolidado Drenado (CD): permite a dissipação das poro-pressões (drenagem) em todas as fases do ensaio (adensamento e cisalhamento);
- Consolidado Não Drenado (CU): permite a dissipação das poro-pressões durante a aplicação da tensão confinante (adensamento). Entretanto, não permite a drenagem na fase de cisalhamento;
- Não Consolidado Não Drenado (UU): não permite a dissipação das poro-pressões em nenhuma das fases.

Os planos horizontais e verticais, formados pelas faces da amostra são os planos principais, uma vez que não estão submetidos a tensões cisalhantes. O plano vertical seria o plano principal

menor, no qual atua a tensão confinante (σ_3). O plano horizontal seria o plano principal maior e a tensão devida ao carregamento é σ_1 .

Para a determinação da envoltória de resistência com ensaios triaxiais, são realizados diferentes ensaios, com diferentes valores de σ_3 . Os valores de σ_1 são aumentados progressivamente, até a ruptura do corpo de prova. Cada círculo representa um estado de tensões na ruptura. A envoltória de resistência é obtida pela aproximação de uma reta que tangencie os círculos obtidos pelos diversos ensaios realizados.

O módulo de elasticidade ou de deformabilidade (E) dos solos. Consiste em um parâmetro mecânico que quantifica a rigidez do solo. Este módulo é obtido pelo quociente entre a variação de tensão ($\Delta\sigma$) e a deformação sofrida pelo solo ($\Delta\varepsilon$).

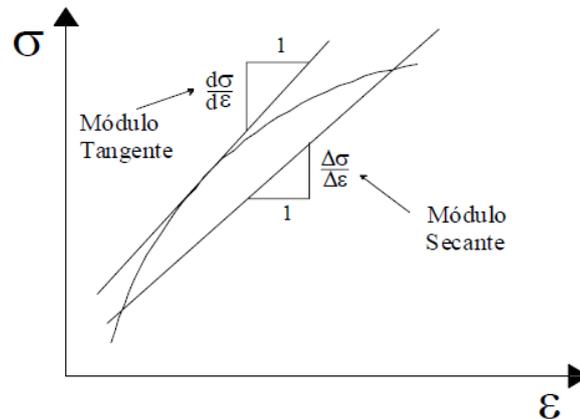
Este parâmetro é dependente da tensão confinante e representa a tangente da curva tensão-deformação dos solos. Pode ser constante ou variável para o domínio de tensões do problema, de acordo com o modelo constitutivo adotado.

Segundo Lambe e Whitman (1970) o módulo de deformabilidade não é uma constante de um solo, pois descreve aproximadamente o comportamento de um solo para uma combinação particular de tensões. Para outra série de tensões se aplica valor diferente de tal grandeza.

Ao falar de módulo de deformabilidade deve-se definir o que se entende por tal. Os termos módulo tangente e módulo secante são usados frequentemente. O módulo tangente é a inclinação de uma reta traçada tangente a curva tensão-deformação em um ponto particular (Figura 13), que varia de acordo com o ponto escolhido. O módulo tangente na origem da curva é chamado de módulo tangente inicial. O módulo secante é a inclinação de uma reta que une dois pontos diferentes da curva. O módulo secante varia de acordo com a localização dos pontos escolhidos. Quando ambos os pontos coincidem o módulo secante será igual ao módulo tangente.

A deformabilidade é reconhecida como um dos parâmetros mais importantes que governa o comportamento dos enrocamentos e está diretamente relacionada à resistência dos materiais. De maneira bem simples, quanto maior a resistência de um material, menos deformável ele deveria ser. No entanto, no caso dos solos e dos enrocamentos este conceito não deve ser aplicado, pois há muitos fatores intervenientes no comportamento de deformação desses materiais, como o arranjo das partículas e sua composição mineralógica.

Figura 13 Determinação dos módulos tangente e secante.



Fonte: Almeida (2010)

A deformação pode ser expressa por deslocamento relativo, sendo uma propriedade que tem o material de alterar sua forma em resposta à ação de cargas. A quantidade de deformação causada dependerá da composição do material, índice de vazios, maneira como a tensão é aplicada, dentre outros.

Segundo estes autores, a série de partículas, poderia ser estável sob as forças aplicadas se as partículas fossem rígidas e se não deslizassem relativamente umas às outras. Como as partículas normalmente não são rígidas, a deformação causará pequeno movimento, levando à ruptura da série potencialmente instável. Enquanto os movimentos relativos entre partículas causam as maiores deformações geralmente encontradas nos solos, estes movimentos geralmente não seriam possíveis se não houvesse distorção das partículas.

Os parâmetros de compressibilidade dos solos são obtidos a partir de ensaios de laboratório. A Tabela 6 mostra os principais ensaios e os módulos de deformabilidade obtidos em cada ensaio, segundo Cruz (1996).

Uma das primeiras e bem-sucedidas medições de tensões, diretamente no interior do filtro vertical de uma barragem de terra, foi realizada pela Cesp na barragem de Taquaruçu, conforme reportado por Nakao e Abreu (1986). A barragem foi instrumentada com células de pressão total instaladas no filtro vertical e no aterro compactado. Os módulos de deformabilidade foram obtidos de ensaios de compressão triaxial do tipo não adensado e não drenado e ensaios “in situ” conforme reportado por Pires et al (1990) para o maciço da barragem de Taquaruçu.

Tabela 6 Módulos de deformabilidade obtidos a partir de ensaios laboratoriais

Tipo de Ensaio	Módulo de Deformabilidade	Varição Volumétrica
Compressão Uniaxial	$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\sigma_z}{E} (1 - 2\mu)$
Compressão Isotrópica	$E = \frac{\sigma_z}{3\varepsilon_x}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{3\sigma_0}{E} (1 - 2\mu)$
Compressão Confinada Oedométrica	$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\sigma_z [(1 + \mu)(1 - 2\mu)]}{E(1 - \mu)}$
Compressão Triaxial	$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1}{E} [(1 - 2\mu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)]$

Fonte: Cruz (1996)

Geralmente, no núcleo da barragem as tensões verticais estão aliviadas e a concentração de tensões nas zonas de transição é marcante (Maranha das Neves, 1991).

Segundo Penman (1982; citado em Basso, 2007), as deformações em maciços de enrocamento ocorrem essencialmente devido a dois mecanismos: quebra dos contatos entre os blocos e até mesmo a quebra do próprio bloco e rearranjo e reorientação dos blocos no interior do maciço.

Esta constatação é reafirmada por Cruz et al. (2009), que diz: “Nos enrocamentos, como estão normalmente sujeitos a elevados níveis de tensão, ocorre basicamente a quebra de blocos, ao passo que a dilatação é mais frequente para baixos níveis de tensão.

Segundo Basso (2007) a reação do material às deformações depende, sobretudo, do imbricamento que as partículas exercem sobre si e do estado de tensão. O imbricamento das partículas depende, por sua vez, da densidade do material. Segundo este autor, em ensaios de deformações distorcionais verifica-se que, em amostras submetidas a baixas tensões de confinamento, acentuam-se as dilatações positivas devido ao movimento relativo entre os blocos. Para elevadas tensões de confinamento, verifica-se uma considerável quebra dos blocos, uma vez que as deformações volumétricas são normalmente de compressão.

2.3.2 Recalques

À medida que se constrói uma barragem de terra e enrocamento os recalques vão se desenvolvendo, recalque da fundação, recalque do maciço e recalques diferenciais entre as seções transversais da barragem. Tais recalques podem ocasionar problemas, assim devem ser previstos na fase de projeto e minimizados de acordo com a característica do aterro e dos procedimentos construtivos para que seus efeitos não comprometam o comportamento da barragem e nem sua segurança.

Os deslocamentos verticais ocorrem normalmente como consequência de compressões volumétricas, que vem geralmente assegurar uma melhoria das condições de estabilidade dos taludes de uma barragem. Os problemas causados pelos recalques estão geralmente associados ao aparecimento de trincas em regiões de recalques diferenciais acentuados, em obreiras rochosas íngremes e irregulares, vizinhança de estruturas de concreto e em zonas de transição. São ainda de grande interesse para o nosso meio geotécnico, os recalques ocorridos em fundações assentes sobre solos porosos, durante a fase do primeiro enchimento do reservatório.

Os recalques da fundação e do aterro compactado terão seu reflexo na sobre elevação da crista da barragem, enquanto os recalques diferenciais poderão implicar trincas pelo corpo da barragem. Em vales estreitos trincas poderão se desenvolver devido à tendência do núcleo arquear entre as duas paredes do cânion de acordo com Silveira (2006).

Assim, as medições de recalque em barragens de terra e enrocamento devem ser incluídas no plano de instrumentação, com enfoque no período construtivo para supervisionar as condições de segurança. Na Tabela 7, são reportados dados de recalques medidos e previstos nas fundações de barragens de terra e enrocamento em solos tropicais e saprolíticos durante a construção (Silveira, 1983). Na maioria dos casos os recalques previstos foram maiores que os observados e grande parte dos deslocamentos verticais acontece durante a construção, assim mais de 80% dos recalques acontecem antes do início da operação da barragem. Exceto as barragens de Água Vermelha e Xavantes que apresentaram mínimo de 73% e 71% de recalque, respectivamente.

Esse acervo de dados “de campo” resumido na Tabela 7 permite uma previsão preliminar dos recalques verticais esperados em barragens de terra, ou em núcleos de barragens de enrocamento. Segundo Cruz (1996) os recalques de fundações de barragens calculados pela clássica teoria do adensamento são muito superiores (de duas a seis vezes maiores) aos recalques efetivamente observados nas barragens (por exemplo, Ilha Solteira e Itumbiara). Dessa forma só devem ser considerados como indicativos de tendências de deslocamento. Concluindo que cálculos por métodos numéricos podem ser mais precisos, dependendo dos parâmetros de entrada e da qualidade da informação disponível.

De acordo com a literatura sabe-se que o máximo deslocamento ocorre próximo à meia altura da barragem, devido a uma combinação favorável entre a camada subjacente e a pressão devida ao aterro sobrejacente. As camadas inferiores são de menor espessura e recalcam menos embora

sujeitas a elevadas pressões verticais. Já no trecho superior as pressões são pequenas, apesar da grande espessura acumulada, e os recalques são também menores.

Tabela 7 Recalques observados e previstos em barragens.

Barragem	Tipo de Solo	Índices Físicos		Compactação		Recalque (cm)			Recalque durante a construção (%)
		LL (%)	IP (%)	$\gamma_{S_{m\acute{a}x}}$ (g/cm ³)	$h_{\acute{o}t}$ (%)	Observado	(*) Previsto		
							ML	BI	
Ilha Solteira	Coluvionar (basaltos e arenitos)	44	17	1,68	21	61	95	105	95
						50	77	165	95
						33	58	71	100
						28	33	51	98
						5,5			73
Água Vermelha	Coluvionar (basaltos)	42	13	1,76	18	6,6	-		73
						49			83
						26			85
Itumbiara	Coluvionar (basaltos)	55	28	1,63	24	190			81
						58	28	1,59	27
Xavantes	Coluvionar	53	26	1,61	24	42			71
Euclides	Residuais	39	8	1,47--	11--	93			92
Jaareí	Coluvionar	67	32	1,47	27,6	40		86	96
Paraibuna	Coluvionar e residual (biotita)	47	NP	1,65	17,5	80	98		93
						55	60		
Paraitinga	Coluvionar e residual (biotitagnaisse)	70	33	1,53	27,3	35	105		94
						100	128		
						132	75		

Fonte: Adaptado de Silveira (1983)

(*) - Previsão realizada com amostras moldadas em laboratório (ML) e com amostras de blocos indeformados (BI).

A Tabela 8 apresenta dados de recalque e de módulo de deformabilidade de solos, obtidos de medidas de diversas barragens. Para cada caso e para várias pressões são apresentadas três grandezas:

- Recalque percentual relativo a altura de camada $\frac{\Delta H}{H}$
- Recalque Específico $\left(\frac{\frac{\Delta H}{H} * 1}{\Delta \sigma}\right) \left(\frac{\frac{cm}{m}}{\frac{Kg}{cm^2}}\right)$
- Módulo de deformabilidade - E (kg/cm²).

As Figuras 14 a 17 ilustram os efeitos do enchimento do reservatório sobre os maciços de terraplenamento das estruturas de transição de uma barragem. Verifica-se, pois, que a carga do reservatório sobre a fundação e a compressão do enrocamento de montante como consequência de sua saturação, tendem a provocar deslocamentos do maciço argiloso para montante. As atenções devem realmente se concentrar sobre os efeitos dos recalques do enrocamento de

montante, uma vez que o efeito da carga d'água sobre a fundação é geralmente pouco sensível, e afetaria, em termos de deslocamento, o maciço argiloso

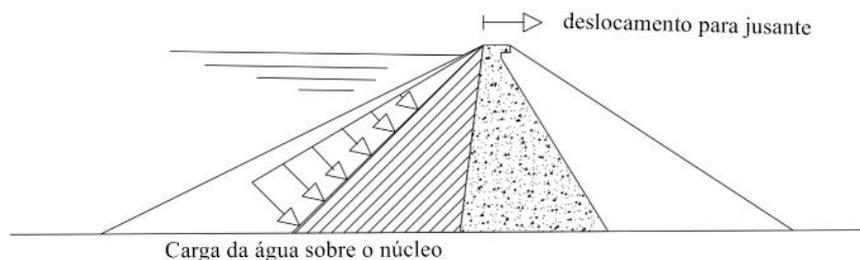
Tabela 8 dados de recalque e de módulo de deformabilidade de solos, obtidos de medidas de diversas barragens

Barragem	Material	Grandeza	Pressão vertical (kg/cm ²)				
			1	2	4	6	10
Capivara H=60m	Solo Residual de basalto	1	0	0,08	0,4	0,8	2
		2	0	0,04	0,1	0,13	0,2
	compactado $\Delta h(*)$ < 0 "seco"	3		2500	1000	500	200
Capivara H = 60m	Solo Residual de basalto	1	0	0,38	0,9	1,3	2,1
		2	0	0,19	0,225	0,21	0,21
	compactado úmido $\Delta h(*)$ > 0	3		526	444	461	461
Salto Osório H = 65 m	Solo Residual de basalto	1	0	0,2	1,2	1,6	
		2	0	0,3	0,3	0,266	
	compactado úmido $\Delta h(*)$ > 0	3		333	333	375	
Paço Real H = 58 m	Solo Residual de basalto	1				1,8	2,0--4,0
		2				0,3	0,2--0,4
	compactado úmido $\Delta h(*)$ > 0	3				333	500--250
Pedra do Cavalo H = 140 m	Solo Compactado	1	0,05	0,2	0,7	1,6	
		2	0,5	0,1	0,175	0,266	
		3	2000	1000	571	375	

Fonte: Cruz (1996)

Durante a fase de enchimento do reservatório, considera-se que a permeabilidade do núcleo é muito pequena em relação à permeabilidade do material do espaldar de montante, de tal modo que pode-se assumir a ocorrência instantânea de uma pressão hidrostática na face de montante do núcleo, como ilustrado na Figura 14. Esta pressão hidrostática produzirá deslocamentos direcionados para jusante, chegando a ser apreciáveis na fase final do enchimento, com a inversão da rotação inicial da barragem de montante para jusante.

Figura 14 Carga hidrostática no núcleo

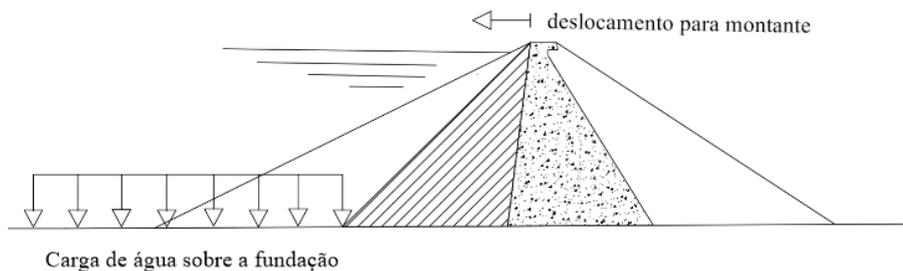


Fonte: Do Autor (2020)

A aplicação de pressões hidrostáticas na fundação à montante do núcleo central origina recalques e rotação da barragem para montante, enquanto que a ocorrência de subpressão na

base do núcleo central causa movimentos ascendentes e rotação da barragem para jusante. Na Figura 15 se ilustra a ocorrência destes efeitos. As fundações de barragens de terra ou enrocamento são geralmente constituídas por rochas ou solo, suficientemente rígidos e estão parcialmente saturados, de modo que as deformações que podem ocorrer devido à ação destes dois efeitos é de pouco interesse prático.

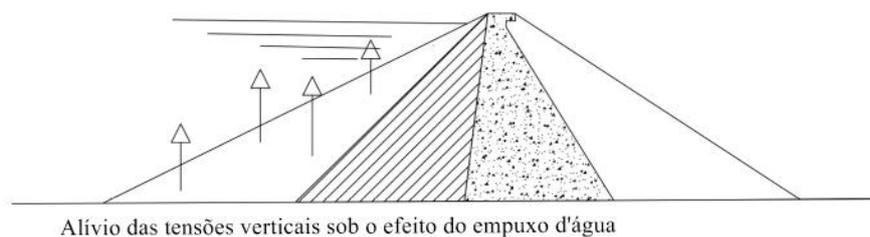
Figura 15 Carga hidrostática na fundação



Fonte: Do Autor (2020)

Estas pressões se originam devido à submersão do espaldar de montante de barragens zonadas (enrocamento ou solos granulares) e tendem a causar deslocamentos verticais ascendentes, bem como rotações na barragem na direção de jusante, devido ao conhecido fenômeno do empuxo de Arquimedes (empuxo hidrostático). A Figura 16 é ilustrativa desta situação.

Figura 16 Subpressão na região de montante

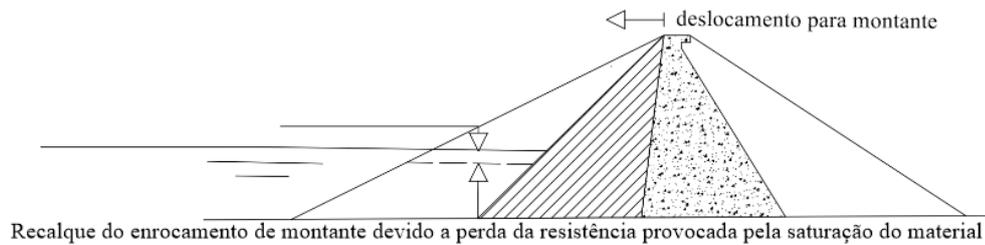


Fonte: Do Autor (2020)

Este fenômeno geralmente ocorre em solos siltosos, porém também pode acontecer no caso de pedregulhos e enrocamentos devido à redução da resistência dos materiais causada pelo umedecimento das superfícies de contato. Em uma barragem de terra ou enrocamento, o colapso ocorre devido à saturação dos materiais do espaldar de montante na etapa do primeiro

enchimento, provocando recalques bem como rotações na barragem na direção de montante (Figura 17). O fenômeno de colapso devido à saturação foi constatado em diversas barragens de terra e enrocamento.

Figura 17 Colapso devido molhagem material de montante



Fonte: Do Autor (2020)

Vários autores (Nobari e Duncan, 1972; Veiga Pinto, 1983) verificaram a ocorrência de importantes recalques devidos ao colapso em ensaios triaxiais e edométricos considerando materiais inicialmente secos (pedregulho e enrocamento) e em seguida saturados a determinados níveis de tensão. Logo, faz-se necessário que os procedimentos de cálculo numérico ou analíticos incluam também em determinados casos a previsão de recalque por colapso devido à saturação. Nobari e Duncan (1972) apresentaram modelos simplificados para simular aproximadamente este fenômeno.

Enquanto que as deformações verticais ocorrem devido as deformações volumétricas, as deformações horizontais se desenvolvem principalmente devido as deformações cisalhantes. Desta forma a medição das deformações horizontais oferece normalmente um ótimo método para o controle das condições de estabilidade, pois um aumento das deformações cisalhantes indica normalmente uma redução na estabilidade (SILVEIRA, 1983).

2.3.3 Finalidades da modelagem numérica com o Sigma/W

Os três principais objetivos que devem ser almejados ao usar a modelagem numérica são a realização de previsões dos valores de campo quantitativamente, a comparação de alternativas e o entendimento do processo, entreando inclusive a percepção dos parâmetros mais influentes isso de acordo com o manual Sigma 2012.

A previsão quantitativa é um objetivo primário da maioria dos engenheiros ao usar a modelagem. Entretanto, é importante observar que a qualidade destas previsões está intimamente ligada à boa aferição dos parâmetros do modelo, os quais representam as propriedades dos materiais.

A comparação de alternativas é outro importante objetivo das modelagens numéricas, pois a facilidade de se programar diferentes configurações de um problema propicia um entendimento global, bem como das diversas variáveis envolvidas, permitindo a adoção de novas soluções.

Segundo Parra (1985), a análise pode ser dirigida no sentido de estudar, por exemplo, a posição ideal do núcleo de uma barragem, a inclinação necessária do talude de corte para conformação da topografia de fundação, local de instalação dos instrumentos, critério de remoção dos materiais compressíveis, ... etc.

Outro exemplo deste objetivo é a influência do posicionamento do núcleo de uma barragem de terra e ou enrocamento no efeito do arqueamento. O arqueamento é um fenômeno originário da mudança entre os módulos de deformabilidade de materiais adjacentes, geralmente entre o filtro e o núcleo. Ocorrem deformações diferenciais que causam transferência de cargas, o núcleo tende a inclinar-se nas interfaces e como consequência as pressões são reduzidas no núcleo e concentradas nas interfaces e espaldares. Orgler (1983) “quantificou” o arqueamento, de forma que, para núcleos inclinados, esse fenômeno ocorria em menor escala, ao passo que maiores intensidades do arqueamento eram observadas na maioria dos núcleos verticais.

O terceiro objetivo é o conhecimento do problema como um processo e conseqüentemente determinação dos parâmetros governantes do mesmo. Uma vez que os pontos principais de um processo estão identificados, a possibilidade de refino, ou melhor, adequação às necessidades reais se torna mais fácil e segura.

De acordo com Aires (2006) existem duas qualidades a serem abordadas para se obter uma modelagem correta, são elas: (a) Estimar os resultados finais, mesmo que qualitativamente, (b) Buscar a simplificação da geometria do problema, pois se deve ter em mente que é um modelo, não as condições reais. Desta forma, ao estudar o comportamento tensão deformação para Barragem de Irapé através de modelagem numérica, o autor adotou algumas simplificações, a saber: o sistema de drenagem interna englobou o filtro e as camadas de transição sendo considerado um mesmo material; incorporou a ensecadeira de montante ao modelo por ser uma estrutura de porte considerável com aproximadamente sessenta metros de altura.

Musman (2002) ao representar a barragem UHE Nova Ponte fez algumas adaptações considerando a barragem formada por apenas três diferentes tipos de material, dois tipos de cascalho de jazidas diferentes e um enrocamento de basalto, e desconsiderou o filtro vertical de areia. Assim, é importante que o usuário tenha o conhecimento e o entendimento prévio da natureza do problema para conseqüentemente saber o que esperar como resultados.

Krahn (2003) transcreve-se o processo de modelagem como uma jornada de descoberta, um modo de aprender algo novo sobre um comportamento complexo do nosso mundo físico. É um processo que pode ajudar no nosso entendimento de processos físicos altamente complexos, de forma que exerçamos o nosso julgamento de engenharia com confiança crescente.

Segundo Almeida (2010), para uma boa precisão dos resultados a simulação da construção de aterro de barragens deve ser feita com camadas sucessivas e não adotando critério de construção instantânea e para esse fim o número de camadas não deve ser inferior a 10.

Aires (2006) utilizou trinta e oito camadas definidas de acordo com o cronograma da obra para permitir uma simulação da construção mais próxima do real. Isso possibilitou a obtenção de valores de tensão e de deformação durante as diversas fases de construção do empreendimento, permitindo um grande número de comparações com os dados fornecidos pela instrumentação.

é a massa de solo em uma amostra dividida pelo volume de solo na amostra.

O SIGMA/W é um programa computacional de elementos finitos produzido para ser usado em análises tensões-deformações, principalmente em estruturas de solo. Com esse programa é possível fazer análises simples e bastante complexas, ou seja, desde uma análise elástica linear a análises elasto-plásticas não lineares em termos de tensões efetivas e, também, análises com variação da poropressão (adensamento acoplado).

Pode-se também, realizar análises drenadas ou não drenadas, simular escavações ou construção de aterros, com a remoção ou lançamento de camadas de material em etapas sucessivas, simétricas ou não. É possível simular diferentes condições de contorno, incluindo a prescrição de deslocamentos, cargas concentradas, pressões e reações de mola nos pontos nodais.

Este programa é baseado na teoria das pequenas deformações, sendo aplicável para análises bidimensionais, considerando a hipótese de estado plano de deformação, ou para análise de problemas axissimétricos.

O SIGMA/W possui uma variedade de modelos constitutivos que relacionam a tensão com a deformação, indo desde o modelo linear elástico até modelos elastoplásticos não lineares, está

formulado para trabalhar com sete tipos de modelos constitutivos do solo: Elástico linear; Elástico anisotrópico; Hiperbólico; Elástico perfeitamente plástico; Cam-Clay; Cam-Clay modificado; O sistema permite adicionar um novo modelo constitutivo pelo usuário por meio de algoritmos. As cargas podem ser aplicadas ou removidas em diferentes estágios de análise. Pode também calcular as mudanças na pressão neutra originada pela mudança no estado das tensões efetivas. A aplicação mais comum deste programa consiste no cálculo de deformações originadas pela construção de obras no solo como fundações, aterros, escavações e túneis, podendo também resolver problemas de interação solo-estrutura incluindo elementos estruturais em análises de tensão bidimensionais planas. Estes elementos estruturais são particularmente úteis ao analisar casos como paredes de estaca-prancha.

Os elementos finitos da malha podem ser adicionados ou removidos da mesma para simular o preenchimento de solo em determinado local ou sua escavação. O programa SIGMA/W oferece a possibilidade de identificar ou não os elementos finitos em vários estágios através do tempo.

2.3.4 Modelos constitutivos

Modelos constitutivos são formulações matemáticas que objetivam modelar o comportamento reológico dos materiais. A precisão com que determinado modelo constitutivo se assemelha ao comportamento do material depende do número de parâmetros que se introduz na sua equação constitutiva, buscando-se um equilíbrio entre o número de parâmetros e a precisão desejada.

Um modelo constitutivo permite relacionar as tensões com as deformações unitárias produzidas no interior do material em função de um número determinado de parâmetros que dependem das propriedades mecânicas do solo. Para que o modelo seja realmente útil, deve ser completo (determinar o comportamento do material para todo tipo de carregamento), possuir parâmetros identificáveis (mediante um número reduzido de ensaios simples) e ser capaz de interpretar fisicamente a resposta do material (frente a qualquer mudança de tensões ou deformações).

Naylor (1991) explicitou o que uma lei constitutiva de material de aterro deve incorporar:

- Aumento da rigidez volumétrica, com o aumento da tensão média.
- Redução da rigidez no cisalhamento devido ao aumento de tensão desviadora.
- Adoção de um critério de ruptura tipo Mohr-Coulomb ou similar.
- Adoção de uma maior rigidez no descarregamento.

-
- Adoção de uma maior rigidez a baixos níveis de tensão e de recarga, seguida da descarga.
 - Dilatância, ou seja, a tendência de um solo rígido, bem como um aterro compactado, aumentar o seu volume durante o cisalhamento.
 - Recalque por colapso, ou seja, a redução do volume de um material não saturado, no processo de saturação.

De acordo com Naylor (1991), sempre que esses aspectos do comportamento dos materiais não forem considerados, podem-se atingir análises irreais.

Cruz (1996) menciona a existência de três métodos para estudos e análises de problemas tensões-deformações em barragens: (a) Métodos que adotam o modelo de elasticidade linear; (b) Métodos que adotam o modelo de elasticidade variável; e (c) Métodos que adotam modelos elasto-plásticos.

Os materiais do tipo elástico linear possuem módulo de elasticidade constante, independentemente do nível de tensões ao qual está sendo submetido. Esses tipos de material são governados pela lei de Hooke.

As curvas tensão-deformação de qualquer tipo de solo dependem de vários fatores incluindo densidade, teor de umidade, estrutura, condições de drenagem, tipo de deformação (como a deformação plana, ou triaxial), duração do carregamento, histórico de tensões, tensão de confinamento e tensões cisalhantes (DUNCAN; CHANG, 1970).

O modelo hiperbólico considera que o solo é um material elástico, e o comportamento desse, depende do nível de tensão confinante e da tensão desviadora ao qual o solo está submetido. Entretanto, mesmo que esse modelo não leve em consideração, na sua formulação todos os fatores acima descritos, esse apresenta uma boa correlação entre as curvas tensão-deformação obtidas através de ensaios de laboratório e as curvas obtidas através do modelo.

As limitações dos modelos elásticos, hiperelásticos e hipoeásticos em relação à sua capacidade para representar consistentemente os processos de escoamento e os estados de descarregamento/recarregamento, contribuíram no interesse pela pesquisa e formulação de modelos constitutivos mais versáteis, realistas e abrangentes. A teoria da plasticidade foi o alicerce para o desenvolvimento destes modelos, inicialmente voltados para o comportamento de metais e posteriormente estendidos para materiais com atrito interno, como o caso de materiais geológicos, mais especificamente, solos.

A principal diferença entre os modelos de elasticidade variável e elasto-plásticos é que neste se sabe, a cada instante de aplicação de cargas quais as deformações plásticas, ao contrário daqueles, em que as deformações não recuperáveis somente serão conhecidas quando do alívio de cargas. Além disso, os modelos elasto-plásticos simulam bem o aumento de rigidez durante o descarregamento, reproduzem diferentes trajetórias de tensões, e absorvem as deformações plásticas a que o material foi submetido.

De acordo com Cruz (1996), qualquer um desses métodos conduz a resultados satisfatórios, no caso de tensões crescentes (carregamento), mas perdem precisão quando as solicitações envolvem carregamentos e descarregamentos de tensões. No entanto problemas do tipo colapso, expansão e liquefação requerem uma modelagem especial para a simulação desses fenômenos.

Assim, para os resultados serem satisfatórios é fundamental que a modelagem e os respectivos parâmetros sejam representativos do material e comportamento nas condições de campo.

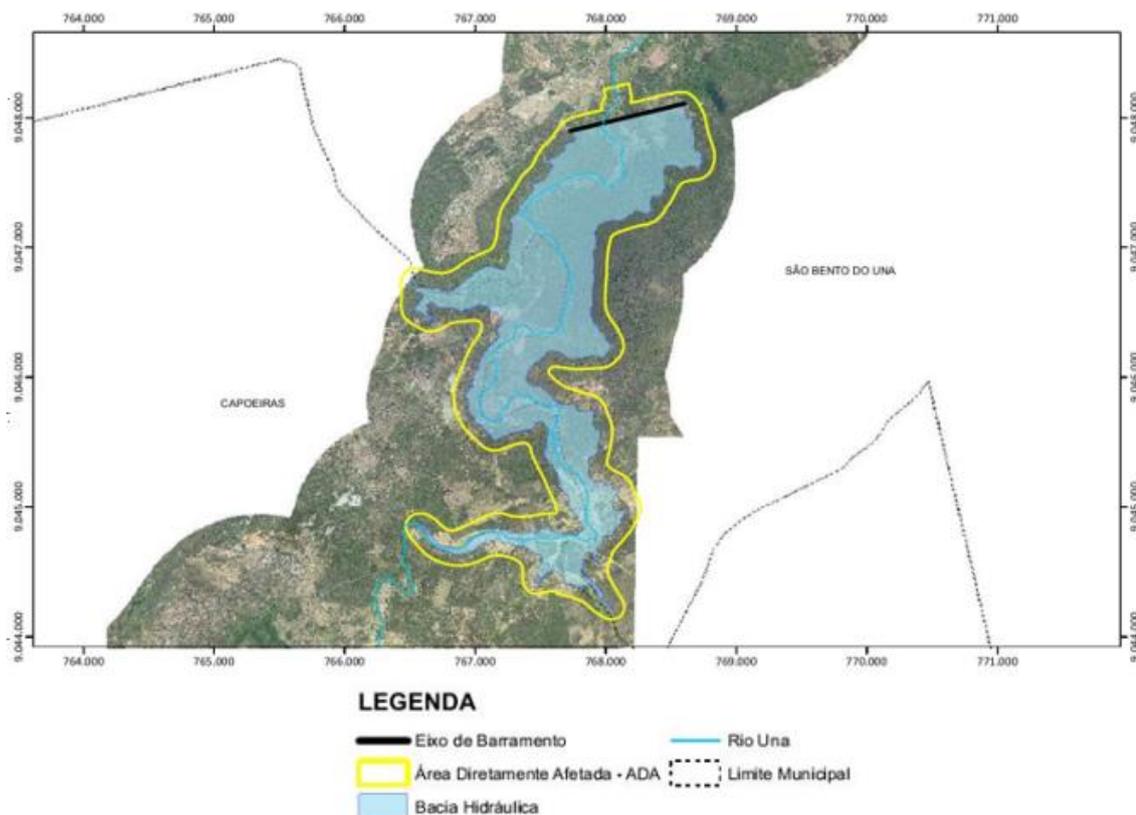
3 ASPECTOS GERAIS DO PROJETO DA BARRAGEM

Neste capítulo são apresentados os aspectos gerais do projeto da barragem São Bento do Una, com completa caracterização da área estudada e do programa dos serviços geológico-geotécnicos, finalizando com o arranjo da barragem zoneada de enrocamento. Todos os dados deste capítulo foram obtidos do Relatório Técnico Preliminar e do Projeto Básico.

3.1 Caracterização da área da barragem

De acordo com o ITEP (2015), a área onde será construída essa barragem possui características físico-naturais e antrópicas, que são: regime hidrológico deficiente, insuficiência de água para atividades da cadeia produtiva local, regime climático seco e limitações ao crescimento socioeconômico da área. Estas características influenciam a ocorrência dessa região ser uma zona que predomina a caatinga, como também influenciam para que o uso das terras seja voltado para a pecuária de corte e leite e criação de aves. A Figura 18 apresenta a área que será alagada com a construção da barragem.

Figura 18 Área a ser alagada pela Barragem São Bento do Una



Fonte: ITEP (2015)

Diante da proposta de prestar serviços de abastecimento de água de forma sustentável, a Secretaria de Infraestrutura – SEINFRA, juntamente com a COMPESA têm sofrido com problemas de escassez de água para atendimento em várias regiões do Estado, seja devido à falta de chuvas associadas às altas taxas de evapotranspiração, característica da região do Agreste de Pernambuco, seja pela dificuldade de investimentos na infraestrutura necessária à ampliação dos sistemas para atendimento da população.

Com a busca da universalização dos serviços de abastecimento de água, a SEINFRA investe no projeto para implantação da Barragem São Bento do Una, localizada no município de São Bento do Una/PE, com o objetivo de possibilitar o atendimento à demanda de água do mesmo. A água desta barragem tem como principal finalidade abastecer o município de São Bento do Una, tanto para regularização de abastecimento humano, como para auxílio do polo avícola, dado que se trata de um dos polos mais ativos da região do Nordeste, no momento extremamente prejudicado pela falta de água. Posteriormente, com a implantação da adutora do agreste, a oferta hídrica desse manancial poderá ser inteiramente demandada por outras atividades consuntivas, excetuando-se o abastecimento de água.

3.2 Localização da barragem

A área do projeto está situada no Município de São Bento do Una, localizado na região do Agreste, na Microrregião Vale do Ipojuca e na Região de Desenvolvimento Agreste Central do Estado de Pernambuco, limitando-se a norte com Belo Jardim, a sul com Jupi, a este com Garanhuns e a oeste com Alagoinha. A barragem São Bento do Una, a ser projetada sobre o rio Una, está localizada a cerca de 17 km a sudoeste da cidade de São Bento do Una

3.3 Características da área de inserção da barragem

O município de São Bento do Una ocupa uma área total de 726,96 km², representando 0,74% da área total de Pernambuco, estando inserida na mesorregião do Agreste, na Microrregião Vale do Ipojuca e na região de desenvolvimento Agreste Central do Estado de Pernambuco, no entorno das coordenadas geográficas de latitude – 8°31'22" Sul e longitude – 36°26'40" Oeste, com altitude média de 650 metros.

Os principais acessos à região estão representados por rodovias federais e estaduais, que ligam o município à capital do estado, com rodovias pavimentadas e não pavimentadas. De São Bento do Una a Recife, o trajeto mais curto tem aproximadamente 204,8 km, seguindo pela PE-180 até a cidade de Belo Jardim, totalizando 20 km; e pela BR-232.

Apesar do eixo barrável estar situado no rio Una, a região em que o município de São Bento do Una está inserido corresponde à área de duas bacias hidrográficas: rio Ipojuca (10,8%) e Rio Una (89,2%).

3.4 Geologia local

O município de São Bento do Una tem seu território repartido entre as unidades geológicas de Terrenos de Domínio Externo e Ortognaisses Mesoproterozoicos. Encontra-se inserido, geologicamente, na Província Borborema, sendo constituído pelos litotipos da Suíte Serra de Taquaritinga dos complexos Cabrobó e Belém do São Francisco e da Suíte Intrusiva Leucocrática Peraluminosa.

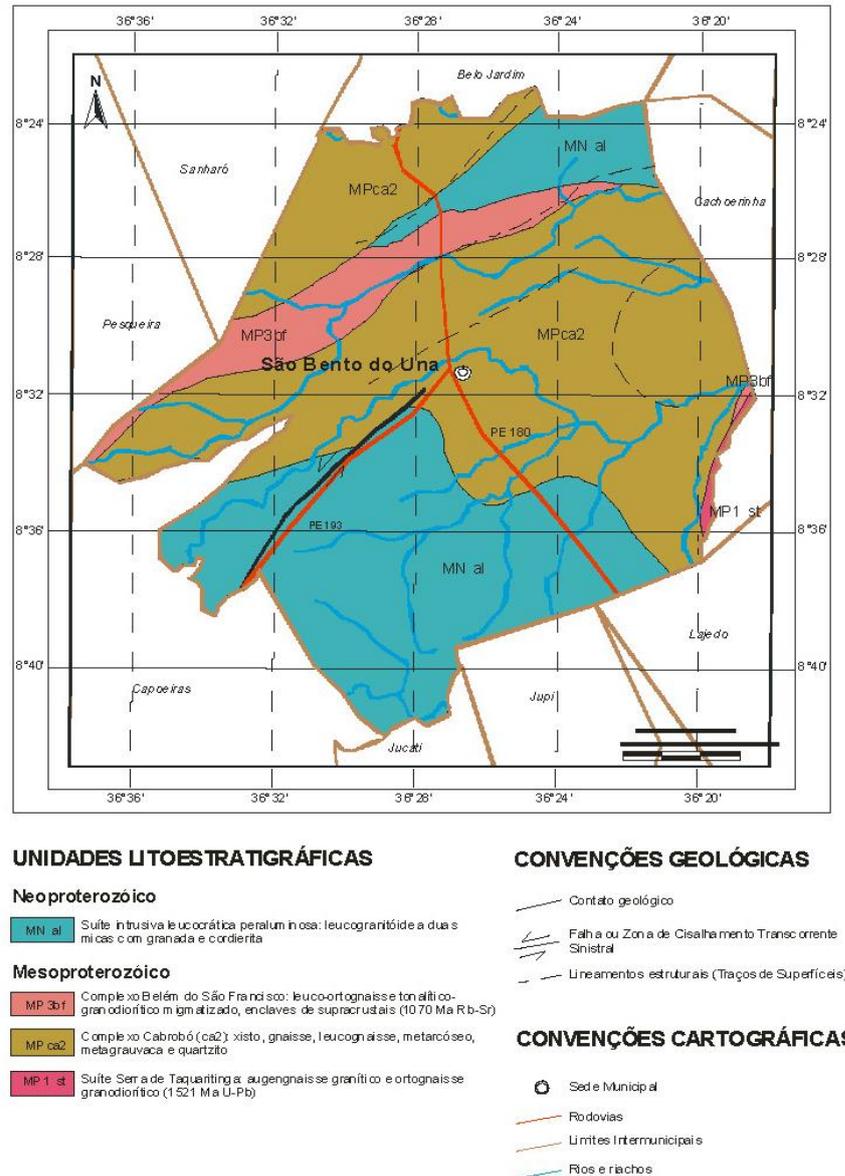
A Província Borborema está situada geograficamente no nordeste brasileiro compreendendo uma área de aproximadamente 450.000 km². Geologicamente, corresponde a porção oeste de uma extensa faixa orogênica Brasileira/Pan-Africana formada a partir da convergência dos crátons Amazônico, São Luís – Oeste Africano e São Francisco – Congo.

O Complexo Cabrobó é determinado por sequências metassedimentares: biotita gnaisses quartzo-feldspáticos (às vezes com granada), mica-xistos, muscovita gnaisses, metagrauvacas, paragnaisses (algumas vezes migmatitizados) e migmatitos. Apresentando também lentes de quartzitos, anfibolitos e mármore e meta-arcósios com níveis quartzíticos. Ocorrem em sequência metavulcano-sedimentar: paragnaisses com frequentes lentes de metamáficas /anfibolitos. As lentes de quartzito ocorrentes nesse Complexo representam uma sequência continental de metarcóseos/metaterígenos, denominadas Formação Garanhuns.

O Complexo de Belém de São Francisco é constituído por rochas compostas de uma associação granítico-migmatítica que apresenta biotita ortognaisses tonalíticos a granodioríticos, leucocráticos de cor cinza, migmatitizados e migmatitos com mesossoma quartzo diorítico/tonalítico a anfibólio e/ou biotita, além de porções anfibolíticas. Apresenta também ortognaisses metaluminosos a peraluminosos leucocráticos de granulação fina a grossa, exibindo-se em alguns casos migmatitizados, bem como, augen gnaisses metaluminosos. Além

disso, exibem-se neste Complexo, relíquias de rochas paraderivadas do Complexo Cabrobó, tais como: quartzitos, mármore e rochas cálcio-silicáticas. A Figura 19 apresenta o mapa geológico do município de São Bento do Una.

Figura 19. Mapa geológico do Município de São Bento do Una.



Fonte: Projeto Básico (2014)

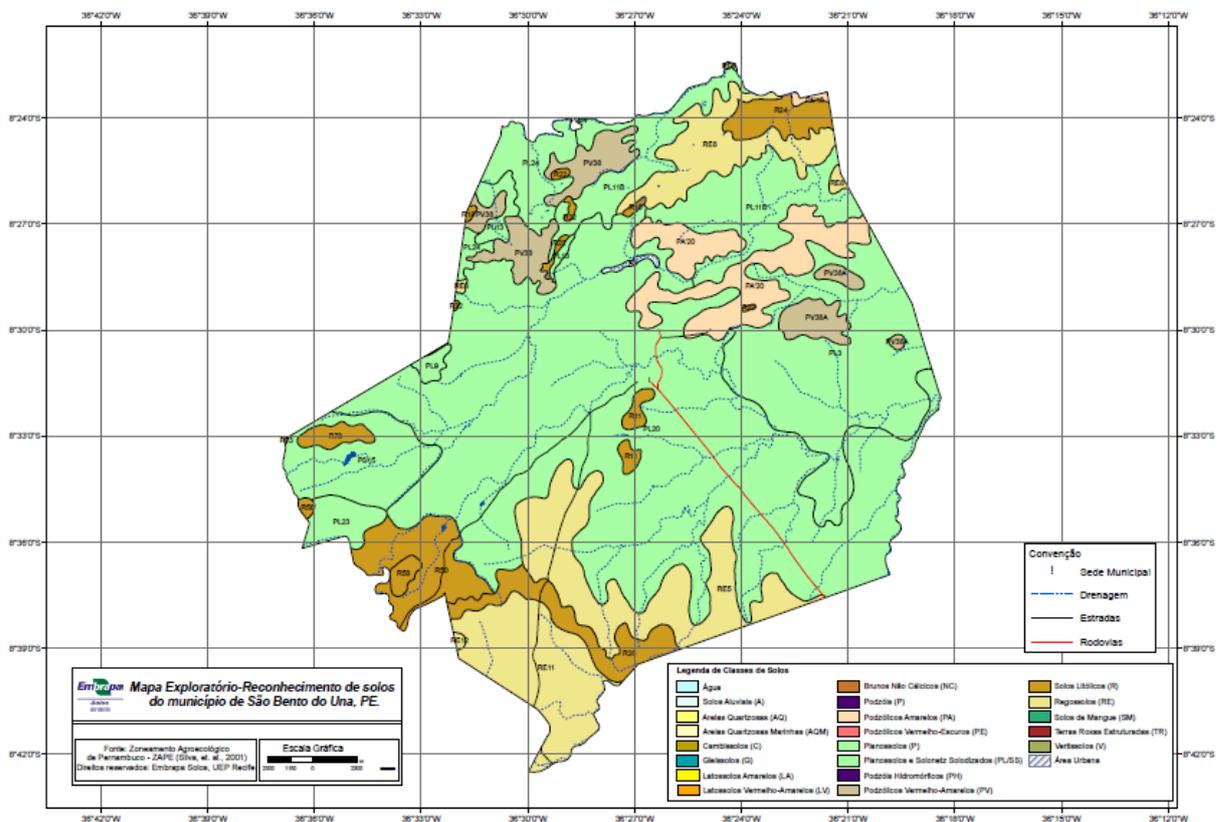
3.5 Pedologia do local

Os solos variam em função do relevo. Nas superfícies onduladas a suaves onduladas estão presentes planossolos de profundidades médias, fortemente drenados e cujo pH varia de ácidos a moderadamente ácidos, e podzólicos profundos de textura argilosa. Ambos possuem uma fertilidade natural média a alta. Nas elevações, predominam os solos litólicos de profundidade

rasa e textura argilosa e os regossolos, solos de profundidade média e textura arenosa. Nos vales dos rios e riachos, ocorrem os planossolos de profundidades médias, imperfeitamente drenados, textura média/argilosa, moderadamente ácidos, fertilidade natural alta e problema de sais (Embrapa, 2000). Como os solos são pouco desenvolvidos, apresentam reduzida capacidade de retenção hídrica, o que favorece a seca edáfica.

As classes pedológicas de solos predominantes presentes na área da quadrícula de São Bento do Una do estado de Pernambuco de acordo com o mapa de solos da Embrapa (2001) são: Podzólicos amarelo, Podzólico vermelho-amarelo, Planossolo, Solos Aluviais, Solos Litólico e Regossolo, cuja distribuição pode ser vista na Figura 20

Figura 20 Mapa Exploratório de solos do município de São Bento do Una - PE



Fonte: Zoneamento agroecológico de Pernambuco – ZAPE (Silva, et al. 2001)

As unidades de mapeamento pedológico da carta (mapa) selecionada são formadas por classes pedológicas de solo e são representadas por um símbolo que as interliga com as suas descrições na legenda geral do mapa. A classificação taxonômica adotada na carta é a do Sistema de Classificação de Solos da Embrapa (2006).

Silva et al. (2020) apresentou correlações determinadas entre as características geotécnicas das associações de classes pedológicas de solos com suas susceptibilidades ao colapso, expansão, erosão, dispersão e solo mole, além das prováveis ocorrências de material de empréstimo (jazidas) para construção dos elementos de barragens (tapete impermeável, cut-off, filtro drenante, poço de alívio, rreno de pé, rip-rap) no município de São Bento do Una, Pernambuco, Brasil, sendo utilizado um ambiente de Sistema de Informações Geográficas (SIG) para uma melhor visualização dessas relações. Os mapeamentos auxiliaram na localização de áreas com potencial de jazidas de materiais para o uso em aplicações na engenharia, e permite identificar a susceptibilidade dos solos Problemáticos para uso na Engenharia Civil. Estas verificações possibilitam eficiência e economia de materiais, assim como segurança da obra.

3.6 Local do eixo barrável

O eixo barrável São Bento do Una está localizado a cerca de 17 km a sudoeste da cidade de São Bento do Una, cujas coordenadas em relação ao sistema de referência cartográfica SIRGAS 2000 UTM 24S são 9.047.889,721 N e 767.689,900 E, para a ombreira esquerda e 9.048.114,744 N e 768.623,155 E, para a ombreira direita.

O boqueirão permite a construção de uma barragem com altura de barramento estimada em 35 metros, correspondendo a esta altura uma cota de coroamento de 691 metros e uma extensão de 980 metros. Foi observado que a barragem tem uma acumulação máxima de $26 \times 10^6 \text{ m}^3$ na cota de 690 metros e $17,77 \times 10^6 \text{ m}^3$ na cota de 686 metros, ou seja, na cota usual da barragem.

Em toda a área são comuns os afloramentos da rocha na superfície, com mais frequência nas proximidades ao vale do rio. As ombreiras do eixo apresentam essencialmente solo de alteração de rocha e afloramento de rocha sã. O terreno apresenta uma geologia uniforme, quando comparando os locais dos dois eixos, existindo apenas uma ligeira diferença na espessura do material aluvionar, que se apresenta um pouco superior no local do novo eixo.

3.7 Arranjo da barragem do rio Una

A barragem do Rio Una foi concebida por um maciço zoneado de enrocamento, definido este arranjo do maciço em função das disponibilidades dos materiais naturais no sítio da barragem

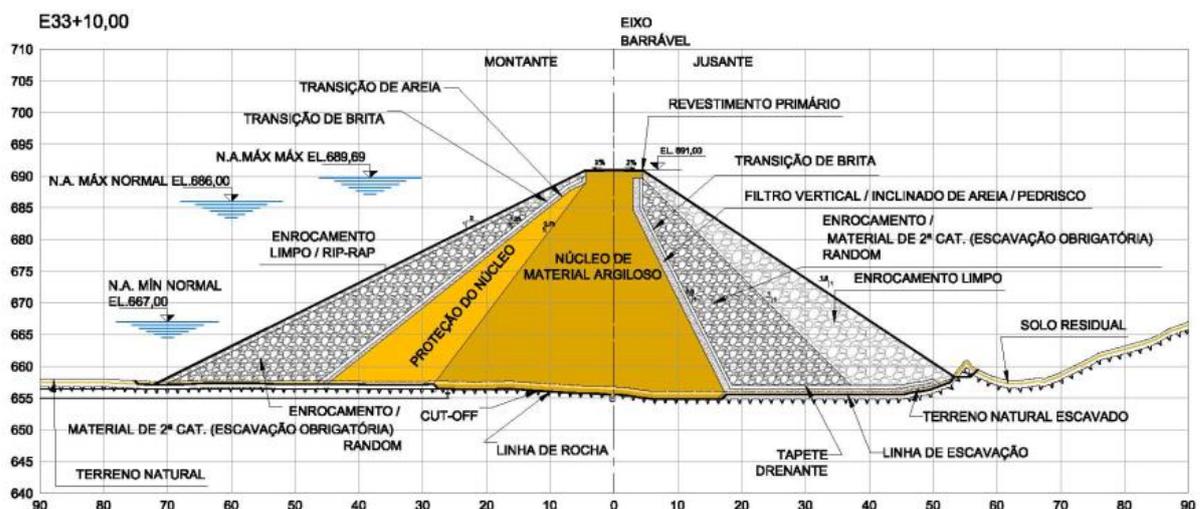
e aproveitamento das escavações obrigatórias do canal lateral do vertedor, que se caracteriza com grandes volumes de materiais pétreos.

A geometria transversal apresenta as seguintes dimensões: crista com largura de 9,00 m na cota 691,00; espaldar de montante em talude de 1,00V:2,00H incorporado a ensecadeira de montante; seguindo para jusante, o espaldar de montante em enrocamento atravessa uma faixa de terra de proteção do núcleo até encontrar o talude do núcleo com geometria 1,00V:0,75H; para o talude de jusante do núcleo é aplicado a geometria de 1,00V:0,50H, sendo este delimitado pelo filtro vertical/inclinado; em seguida a geometria transversal da barragem atravessa uma faixa de enrocamento sujo atingindo a faixa de enrocamento limpo no espaldar de jusante com talude de 1,00V:1,50H.

Mesmo sendo conformado por enrocamento o maciço da barragem, é previsto um sistema de drenagem interno, prevenindo a percolação no interior do enrocamento sujo de jusante, evitando a lavagem dos finos deste material com carreamento para jusante da barragem. Será inserido um filtro vertical/inclinado de mistura de areia/pedrisco, seguido por um tapete drenante, composto pelo mesmo material, com espessura para ambos os filtros de 1,00 m (Figura 21).

A barragem deve ser apoiada em solo residual com resistência mínima equivalente ao SPT de 10 golpes, e permeabilidade inferior a $1,00 \times 10^{-4}$ cm/s, sendo para conferir a este critério apenas necessário o expurgado em uma camada de solo de 0,50 m, sobre quase a totalidade da fundação, ocorrendo em alguns trechos, devido a capa de solo rasa e afloramento de rocha, a barragem se apoia em substrato de maciço de fundação pétreo.

Figura 21 Seção que será utilizada nas análises desse estudo.



Fonte: Relatório do projeto básico (2014)

A barragem tem um perfil zoneado, sendo composta pelos seguintes elementos:

- Espaldares zoneados, com material proveniente de escavação obrigatória (enrocamento / material de 2ª categoria), de jazida de material pétreo (enrocamento limpo) e de material de jazida de solos (proteção do núcleo);
- Cut-off a ser executado na projeção inferior do núcleo e escavado até o topo rochoso;
- Núcleo de material proveniente de jazidas de solos;
- Filtro vertical/inclinado de areia/pedrisco ao longo do eixo longitudinal, com transição de brita, na sua face de jusante;
- Tapete horizontal sob o espaldar de jusante composto por filtro horizontal de areia/pedrisco e transição de brita;
- Transições de areia e brita na face de montante;
- Proteção do talude de montante composta por enrocamento/rip-rap;
- Proteção da crista com revestimento primário.

3.8 Programação dos serviços de geologia e geotecnia

A programação dos serviços geotécnicos, baseou-se na realização de prospecções geotécnicas no sítio da barragem (sondagens mistas e rotativas) com localizações e profundidades baseadas em informações visuais de campo, nos mapas geológicos existentes e nos ensaios de laboratório para caracterização dos materiais construtivos (jazidas) e de fundação.

A partir da realização das prospecções e ensaios geotécnicos foi elaborado o levantamento geológico-geotécnico de superfície e a elaboração do perfil geológico-geotécnico do eixo da barragem que integraram o projeto básico da barragem.

Duas alternativas tecnológicas para barramento do eixo da barragem foram consideradas mais adaptáveis às condições topográficas e geológico-geotécnicas verificadas no campo:

- A construção de uma barragem de terra homogênea em toda extensão do eixo;
- A construção de uma barragem de terra/enrocamento (enrocamento com núcleo de argila) em toda extensão do eixo.

Portanto a alternativa escolhida levando em conta vários resultados dos ensaios nas jazidas para a construção da barragem foi de terra e enrocamento.

Foram pesquisadas as seguintes ocorrências de materiais, com a qualidade requerida e na

quantidade necessária:

- Solos, para utilização nas obras de terra;
- Areia, para utilização nos filtros;
- Rocha, para utilização em enrocamentos, transições e agregados graúdos (brita) para filtro.

No caso da pesquisa de jazida de solos, considera-se que os ensaios e quantitativos programados são suficientes para subsidiarem a elaboração de um anteprojeto cujas alternativas tecnológicas compreendam a utilização de material terroso (barragem de terra e enrocamento com núcleo argiloso) a ser analisadas no relatório técnico preliminar (Tabela 9).

Tabela 9 Quantidade de ensaios realizados nas áreas de jazidas de solos em São Bento do Una, Pernambuco, Brasil.

Pesquisa de jazida de solo	Quantitativo
Coleta de amostras	15
Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação	15
Limites de Atterberg (ensaio completo)	15
Compactação (Proctor Normal)	15
Densidade aparente seca	15
Umidade natural	12
Densidade "in situ"	12
Peso específico real	12
Permeabilidade com carga variável	12
Triaxial CU - ensaio consolidado e não drenado, com medida pressão neutra	8
Delimitação das áreas de jazidas com amarração topográfica ao eixo barrável	4
CRUMB TEST para argilas dispersivas	8
Ensaio químico	8

Fonte: SEINFRA (2014)

Com relação aos ensaios relacionados com a caracterização das areias e rocha para concreto, manteve-se a programação de ensaios considerada suficiente para esses materiais, uma vez que, de antemão, sabe-se que qualquer tipo de barragem a ser escolhido utilizará volumes consideráveis de concreto.

4 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta a metodologia utilizada nesta pesquisa para realização das análises de fluxo, estabilidade, e de tensão deformação da barragem zoneada de enrocamento estudada, os parâmetros que foram utilizados e os fatores de segurança admissíveis.

Os parâmetros utilizados nesta pesquisa foram retirados dos ensaios realizados pela TECHNE engenheiros e consultores no relatório técnico preliminar e projeto básico para implantação da barragem do São Bento do Una – PE. Na Tabela 10 são mostrados alguns trabalhos semelhantes ao presente estudo.

Tabela 10 Trabalhos semelhantes ao presente estudo

Autor	Estudos
Musman (2002) Ouro Preto	Analisou o comportamento tensão-deformação da barragem da UHE Nova Ponte durante o período construtivo, confrontando os resultados da instrumentação de campo com as previsões feitas a partir de análises numéricas. Nas análises numéricas, foi utilizado o programa de elementos finitos SIGMA/W.
Aires (2006) Ouro Preto	Realizou estudos tensão-deformação na barragem do Aproveitamento Hidroelétrico (AHE) de Irapé, utilizando modelagem numérica por elementos finitos.
Almeida (2010) Ouro Preto	Estudou o comportamento tensão versus deformação de uma barragem, durante sua construção via métodos numéricos. O sistema computacional adotado foi o Sigma (2007).
García (2013) Brasília	Entender a influência que tem a utilização de material argiloso em barragens, compactado no lado úmido, em unidades bem acima da umidade ótima (maiores do que 2% acima da umidade ótima) em propriedades importantes como percolação, compressibilidade e resistência, e também a influência que tem na escolha dos métodos construtivos.
Castro (2014) Fortaleza	Modelou barragens de pequeno porte com os parâmetros obtidos e avaliou a influência da não saturação dos solos saprolíticos em análises de estabilidade de taludes em barragens de terra durante o enchimento. Para tanto, foi realizado um estudo de fluxo e estabilidade em uma Barragem hipotética utilizando o Sistema GeoStudio 2007 (SEEP/W, SLOPE/W)
Pereira (2014)	Fez modelagem numérica do comportamento tensão deformação da barragem de terra da UHE de São Simão durante o seu período construtivo e antes do enchimento do reservatório, utilizando o modelo constitutivo hiperbólico.
Furman (2016) Curitiba	Comparou resultados obtidos por meio de análises de percolação e estabilidade em uma barragem de terra quando se consideram as teorias clássicas da mecânica dos solos e as teorias dos solos não saturados.
Souza (2016) Brasília	Estudou análise de estabilidade de taludes para comparar as análises feitas utilizando o <i>software</i> GeoStudio 2007, considerando abaixamento do reservatório gradual e imediato.
Rodrigues (2017) Rio de Janeiro	Fez análise de fluxo; análise de estabilidade e análise de deformações. Estudando um caso, simulando condições de fluxo permanente, rebaixamento rápido e obstruções no sistema de drenagem a fim de prever o comportamento da estrutura.

4.1 Análise de Percolação

As análises de percolação pelo maciço e pela fundação da barragem foram realizadas por meio de uma análise bidimensional da seção transversal típicas do maciço, pelo método dos elementos finitos, com o auxílio do software SEEP/W.

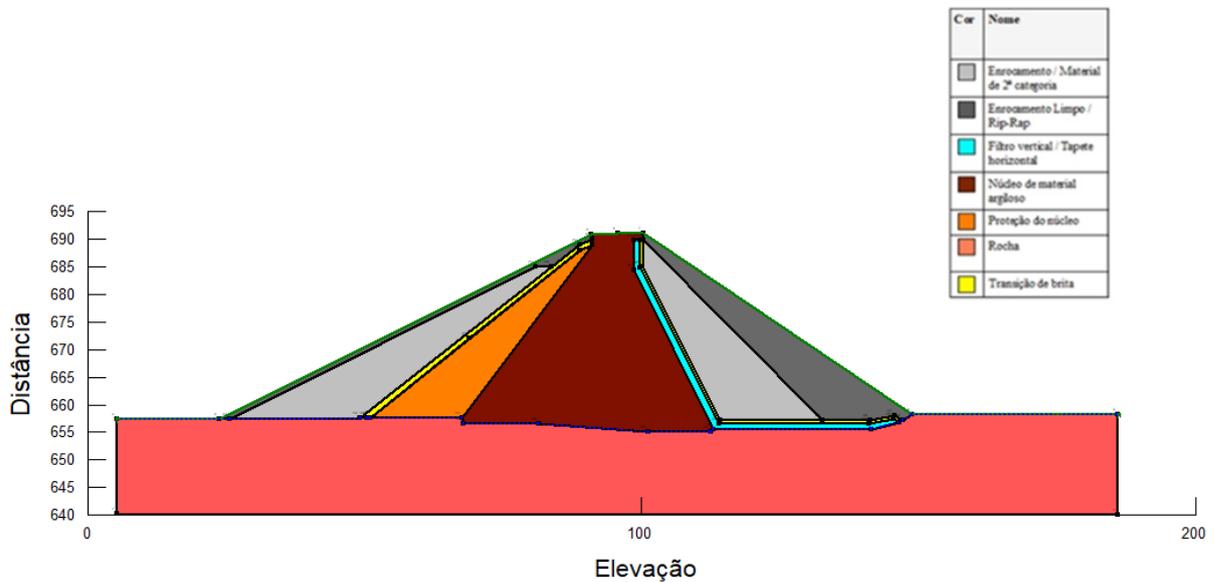
As análises de percolação foram realizadas para as condições de reservatório em operação e de rebaixamento rápido, conforme apresentado a seguir:

- Condição excepcional: nível d'água de montante de 689,69m ($NA_{MÁX\ MAX}$);
- Condição normal: nível d'água de montante de 686,00m ($NA_{MÁX\ Normal}$);
- Rebaixamento rápido: $NA_{MÁX\ MAX}$ (689,69m) e $NA_{MÍN.\ Normal}$ (667,00m) do reservatório.

A definição dos gradientes, poropressões e vazões foram obtidas pelo traçado das redes de fluxo fornecidas pelo software SEEP/W. Na Figura 22 é apresentado o modelo hidrogeotécnico da fundação e maciço definido para os estudos de percolação. A malha de elementos finitos foi gerada automaticamente pelo programa SEEP/W 2012 (Figura 23).

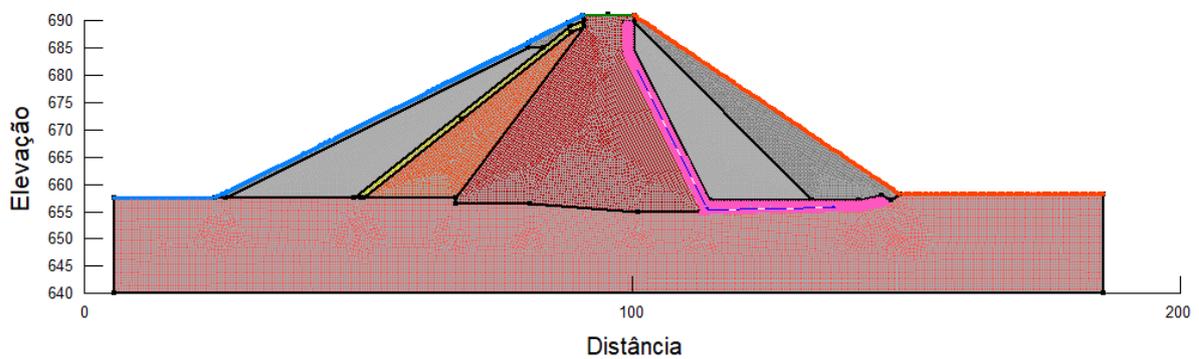
Nas análises de percolação, em todas as regiões do domínio foi utilizada a malha do tipo “não-estruturada formada por elementos triangulares e quadrados”, com cada elemento possuindo lados com cerca de 0,5m de comprimento, percebe-se quanto menor a malha mais refinada serão os resultados. Os elementos finitos especificados são de primeira ordem, ou seja, só possuem nós em seus vértices.

Figura 22 Modelo Hidrogeotécnico



Fonte: Do autor (2020)

Figura 23 Malha da modelagem



Fonte: Do autor (2020)

4.1.1 Parâmetros saturados e não-saturados

O programa SEEP/W disponibiliza quatro modelos de materiais com comportamentos hidráulicos diferentes. Em função da variação dos níveis do reservatório, foram consideradas duas condições de saturação (saturados e não saturados) para os materiais constituintes do corpo da barragem. Para a primeira condição, de saturação total (100%), os parâmetros utilizados foram os obtidos nos ensaios geotécnicos de laboratório.

A condição saturada foi utilizada em regiões que permanecerão sempre abaixo da superfície freática, quando for estabelecido o regime permanente de percolação no maciço e fundação da barragem. Um material ao qual é atribuído este modelo de comportamento deve ter

especificados: (a) coeficiente de permeabilidade, k , obtido por meio de ensaios de laboratório; (b) direção relativa ao coeficiente de permeabilidade, k especificado (ângulo que faz com a direção horizontal); (c) razão entre os coeficientes de permeabilidade, k , na direção especificada e na direção perpendicular à mesma.

Os materiais que constituem o corpo do maciço da barragem são: areia argilosa (SC) (material de proteção do núcleo e núcleo/cut-off), areia / pedrisco (filtros), Brita (transições) e material pétreo (enrocamento sujo e enrocamento / rip-rap), bem como a camada definida pela fundação da barragem, material rochoso.

As segundas condições, para materiais não saturados, foram ajustadas, com base nos ensaios de permeabilidade e características granulométricas, funções pré-definidas pelo Seep/W para materiais semelhantes. Esta condição foi utilizada para materiais que apresentam alguma zona não saturada ou zona vadosa durante algum período de operação.

Quando um solo se torna não saturado o seu coeficiente de permeabilidade varia em função das poropressões negativas desenvolvidas pela água em seus vazios (sucção). Dessa maneira, é necessário definir a função de permeabilidade do solo, que relaciona o seu coeficiente de permeabilidade com as poropressões negativas da água (sucção). Como a poropressão é uma incógnita do problema, o seu cálculo deve ser realizado de forma iterativa levando em consideração a função de permeabilidade especificada.

Um material ao qual é atribuído este modelo de comportamento deve ter especificados: (a) função de permeabilidade, a qual especifica o coeficiente de permeabilidade do solo não-saturado; (b) direção relativa à função de permeabilidade especificada (ângulo que faz com a direção horizontal); (c) e razão entre os coeficientes de permeabilidade na direção especificada e na direção perpendicular à mesma.

Nas análises de percolação realizadas, o modelo de material “Saturado/ Não-Saturado” foi aplicado a todos os materiais que compõem o maciço da barragem, pois os mesmos apresentam regiões não-saturadas. Ressalta-se que as funções de permeabilidade adotadas para os materiais que constituem o maciço da barragem foram ajustadas em função das condições hidráulicas e granulométricas dos materiais, tendo como referência modelos pré-estabelecidos para materiais semelhantes.

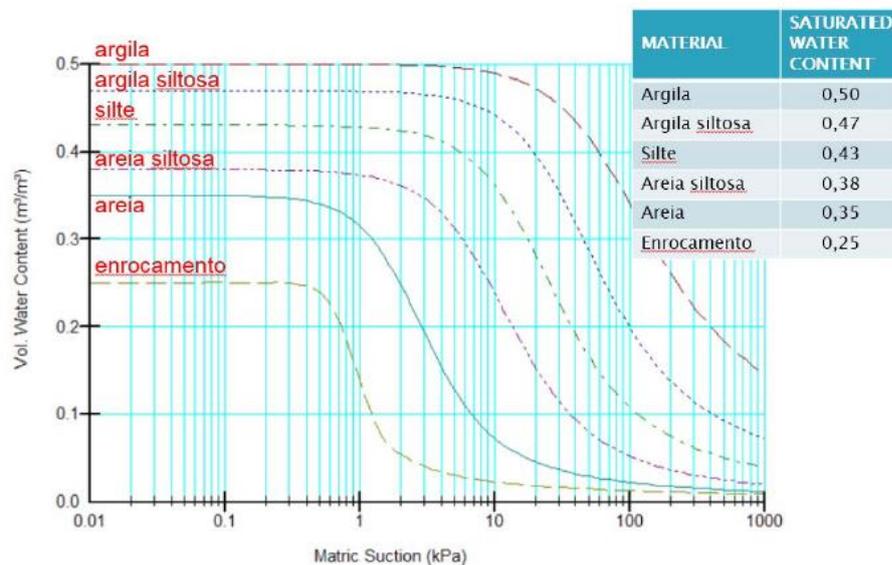
Na versão utilizada no software tem-se o recurso de estimar a curva de retenção do material (VWC) a partir de “SAMPLES” com base no tipo de material e no valor do “Vol. Water

Content” (conteúdo de água, em base de volume) na saturação. Uma vez definida a curva do “VWC” pode-se estimar a curva de variação do coeficiente de permeabilidade na sucção com base no seu valor saturado.

A Figura 24 mostra valores típicos de saturated water content (conteúdo de água, em base de volume) para diferentes texturas de solos. Os valores utilizados para “saturated WC” foram: (a) proteção do núcleo e núcleo / cut-off: $0,40 \text{ m}^3/\text{m}^3$; (b) filtro: $0,35 \text{ m}^3/\text{m}^3$ (areia/pedrisco); (c) transição: $0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$; (d) enrocamento sujo: $0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$; (e) enrocamento / rip-rap: $0,25 \text{ m}^3/\text{m}^3$.

No programa Seep/W, as condições de contorno são aplicadas às linhas e aos pontos do domínio analisado. O programa converte estas condições de contorno aplicadas às linhas e aos pontos em condições de contorno aplicadas aos nós da malha de elementos finitos, podendo ser de um dos seguintes tipos: (a) carga hidráulica total no nó, H; (b) vazão líquida equivalente pelo nó, Q (a vazão pelas bordas do elemento, q, é convertida numa vazão equivalente pelo nó, Q); e (c) pressão atmosférica.

Figura 24 Valores típicos do conteúdo de água, em base de volume.



Fonte: Relatório do projeto básico (2014)

Os nós da malha de elementos finitos e das fronteiras do domínio que não tiverem nenhuma condição de contorno especificada recebem, respectivamente, a condição de “ $Q = 0$ ” (vazão equivalente que entra no nó é a mesma que sai), e “impermeáveis” (não há saída nem entrada de água no domínio através destes nós).

Com o modelo pronto, o software calcula para cada nó da malha de elementos finitos a incógnita, que pode ser a carga hidráulica total (H) ou a vazão (Q), dependendo da condição de

contorno dada ao nó ter sido a vazão (Q) ou a carga hidráulica total (H), respectivamente, bem como as variáveis, gradiente hidráulico (i) e velocidade de percolação (v).

4.1.2. Situações analisadas

Foram analisadas tais situações: (a) regime permanente com reservatório cheio, (b) rebaixamento do reservatório, e (c) regime permanente com nível normal.

No caso de regime permanente com reservatório cheio, a percolação pela barragem e por sua fundação será provocada pela diferença de nível entre a água no reservatório a montante e no pé de jusante; e Regime transiente provocado pelo rebaixamento do reservatório após a cheia máxima, neste caso o nível d'água do reservatório será diminuído desde o seu nível máximo até o nível mínimo de operação na cota 686,00m.

Para a situação de rebaixamento do reservatório, estabeleceu-se um cenário desfavorável da segurança considerando que, quando o nível do reservatório atingir o seu nível máximo, na cota 689,69 m, e começar a baixar, ter-se-ia já estabelecida a rede de fluxo permanente. Para se definir o cenário deste rebaixamento do reservatório, foi tirado da tabela 8.21 – Hidrografia Efluente de Cheia (Simulação para a Cheia de 10.000 Anos de Recorrência no Reservatório da Barragem São Bento do Una) do Relatório 02 – Relatório dos Estudos Hidrológicos, parte integrante dos Serviços de Consultoria para Elaboração do Relatório Técnico Preliminar e Projeto Básico para Implantação da Barragem São Bento do Una.

Para a condição de rebaixamento rápido do reservatório, as seguintes premissas foram assumidas:

- $NA_{MÁX\ MAX}$ (689,69m) do reservatório até a cota 686,00m ($NA_{Máximo\ de\ Operação}$): rebaixamento de 3,69m ocorre ao fim de 75 horas;
- $NA_{686,00m}$ ($NA_{Máximo\ de\ Operação}$) até a cota 667,00m ($NA_{Mínimo\ de\ Operação}$): rebaixamento de 19m ao fim de 1507 dias.

O ritmo a que ocorre o esvaziamento do reservatório entre o $NA_{Máximo}$ e $NA_{Mínimo\ de\ Operação}$ (1507 dias), não será rápido o suficiente para que haja geração de pressões neutras. Desta forma, apenas foi analisada a situação do esvaziamento do reservatório desde o $NA_{MÁX\ MAX}$ (689,69m) até ao $NA_{Máximo\ de\ Operação}$ (686,00m).

O output dos resultados obtidos pelo programa é definido antes do mesmo correr. Estabeleceu-se para a situação em causa, que um output a cada 5 horas seria suficiente para a análise do esvaziamento rápido do reservatório.

Na Tabela 11 são apresentados os valores de tempo considerados na análise de estabilidade para a condição de rebaixamento rápido.

Tabela 11 Rebaixamento do reservatório

Nível do reservatório (m)	Carga Hidráulica (m)	Tempo de Rebaixamento (Horas)	Tempo de Rebaixamento (Segundos)
689,69	-	0	0
686,00	3,69	75,0	270000

Fonte: Relatório do Projeto Básico (2014)

Em consequência deste cenário, a análise de percolação para o regime permanente com o reservatório cheio foi realizada em regime de fluxo permanente com a carga hidráulica total (H) a montante do maciço da barragem igual a 689,69m e a carga hidráulica total (H) a jusante do maciço da barragem igual a 665,85m.

Ao longo da superfície do subsolo e do talude de montante da barragem impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 689,69m, indicada em linha. Ao longo da superfície do subsolo a jusante da barragem, impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 665,85m, indicada em linha laranja. Aos limites laterais e inferior do subsolo o próprio programa atribui condição impermeável, sendo esse perímetro a linha de fluxo mais afastada da barragem para o modelo.

As fronteiras impermeáveis do subsolo da barragem são dispostas suficientemente afastadas da mesma, em regiões sob pequena influência da percolação gerada pela diferença de carga imposta.

A análise de percolação para o regime permanente normal foi realizada em regime de fluxo permanente com a carga hidráulica total (H) a montante do maciço da barragem igual a 686,00m e a carga hidráulica total (H) a jusante do maciço da barragem igual a 656,70m. Aos limites laterais e inferior do subsolo o próprio programa atribui condição impermeável, sendo esse perímetro a linha de fluxo mais afastada da barragem para o modelo.

4.1.3 Parâmetros utilizados na análise de fluxo

Na Tabela 12 é mostrado o resumo dos resultados das análises de classificação dos solos das jazidas investigadas. A faixa granulométrica de proteção do núcleo, núcleo / *cut-off* foi definido a partir do conjunto de curvas granulométricas dos materiais das jazidas (Figura 25). A faixa para o filtro foi definida a partir dos critérios de Terzaghi (1922), o qual, propôs, relações entre os diâmetros d_{15} e d_{85} do material de base, com o diâmetro D_{15} , do material de filtro (Equação 4.1), denominadas, respectivamente, de relação de permeabilidade e relação de estabilidade (“piping ratio”).

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4a5e \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4a5 \quad \text{Equação}$$

4.1

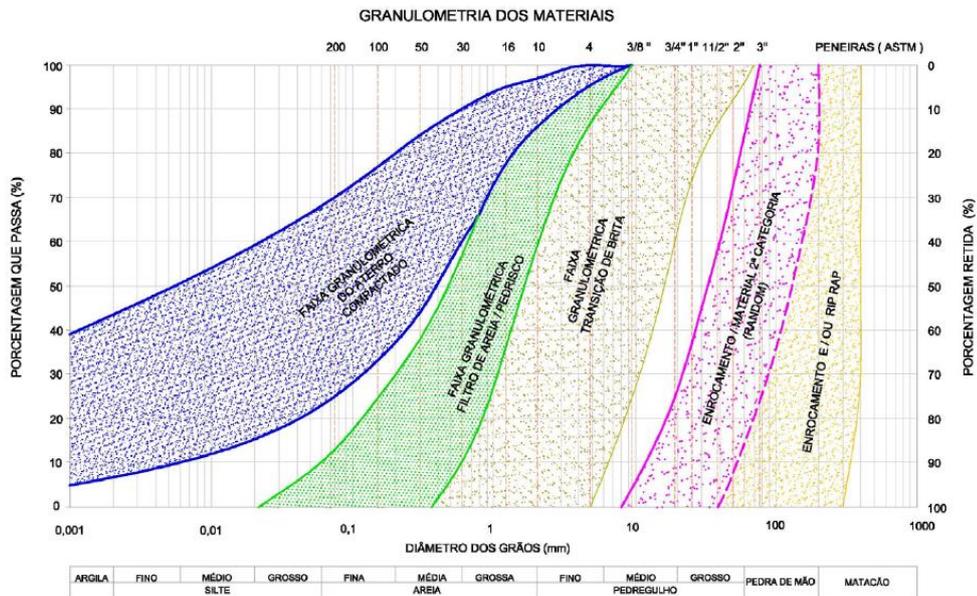
A Faixa de transição de brita e demais enrocamento também foi dimensionada com base nos critérios supracitados. O dimensionamento do rip-rap de proteção do talude de montante foi feito segundo a Equação empírica desenvolvida por Bertram (1968), a partir de resultados de ensaios realizados pelo “Coastal Engineering Center” do U.S. Corps of Engineers, que considera a altura da onda, comprimento da onda, a declividade do talude e profundidade do reservatório no pé do talude.

Tabela 12 Resumo dos resultados das análises de classificação dos solos das jazidas.

Jazida	Poços de inspeção / Poços ensaiados	Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS
03	33 / 27	areias argilosas (SC) e areias siltosas (SM)
04	20 / 19	areias argilosas (SC)
05A	15 / 15	siltos de baixa compressibilidade (ML), areias argilosas (SC) e argilas de baixa compressibilidade (CL),
05B	15 / 15	argilas de baixa compressibilidade (CL) e areias argilosas (SC)

Fonte: Relatório do Projeto Básico (2014)

Figura 25 Definições dos materiais do maciço



Fonte: Relatório do projeto básico (2014)

Foram realizados ensaios de permeabilidade à carga constante em amostras provenientes das Jazidas 03, 04 e 05 (5A e 5B), adotou-se $k_{sat} = 1,36 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ ($1,36 \times 10^{-8} \text{ m/s}$) para o material de proteção do núcleo e núcleo/cut-off. Foram adotados os parâmetros da jazida 04 dado que esta apresenta maior coeficiente de permeabilidade (caso mais desfavorável).

O coeficiente de permeabilidade do filtro vertical / tapete horizontal foi estimado em $2,57 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$, com base na média dos ensaios de permeabilidade à carga constante realizados em 3 amostras provenientes do Areal.

Para a transição de brita foi adotado o valor de $1,00 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$; para o Enrocamento / material de 2ª Categoria (enrocamento sujo) foi adotado o coeficiente de $5,00 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$; e para o Enrocamento / Rip-rap o valor de $1,00 \text{ cm/s}$.

Os parâmetros de resistência para os materiais constituintes da fundação da barragem foram estimados em função dos resultados das campanhas de sondagens realizadas para a implantação do empreendimento e dados técnicos da literatura para parâmetros que não foram obtidos nos ensaios técnico preliminares.

A definição dos parâmetros de resistência dos materiais utilizados na camada de Solo residual foi realizada por meio de dados da literatura e de ensaios do material de jazida próximo a área do eixo. A amostra mais próxima do eixo, pertence a Jazida 5A, Furo 17.

Para esta amostra foram obtidos através de ensaio triaxial coesão de $13,00 \text{ kPa}$ e ângulo de atrito de 32° . O valor da coesão foi reduzido a zero, visto que se trata de um material arenoso e

nas análises o mesmo estará sempre saturado. O resultado de peso específico foi obtido a partir de ensaios de compactação na amostra.

Para a fundação em rocha sã, analisando-se os dados de RQD, percebeu-se que os índices de qualidade da rocha variaram muito, de R1 (qualidade excelente) a R5 (qualidade muito pobre), contudo o grau de alteração obtido nas sondagens variou de A1 (rocha sã) à A2 (rocha pouco alterada), logo, adotou-se a camada como impenetrável.

O parâmetro de compressibilidade utilizado foi o coeficiente de variação volumétrica (m_v), que pode ser obtido a partir do módulo de compressibilidade confinada (M), conforme Equação 4.2. O módulo de compressão confinada, por sua vez, foi obtido pela sua relação com E e considerando a lei de Hooke generalizada, mostrada na Equação 4.3.

$$m_v = \frac{1}{M} \quad \text{Equação 4.2}$$

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{Equação 4.3}$$

Os valores de E , e m_v não são lineares e dependem do nível de tensões, tais valores não correspondem às características do solo existentes *in-situ*, mas buscam representar um modelo aproximado. A Tabela 13 mostra os coeficientes usado na modelagem no SEEP/W.

A velocidade de recalque não é calculada pelo coeficiente de adensamento obtido pelo ensaio oedométrico convencional, pois o programa utiliza a teoria de adensamento proposta por Biot (1941), que considera adensamento em duas dimensões. Por esse motivo utiliza-se o coeficiente de variação volumétrica (m_v) como parâmetro de compressibilidade.

Tabela 13 Parâmetros utilizados na análise de modelagem, no programa SEEP/W.

Material	Coeficiente de Permeabilidade k (m/s)	Coeficiente de variação volumétrica m_v (kPa)	Anisotropia	
			k_y'/k_x'	Rotação (°)
Rocha	$1,18 \cdot 10^{-9}$	$2,08 \cdot 10^{-5}$	0,5	0
Enrocamento Limpo / Rip Rap	0,01	$9,26 \cdot 10^{-6}$	0,5	0
Enrocamento / material de 2° categoria	0,005	$1,11 \cdot 10^{-5}$	0,5	0
Transição de brita	0,001	$1,13 \cdot 10^{-6}$	0,5	0
Filtro vertical / tapete horizontal	0,000257	$1,49 \cdot 10^{-6}$	0,5	0
Proteção de núcleo	$1,36 \cdot 10^{-8}$	$2,12 \cdot 10^{-5}$	0,5	0
Núcleo	$1,36 \cdot 10^{-8}$	$2,12 \cdot 10^{-5}$	0,5	0

Fonte: Relatório do projeto básico (2014)

4.2 Análise de estabilidade

Para se fazer uma análise de estabilidade nesse software, foi seguido os seguintes passos:

Introduzir os pontos do problema, para desenhar o seu contorno; definir os parâmetros dos solos e aplicá-los a cada região (peso específico, ângulo de atrito e coesão do solo); definir o método de análise, nesse estudo o Spencer; Desenhar a linha piezométrica; desenhar a superfície de pesquisa (raios e grades); salvar o problema implementado, resolver e interpretar os resultados obtidos.

Na análise da estabilidade dos taludes da Barragem do Una, foram considerados os seguintes casos críticos:

- Final da construção (analisando o talude de montante e de jusante sabendo que o caso mais crítico seria o de jusante que é mais íngreme);
- Regime permanente excepcional (que é analisado o talude de jusante, visto que o talude de montante está submerso);
- Rebaixamento rápido do reservatório após a cheia máxima (verificado o talude de montante).

Para o desenho da barragem no software, foi representado o perfil mostrado na Figura 16 no AutoCAD Civil 3D e desenhada toda a barragem em escala. Logo após, foi exportado esse desenho para o Qgis, através de um shapefile para ser extraído todos os nós encontrados. Sendo assim, o resultado do Qgis, que foi uma planilha com todos os pontos da barragem necessários para esta pesquisa, foi transferido para o GeoSlope e foram implementadas todas as regiões através deles. Os pontos utilizados estão apresentados na Tabela 14.

Os fatores de segurança obtidos na análise foram comparados com os coeficientes de segurança mínimos adotados no Manual da Eletrobrás, que apresenta critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.

Tabela 14 Pontos utilizados para desenhar a barragem no GeoSlope.

ID	X (m)	Y (m)	ID	X (m)	Y (m)
1	186,07	640,06	22	25,74	657,44
2	5,37	640,16	23	88,71	688,99
3	5,37	657,44	24	91,15	690,08
4	23,85	657,44	25	88,90	687,91
5	90,94	690,94	26	68,88	671,96
6	95,65	691,19	27	50,97	657,56
7	100,30	690,99	28	145,58	657,45
8	148,84	658,20	29	141,11	656,54
9	186,07	658,20	30	114,03	656,53
10	50,48	657,56	31	99,72	684,86
11	67,68	657,56	32	99,70	689,72
12	91,15	688,98	33	132,75	657,09
13	100,30	689,72	34	100,18	684,99
14	98,69	689,72	35	114,22	657,07
15	98,64	684,52	36	141,35	657,10
16	113,02	655,57	37	145,65	658,02
17	141,52	655,62	38	147,15	657,05
18	146,59	656,67	39	67,83	656,50
19	49,22	657,55	40	81,40	656,46
20	83,76	685,05	41	101,14	655,02
21	80,87	685,02	42	112,52	655,02

Fonte: Do autor (2020)

4.2.1 Parâmetros geotécnicos utilizados na análise de estabilidade de taludes

Para esse tipo de análise são necessários alguns parâmetros de entrada, que são: a coesão, o ângulo de atrito e o peso específico natural. Todos os dados necessários para realização da análise de estabilidade da presente pesquisa estão apresentados nos estudos geológico-geotécnicos que fazem parte do Relatório dos Estudos Básicos da Barragem do Rio Una (2014).

A Tabela 15 apresenta os materiais que compõe o maciço da barragem e a fundação, com os respectivos parâmetros geotécnicos.

Tabela 15 Dados para o cálculo da estabilidade da barragem.

TIPO DE MATERIAL	TRIAXIAL			PESO ESPECÍFICO		
	COESÃO (kPa)	(t/m ²)	φ (°)	(t/m ³)	(γ) (kN/m ³)	
Maciço	Proteção do núcleo	13	1,33	32	1,87	18,34
	Núcleo / Cut-off	13	1,33	32	1,87	18,34

	Filtro vertical / Tapete horizontal	0	0	30	1,84	18
	Transição de brita	0	0	30	1,84	18
	Enrocamento / Material de 2ª categoria	0	0	41,4	2,08	20,42
	Rip-Rap / Enrocamento	0	0	45	2,04	21
Fundação	Rocha sã	Impenetrável (BedRock)				

Fonte: Relatório do projeto básico (2014)

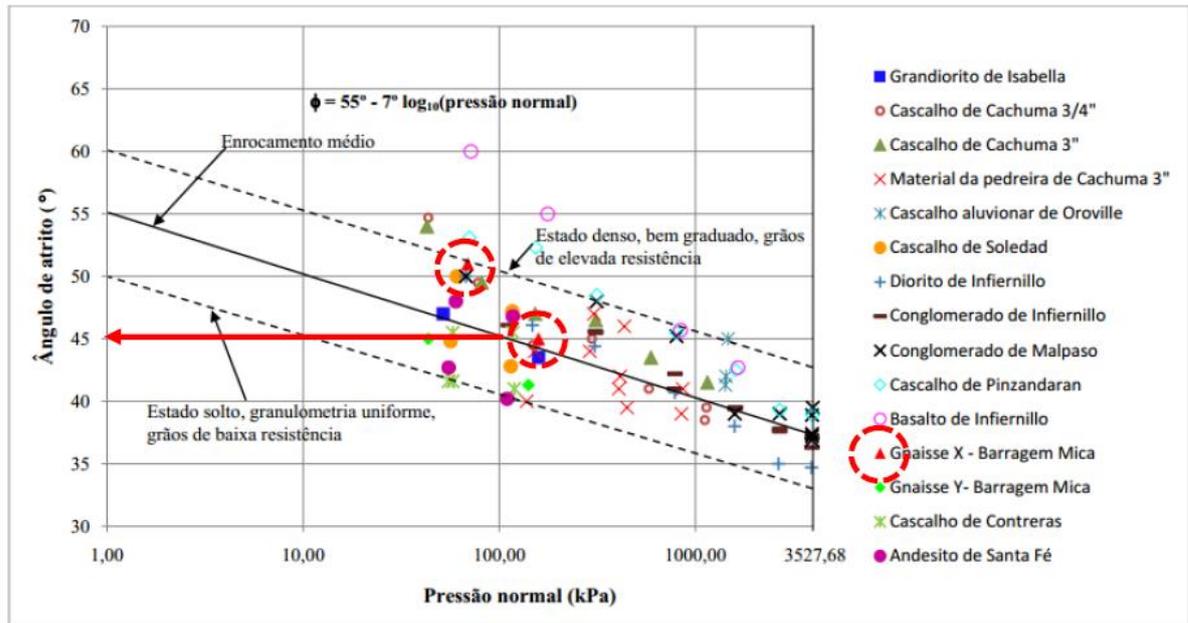
Os parâmetros atribuídos ao material de proteção do núcleo e núcleo / cut-off foram definidos com base em 09 ensaios de compactação realizados com solos das jazidas (para definição do peso específico compactado) e em 09 ensaios triaxiais realizados com corpos de prova compactados na umidade ótima (para determinação dos parâmetros de resistência c e ϕ).

Os parâmetros de resistência para o filtro vertical e tapete foram adotados por meio da literatura. Por ser muito estreita a camada de transição de brita, foram adotados os mesmos parâmetros de resistência do filtro. Os dados foram obtidos em Cruz (2004). O autor reúne em dados de 100 Barragens brasileiras.

Os parâmetros do enrocamento sujo (Enrocamento / material de 2ª Categoria) foram adotados a partir de dados apresentados em U.S. Bureau of Reclamation (1987). O enrocamento sujo foi classificado como GP (Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho e areia com pouco ou nenhum fino), obtendo-se como média os valores de peso específico de $20,42 \text{ kN/m}^3$ e ângulo de atrito de $41,40^\circ$ (graus).

Para o enrocamento / Rip-rap foram adotados valores baseados no estudo de Leps (1970), onde foram determinados diversos parâmetros de resistência ao cisalhamento de enrocamentos, a partir de ensaios triaxiais de grandes dimensões. A Figura 26 ilustra o gráfico com os parâmetros obtidos do estudo supracitado. Tendo em vista, o enrocamento ser derivado de rocha gnaisse, adotou-se como ângulo de atrito o valor de 45° (graus).

Figura 26 Resistencia ao cisalhamento de enrocamentos a partir de ensaios triaxiais de grandes dimensões



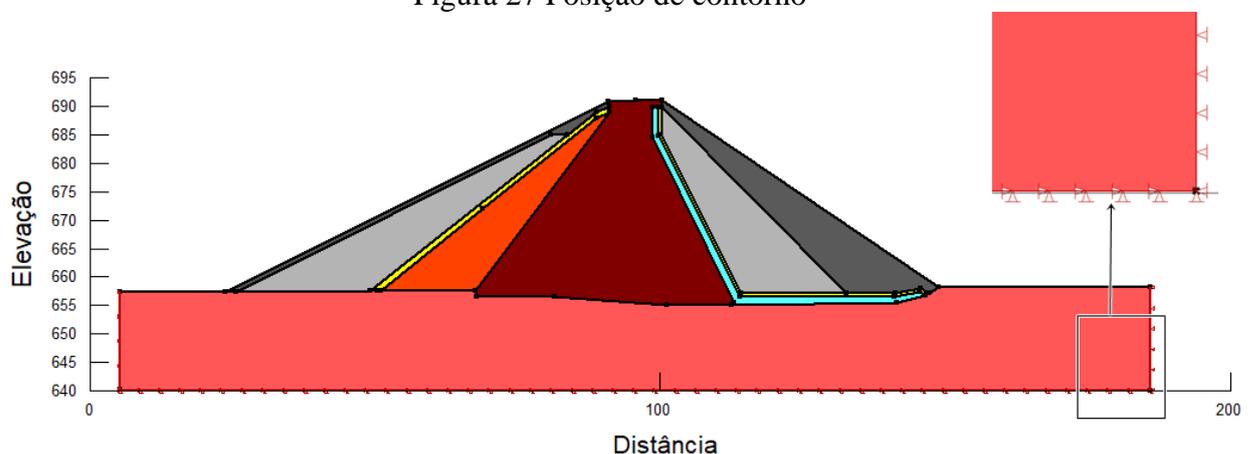
Fonte: Leps (1970)

4.3 Análise de tensão deformação

Os estudos de deformabilidade foram realizados considerando o solo com comportamento linear-elástico, elástico plástico e hiperbólico.

Referente as condições de contorno para análises tensão-deformação, foram inseridos apoios fixos em X e em Y na base da fundação, impedindo qualquer tipo de deslocamento, apoio móvel na direção Y nos limites laterais da modelagem, permitindo recalque e impedindo o deslocamento lateral (Figura 27). A posição em que foram inseridos não interfere nos resultados obtidos.

Figura 27 Posição de contorno



Fonte: Do autor (2020)

4.3.1 Parâmetros adotados para análise elástica linear

Os valores dos parâmetros para a análise de tensão deformação na análise linear foram obtidos a partir da literatura, pois os mesmos não estão disponíveis no projeto da barragem. Estes parâmetros são apresentados na Tabela 16, valores dos módulos de elasticidade de acordo com a condição drenada e não drenada do solo, os valores do modulo de Poisson, e o peso específico dos solos.

Tabela 16 Parâmetros utilizados para a análise elástica linear.

Material	Modulo de Elasticidade E (mPa)	Coefficiente de Poisson ν	Peso Especifico kN/m^3
Rocha	40	0,25	26,18
Enrocamento Limpo / Rip-Rap	90	0,25	21
Enrocamento / material de 2º categoria	75	0,25	20,42
Transição de brita	66	0,3	18
Filtro vertical / tapete horizontal	50	0,3	18
Proteção de núcleo	35	0,3	18,34
Núcleo	35	0,3	18,34

Fonte: Do autor (2020)

4.3.2 Implementação do modelo hiperbólico pelo programa Sigma

O modelo hiperbólico considera que o solo é um material elástico, e o comportamento desse, depende do nível de tensão confinante e da tensão desviadora ao qual o solo está submetido. Entretanto, mesmo que esse modelo não leve em consideração, na sua formulação todos os fatores acima descritos, esse apresenta uma boa correlação entre as curvas tensão-deformação obtidas através de ensaios de laboratório e as curvas obtidas através do modelo.

Para a implementação com o modelo constitutivo hiperbólico através do programa Sigma são necessários os seguintes parâmetros: c : Coesão; ϕ : Ângulo de atrito; γ : Peso específico; ν : Coeficiente de Poisson; R_f : Razão de ruptura; E_i : Módulo de deformabilidade inicial.

O módulo de deformabilidade inicial pode ser representado por uma função que o relaciona com a tensão, a qual o solo está submetido podendo ser total ou efetiva. Com tal função definida o Sigma origina uma curva módulo de deformabilidade inicial versus tensão.

A função para o módulo pode ser definida de duas maneiras no programa, a primeira é através de parâmetros informados ao programa e a segunda através do banco de dados do programa.

Para definir a função pelo primeiro método é necessário informar ao programa tais parâmetros:

- Uma profundidade máxima, que é especificada para se criar um campo de tensões para a função, ou o valor máximo para a tensão;
- O coeficiente do empuxo em repouso (K_0);
- Constantes adimensionais k e n , obtidas pela aplicação do modelo hiperbólico aos resultados dos ensaios triaxiais, como descrito anteriormente.

Na Tabela 17 estão os parâmetros usados para a implantação do modelo constitutivo hiperbólico.

Tabela 17 Parâmetros usados para a implantação do modelo constitutivo hiperbólico.

Material	Coef. de Elasticidade E (mPa)	Coesão c (kPa)	Peso Especifico γ (KN/m ³)	Ângulo de Atrito ϕ (°)	Coef. de Poisson	Razão de ruptura R_f	K_{ur}/K
Rocha	40	0	26	40	0,25	0,7	1
Enrocamento limpo / Rip-Rap	90	0	21	45	0,25	0,7	1
Enrocamento / material de 2ª categoria	75	0	20,42	41,4	0,25	0,7	1
Transição de brita	66	0	18	30	0,3	0,7	1
Filtro vertical / tapete horizontal	50	0	18	30	0,3	0,7	1
Proteção de núcleo	35	13	18,34	32	0,3	0,7	1
Núcleo	35	13	18,34	32	0,3	0,7	1

Fonte: Do autor (2020)

4.3.3 Implementação do Modelo constitutivo elasto-plástico

O modelo elasto-plástico, descreve uma relação elástica perfeitamente plástica. Este modelo considera que a ser carregado o material, tensões e deformações serão gerados. Se o nível de tensões ultrapassar o limite elástico ou ponto de escoamento do material, deformações irreversíveis irão ocorrer (comportamento plástico).

Cinco parâmetros básicos definem o modelo. Estes parâmetros podem ser obtidos nos ensaios de laboratório básicos em amostras de solo. Os parâmetros são o Módulo de Young, E , o coeficiente de Poisson, ν , a coesão, c , o ângulo de atrito interno ϕ e peso específico γ . Na Tabela 18, apresentam-se os parâmetros de entrada do modelo elástico-plástico no Sigma/W.

Tabela 18 Dados de entrada do modelo elasto-plástico.

Dados de entrada	Modulo de elasticidade representativo E (mPa)	Coefficiente de Poisson (ν)	Coesão do solo c (KN/m³)	Ângulo de atrito φ (°)	Peso Especifico γ (KN/m³)
Rocha	40	0,25	0	40	26
Enrocamento sujo	75	0,25	0	41,4	20,42
Enrocamento Rip-Rap	90	0,25	0	45	21
Transição de brita	66	0,3	0	30	18
Filtro vertical	50	0,3	0	30	18
Proteção de Núcleo	35	0,3	13	32	18,34
Núcleo	35	0,3	13	32	18,34

Fonte: Do autor (2020)

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados os resultados das análises de fluxo, estabilidade e tensão-deformação da seção de maior altura da barragem. Nas análises foram considerados os casos críticos, que a barragem está submetida, para assegurar a confiabilidade do projeto.

5.1 Análise de Fluxo

A análise de percolação foi realizada no programa SEEP/W e visou à obtenção de redes de fluxo, gradientes hidráulicos, poropressões e vazões no decorrer das etapas construtivas da barragem, estas informações são importantes para dimensionamento de sistemas de drenagem, sistemas de impermeabilização e obtenção de parâmetros para estudos posteriores de estabilidade de taludes e análise de tensão-deformação.

Nesta análise foram consideradas Regime permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$), Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX Normal}$), e Rebaixamento do Reservatório.

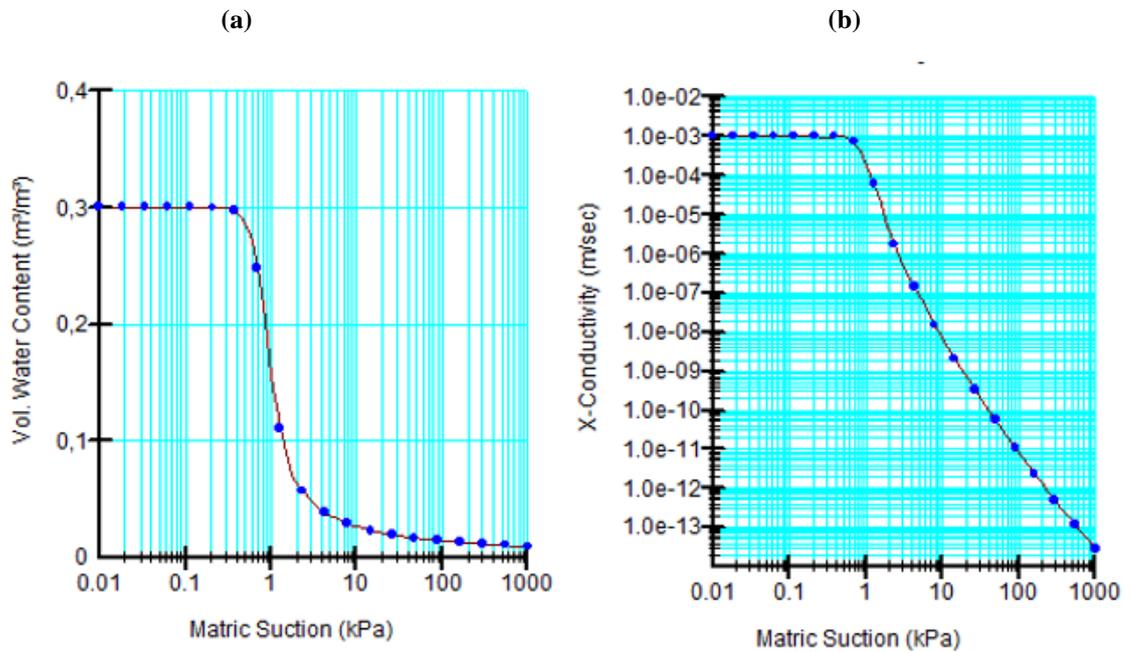
5.1.1 Funções de Permeabilidade adotada

As funções de permeabilidade adotadas para os materiais que constituem o maciço da barragem foram ajustadas em função das condições hidráulicas e granulométricas dos materiais, tendo como referência modelos pré-estabelecidos para materiais semelhantes.

Na versão utilizada no software tem-se o recurso de estimar a curva de retenção do material (VWC) a partir de “SAMPLES” com base no tipo de material e no valor do “Vol. Water Content” (conteúdo de água, em base de volume) na saturação. Uma vez definida a curva do “VWC” pode-se estimar a curva de variação do coeficiente de permeabilidade na sucção com base no seu valor saturado. Foi preciso determinar a condição inicial de volume de água no solo saturado para cada material e o coeficiente de variação volumétrica m_v . Esses parâmetros foram estimados de acordo com a literatura técnica, mostrado na Tabela 13.

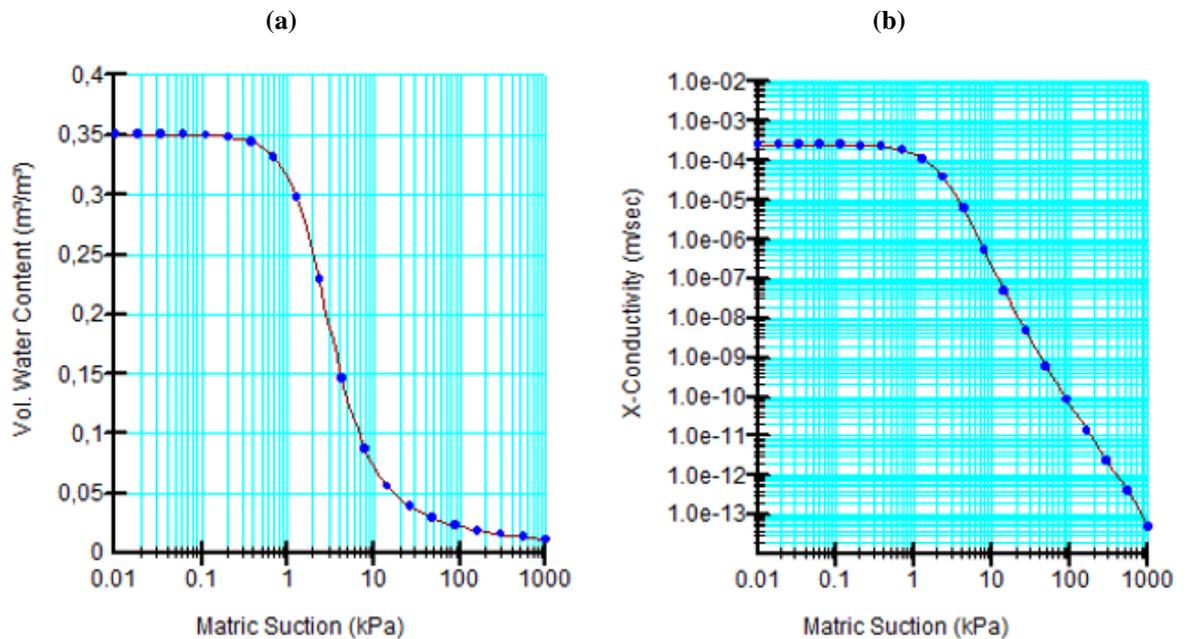
Nas Figuras 28 a 33 são apresentados as curvas de retenção e os coeficientes de permeabilidade na sucção dos materiais utilizados nas análises (transição de brita, filtro vertical, enrocamento/rip-rap, enrocamento / material de 2º categoria, proteção de núcleo, e núcleo).

Figura 28 Transição de brita: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.



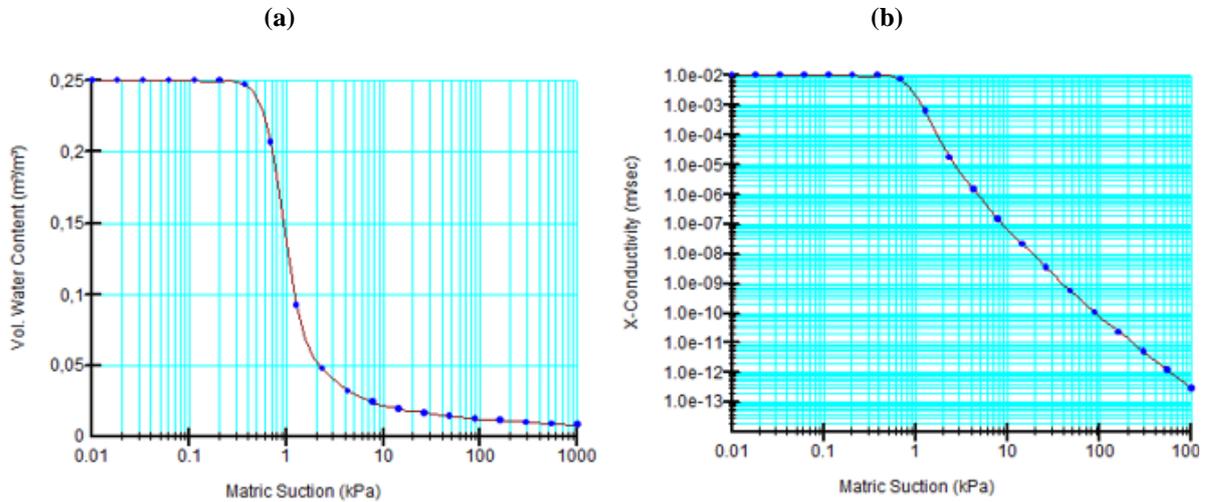
Fonte: Do autor (2020)

Figura 29 Filtro vertical: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.



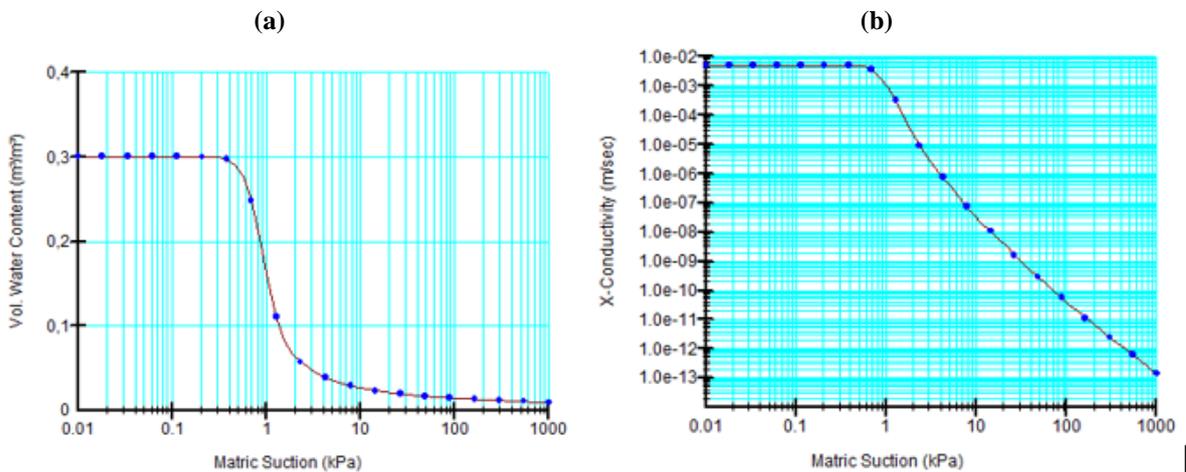
Fonte: Do autor (2020)

Figura 30 Enrocamento/rip-rap: (a) Curva de retenção;(b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.



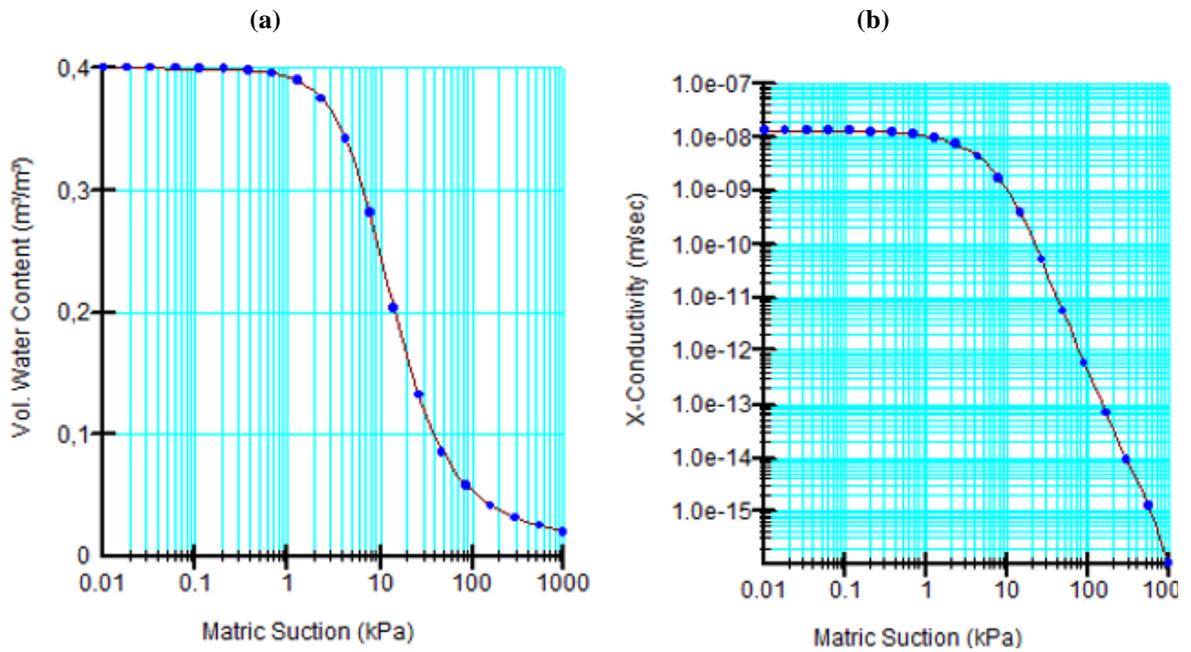
Fonte: Do autor (2020)

Figura 31 Enrocamento / material de 2ª categoria: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.



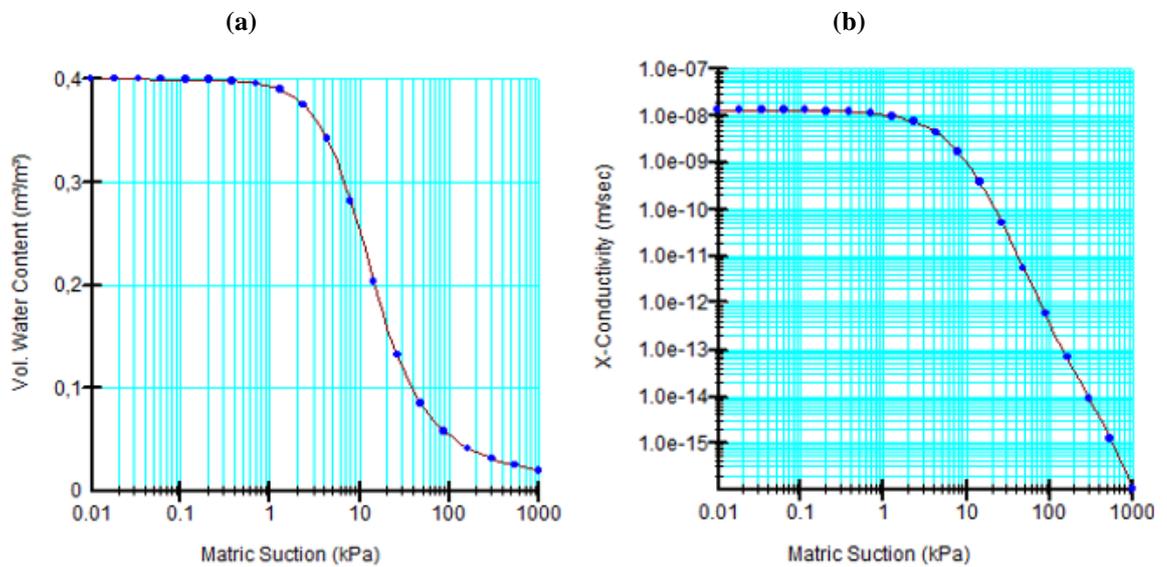
Fonte: Do autor (2020)

Figura 32 Proteção de núcleo: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.



Fonte: Do autor (2020)

Figura 33 Núcleo: (a) Curva de retenção; (b) Coeficiente de permeabilidade na sucção.



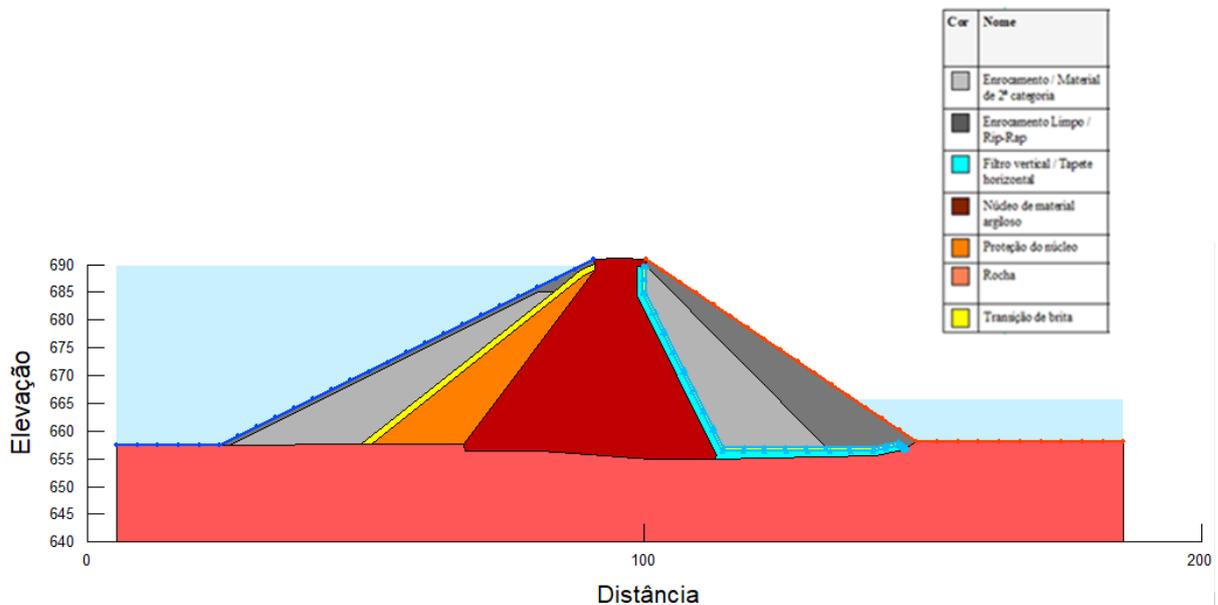
Fonte: Do autor (2020)

Pelas funções apresentadas nas figuras acima, como se deve esperar para altos valores de sucção o coeficiente de permeabilidade reduz significativamente por conta da presença de ar entre os vazios do solo. Esses parâmetros adotados foram utilizados em função do tipo de material.

5.1.2 Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$)

A análise de percolação para o regime permanente com o reservatório cheio foi realizada em regime de fluxo permanente com a carga hidráulica total (H) a montante do maciço da barragem igual a 689,69m e a carga hidráulica total (H) a jusante do maciço da barragem igual a 665,85m. Na Figura 34, as condições de contorno impostas ao modelo são representadas. Ao longo da superfície do subsolo e do talude de montante da barragem impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 689,69m, indicada em linha azul. Ao longo da superfície do subsolo a jusante da barragem, impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 665,85m, indicada em linha laranja. Também foi imposto a condição com a vazão de 0 m³/s na transição de brita, para criar uma condição que não passe água pelo filtro vertical e tapete drenate.

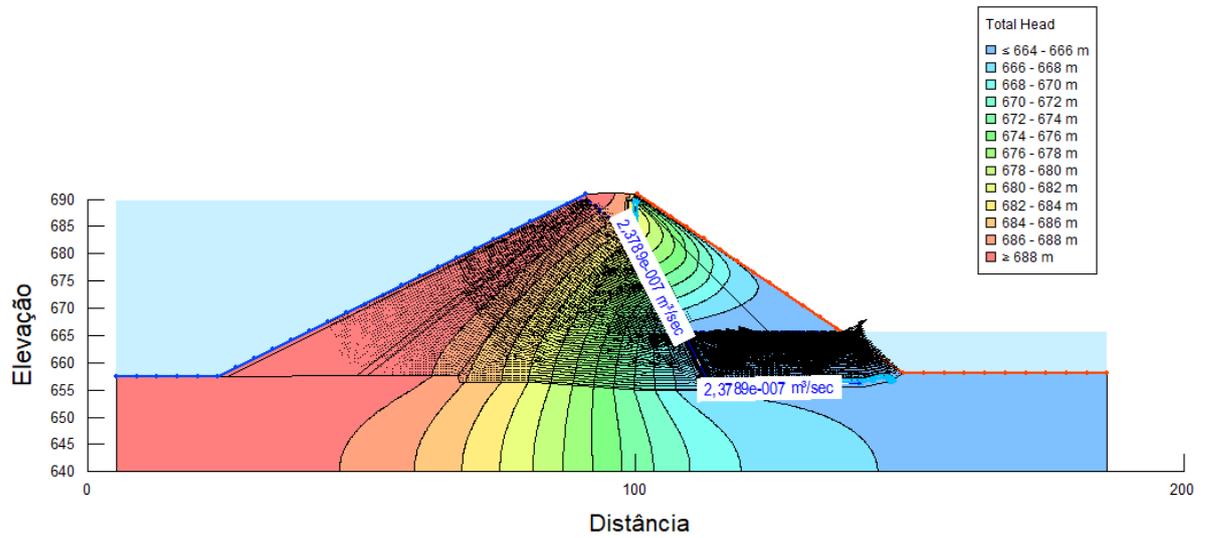
Figura 34 Condições de contorno - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).



Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 35, é mostrado o resultado da carga hidráulica, dando-se destaque para a vazão que passa pelo filtro vertical, $2,3789 \times 10^{-7}$ m³/s, que corresponde a 20,55 l/dia. Pode-se observar que os valores de vazão são baixos, devido aos baixos coeficientes de permeabilidade para o solo compactado obtidos dos ensaios de permeabilidade à carga variável.

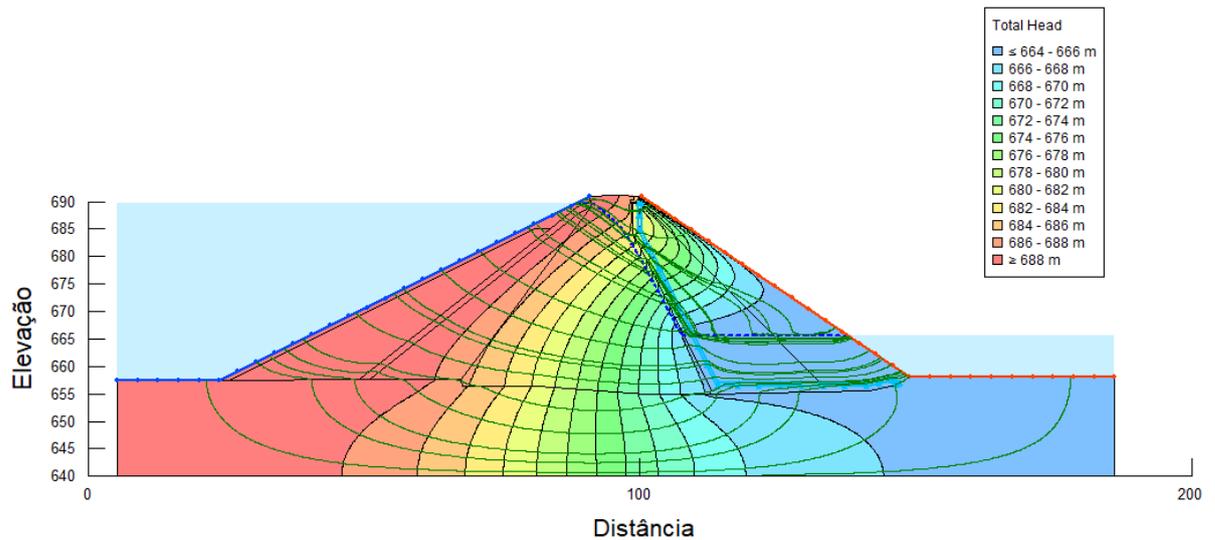
Figura 35 Análise de infiltração com carga hidráulica e vazão - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).



Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 36 é mostrada a análise de infiltração com linhas de fluxo e equipotenciais com respectivos valores de carga hidráulica.

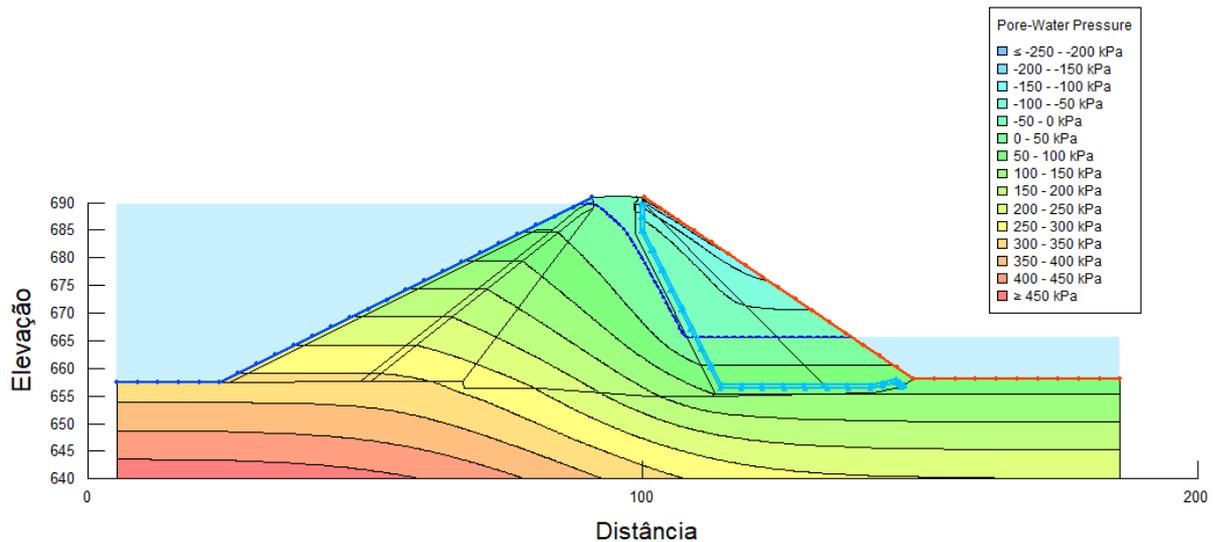
Figura 36 Análise de infiltração com linhas de fluxo e equipotenciais com valores de carga - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX MÁX}$).



Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 37 é mostrado o resultado da análise de infiltração considerando a poropressão. Verificou-se a existência de poropressão negativa, ou seja, há ocorrência de sucção nas zonas acima da linha freática, conforme esperado.

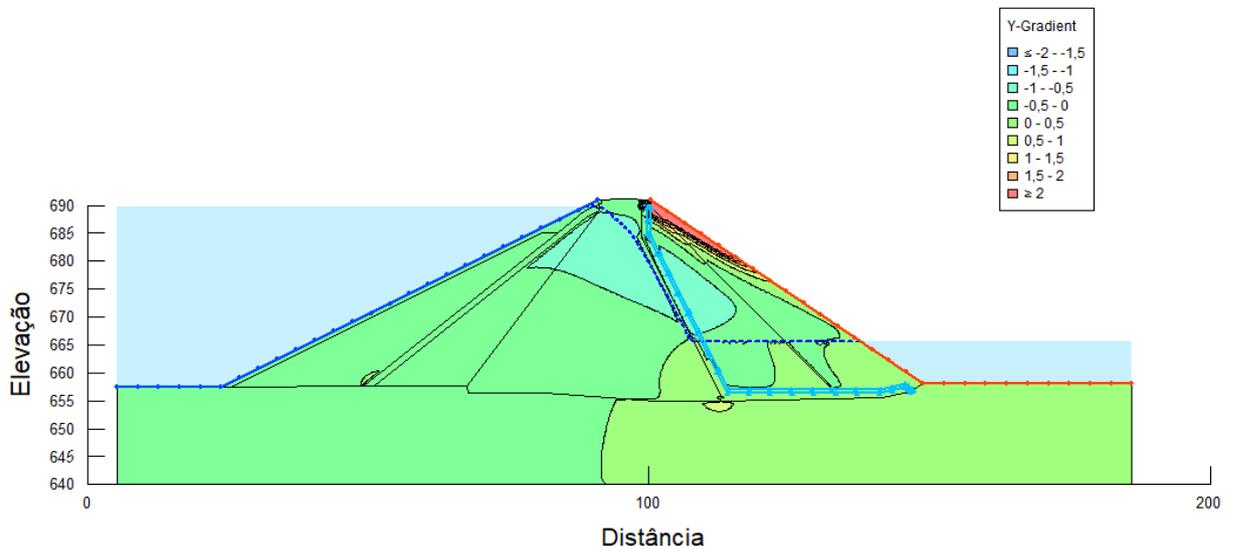
Figura 37 Análise de infiltração com resultado de poropressões - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX}$ $MÁX$).



Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 38, é apresentado o resultado da análise de infiltração, considerando o gradiente hidráulico. Verifica-se que o gradiente hidráulico é maior a montante, ou seja, onde o reservatório se encontra e no começo do filtro vertical de areia. O gradiente para seguinte análise foram maiores no talude a montante com valor de 0,5 e no filtro drenante com valor de 1. No cálculo do i_{crit} dentre os materiais que serão usados o menor valor calculado foi de 0,83, sendo menor que o valor do gradiente hidráulico calculado no $Seep/w$. É muito importante a análise do gradiente hidráulico nas barragens, pois quando a água flui com um gradiente hidráulico elevado, acima do gradiente crítico para aquele solo, pode ocorrer a desagregação de seu arranjo de partículas e conseqüente carregamento dos grãos, caracterizando erosão interna regressiva ou *piping*.

Figura 38 Análise de infiltração com resultados do gradiente hidráulico - Regime Permanente Excepcional ($NA_{MÁX}$ $MÁX$).



Fonte: Do autor (2020)

A análise de infiltração está de acordo com o comportamento hidráulico esperado da barragem, ou seja, com fluxo de montante para jusante. A carga hidráulica correspondente à condição de operação da barragem tanto a montante quanto a jusante é suficiente para observar as linhas de fluxo ao longo da barragem.

Percebe-se que a velocidade de fluxo é maior no enrocamento, pois a condutividade hidráulica é maior do que a do cascalho ou material de segunda categoria. Ainda é importante destacar a importância do filtro de areia, pois ele serve para controle das linhas de fluxo no interior da barragem.

No núcleo da barragem, a vazão calculada pelo programa foi de $2,3479 \times 10^{-7}$ m³/s e a vazão que passa pelo filtro vertical que está localizado na seção do cascalho é de $2,3789 \times 10^{-7}$ m³/s, logo percebe-se que o filtro cumpre com o seu objetivo, pois o talude de jusante está seco. As isolinhas de poropressão demonstram que as pressões neutras decrescem à medida que se afastam do talude de montante.

5.1.3 Regime Permanente Normal (NA_{MÁX Normal})

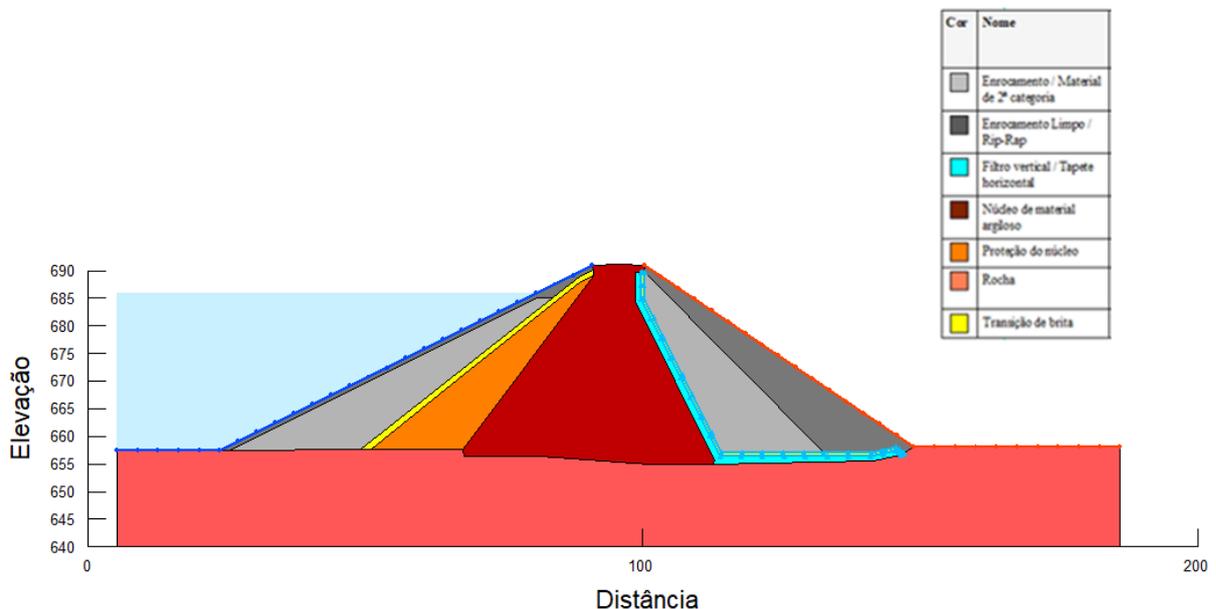
A análise de percolação para o regime permanente normal foi realizada em regime de fluxo permanente com a carga hidráulica total (H) a montante do maciço da barragem igual a 686,00m e a carga hidráulica total (H) a jusante do maciço da barragem igual a 656,70m.

Na Figura 39, as condições de contorno impostas ao modelo são representadas. Ao longo da superfície do subsolo e do talude de montante da barragem impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 686,00m, indicada em linha azul. Ao longo da superfície do subsolo a jusante da barragem, impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 656,70m, indicada em linha laranja. Também foi imposto a condição com a vazão de 0 m³/s na transição de brita.

Na Figura 40, é mostrado o resultado da carga hidráulica, destacando-se a vazão que passa pelo filtro vertical, $1,7645 \times 10^{-7}$ m³/s, que corresponde a 15,24 l/dia. Observa-se que os valores de vazão são baixos, devido aos baixos coeficientes de permeabilidade para o solo compactado obtidos dos ensaios de permeabilidade à carga variável.

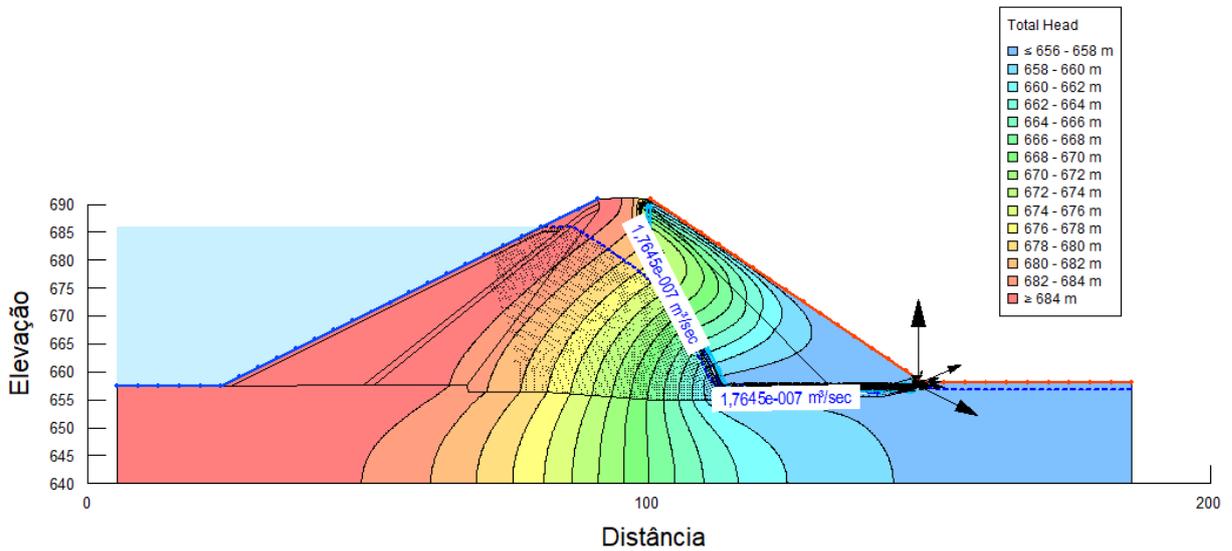
Na Figura 41, é apresentado os resultados das análises de infiltração com as linhas equipotenciais com os valores de carga hidráulica.

Figura 39 Condições de contorno - Regime Permanente Normal (NA_{MÁX Normal})



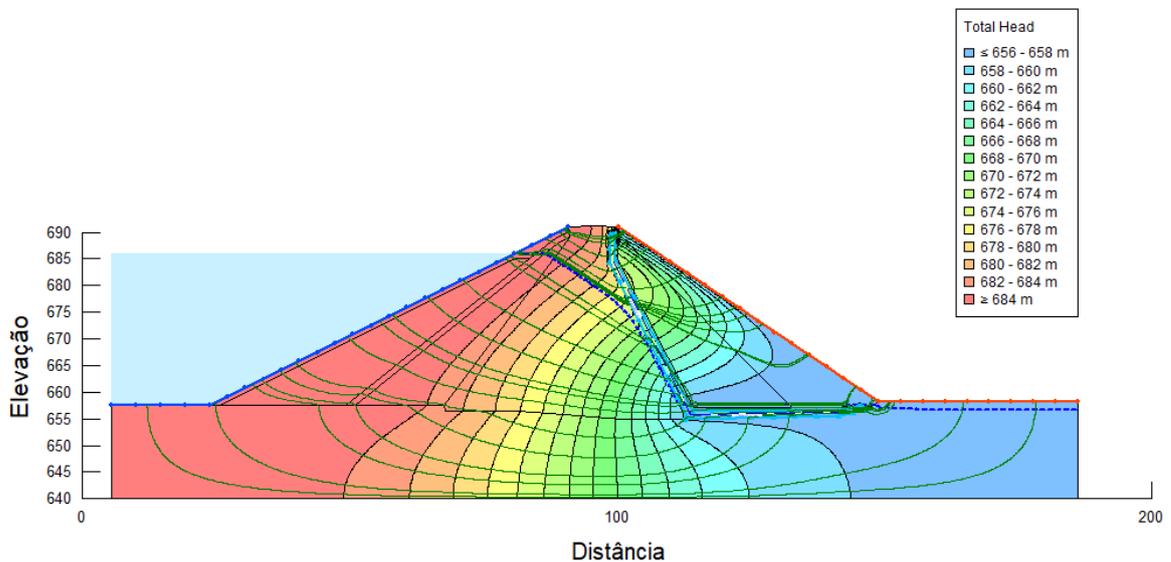
Fonte: Do autor (2020)

Figura 40 Análise de infiltração com carga hidráulica e vazão - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX}$ Normal).



Fonte: Do autor (2020)

Figura 41 Análise de infiltração com linhas equipotenciais e seus respectivos valores de carga - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX}$ Normal).

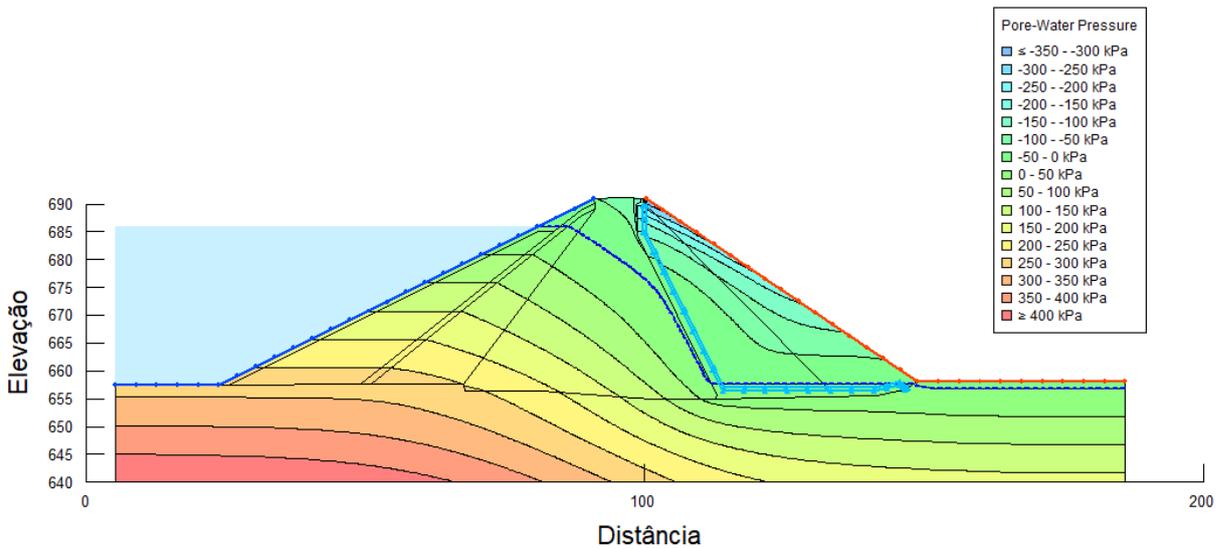


Fonte: Do autor (2020)

Nesta condição de fluxo, a análise de infiltração também está de acordo com o comportamento hidráulico esperado da barragem, ou seja, com fluxo de montante para jusante. A carga hidráulica correspondente à condição de operação da barragem tanto a montante quanto a jusante é suficiente para observar as linhas de fluxo ao longo da barragem.

Na Figura 42, é mostrado o resultado da análise de infiltração, considerando a poropressão. Percebe-se a existência de poropressão negativa, ou seja, há ocorrência de sucção nas zonas acima da linha freática, conforme esperado.

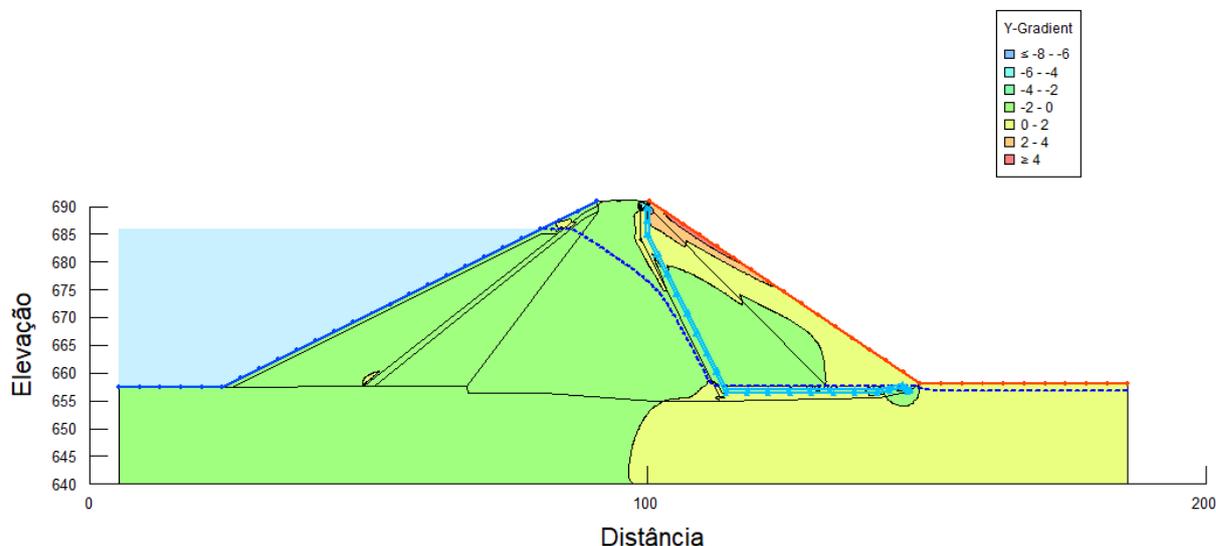
Figura 42 Análise de infiltração com resultado de poropressões - Regime Permanente Normal (NAMÁX Normal).



Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 43 verifica-se a análise de infiltração com resultados do gradiente hidráulico. Percebe-se que o gradiente hidráulico é maior a montante, ou seja, onde o reservatório se encontra e no começo do filtro vertical de areia. O gradiente para seguinte análise foram maiores no talude a montante e filtro drenante com valor de 1,0. No cálculo do i_{crit} dentre os materiais que serão usados o menor valor calculado foi de 0,83, sendo menor que o valor do gradiente hidráulico calculado no $Seep/w$. Um gradiente hidráulico elevado, acima do gradiente crítico para aquele solo, pode ocorrer a desagregação de seu arranjo de partículas e consequente carregamento dos grãos, caracterizando erosão interna regressiva ou *piping*.

Figura 43 Análise de infiltração com resultados do gradiente hidráulico - Regime Permanente Normal ($NA_{MÁX}$ Normal).



Fonte: Do autor (2020)

Percebe-se que a velocidade de fluxo é maior no enrocamento, pois a condutividade hidráulica é maior do que a do cascalho ou material de segunda categoria. É importante destacar a importância do filtro de areia, pois ele serve para controle das linhas de fluxo no interior da barragem.

No núcleo da barragem, a vazão calculada pelo programa foi de $1,6864 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ e a vazão que passa pelo filtro vertical que está localizado na seção do cascalho é de $1,7645 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ e percebe-se que o filtro cumpre com o seu objetivo, pois o talude de jusante está seco. As isolinhas de poropressão demonstram que as pressões neutras decrescem à medida que se afastam do talude de montante.

5.1.4 Rebaixamento do Reservatório (Regime transiente)

Para a condição de rebaixamento rápido do reservatório, assumiu-se a premissa de um $NA_{MÁX}$ MAX (689,69m) do reservatório até a cota 686,00m ($NA_{Máximo}$ de Operação), e que o rebaixamento de 3,69m ocorre ao fim de 75 horas. Estabeleceu-se para esta situação, que um output a cada 5 horas seria suficiente para a análise do esvaziamento rápido do reservatório.

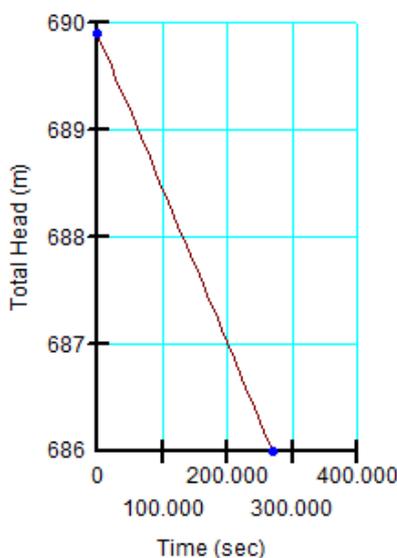
Como a análise de percolação durante o rebaixamento rápido depende do tempo, o fluxo é transiente. A análise de fluxo transiente deriva-se do estudo de fluxo permanente. Desta forma, a configuração é feita em *KeyIn Analyses*, definindo o tipo *Transient*. No caso do fluxo

transiente, é preciso estabelecer o tempo em que será feito o estudo. No estudo em questão, optou-se por analisar durante 75 horas. As condições de poropressão iniciais são obtidas da análise de fluxo permanente. Assim, deve-se optar pela opção *Parent Analysis*.

Ao longo da superfície do subsolo e do talude de montante da barragem impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 689,69m, indicada em linha vermelho. Ao longo da superfície do subsolo a jusante da barragem, impõe-se carga hidráulica total (H) igual a 665,55m indicada na linha laranja.

Considerando o rebaixamento do reservatório gradual, as condições de contorno à montante para a análise de fluxo transiente são do tipo *Head (H)*, porém não constante, mas sim em função da curva de rebaixamento inserida no *software* (Figura 44). Esta curva segue a condição de que o reservatório está no nível 689,89 m no início da análise e no nível 686,00 m após 75 horas. A duração do rebaixamento foi estimada, pois este tempo é específico para cada barragem e depende de inúmeros fatores, tais como volume do reservatório, a área ocupada por este, as dimensões do vertedor e da tomada d'água.

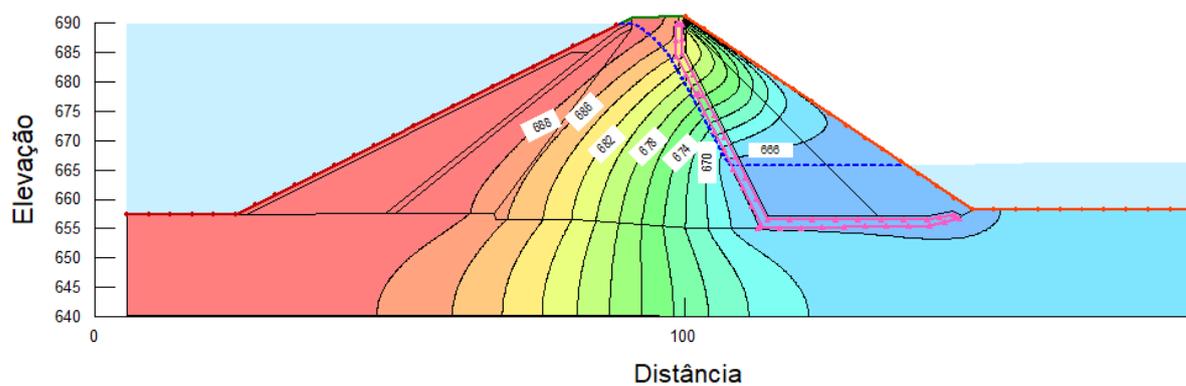
Figura 44 Curva de rebaixamento do reservatório.



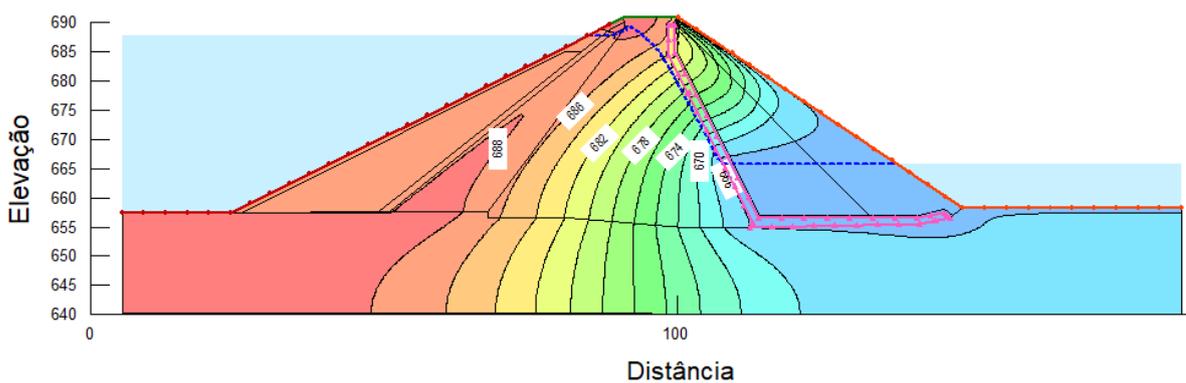
Fonte: Do autor (2020)

Obteve-se o resultado do estudo de fluxo permanente (Figura 45 (a)), seguida do fluxo transiente (Figuras 45 (b) até (c)), ou seja, a análise de infiltração com linhas de fluxo e equipotenciais com respectivos valores de carga. O resultado nos diz que a carga hidráulica vai diminuindo progressivamente com o rebaixamento rápido.

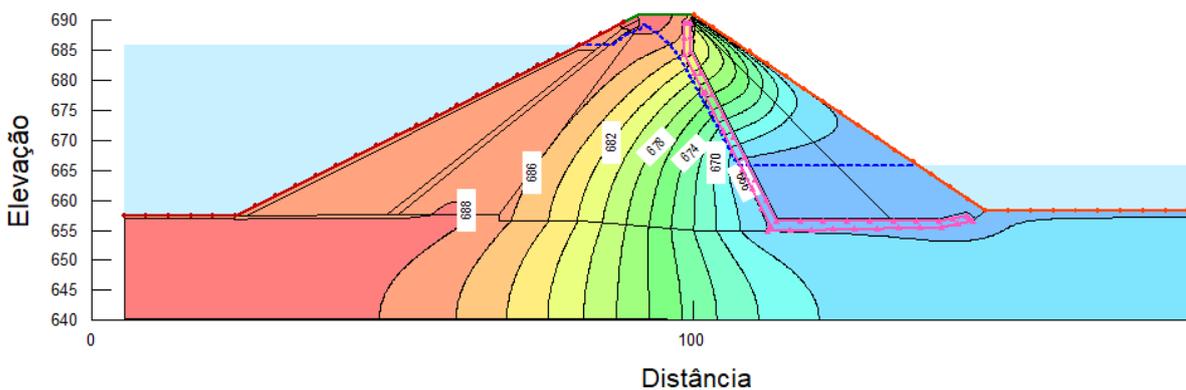
Figura 45 Análise de infiltração com linhas de fluxo e equipotenciais com respectivos valores de carga hidráulica. Tempos: (a) tempo zero, (b) tempo 40 horas e (c) tempo 75 horas.



(a) Tempo zero



(b) Tempo 40 horas

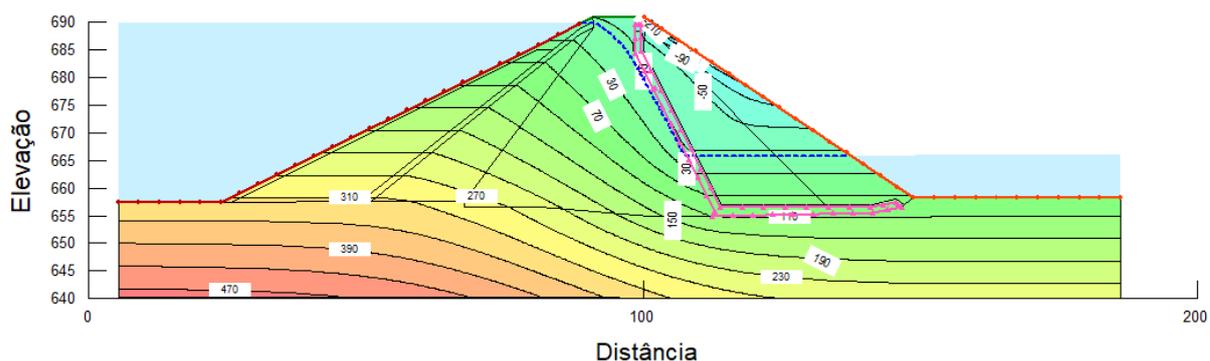


(c) Tempo 75 horas

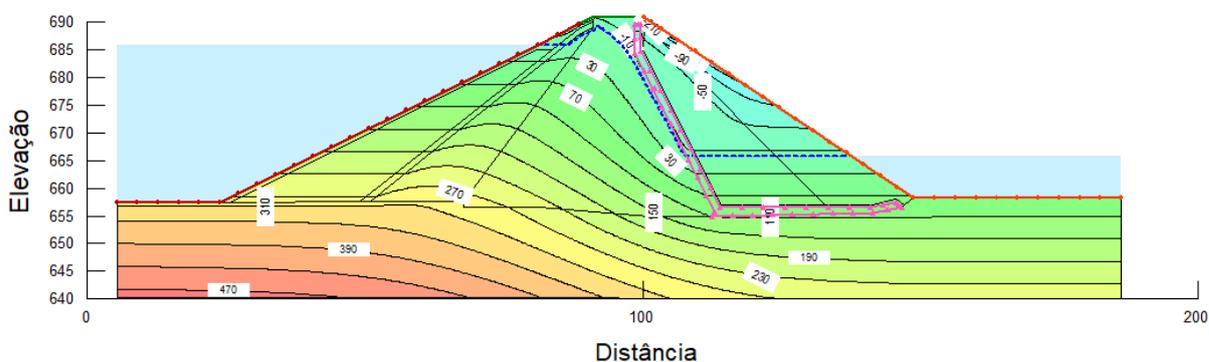
Na Figura 46 estão os resultados da poropressão para o rebaixamento rápido. Percebe-se que o filtro cumpre com o seu objetivo, pois o talude de jusante está seco. As isolinhas de poropressão demonstram que as pressões neutras decrescem à medida que se afastam do talude de montante.

As poropressões começam a dissipar ao longo do talude de montante mais lento durante o rebaixamento progressivo. Durante o rebaixamento do reservatório, a carga imposta pela água sobre o talude de montante é eliminada, ficando o espaldar saturado, esse excesso de poropressão pode levar o talude à ruptura. É a condição mais crítica a ser analisada.

Figura 46 Poropressão. (a) tempos zero e (b) tempo 75 horas



(a) Tempo zero



(b) Tempo 75h

5.2 Análise de Estabilidade

Nas análises de estabilidade foram considerados os casos críticos, que a barragem está submetida, para assegurar a confiabilidade do projeto. Foi considerada uma superfície de pesquisa com grade 20x20 e 30 raios. A geometria da barragem foi desenhada no software e adicionados os materiais (filtro, enrocamento, núcleo argiloso, etc.) com seus respectivos

parâmetros geotécnicos. Para essas análises, foram utilizados os resultados das análises de fluxo, com suas variações. Os resultados do FS foram obtidos pelo método de Spencer.

Os parâmetros usados foram obtidos de ensaios triaxiais não adensados e não drenados UU, onde deviam ter sido utilizados parâmetros dos ensaios triaxiais consolidado e não-drenado CU, para análise da barragem em operação nos níveis normal e máximo, pois por ser um ensaio drenado o solo apresenta melhores parâmetros de resistência no instante da ruptura porque este permite a dissipação das poropressões e conseqüentemente um incremento em termos de tensões efetivas. Um dos motivos da não realização dos ensaios triaxiais, foi o início da Pandemia do novo Coronavírus, pois na semana de início e término dos ensaios, os laboratórios foram fechados para todos.

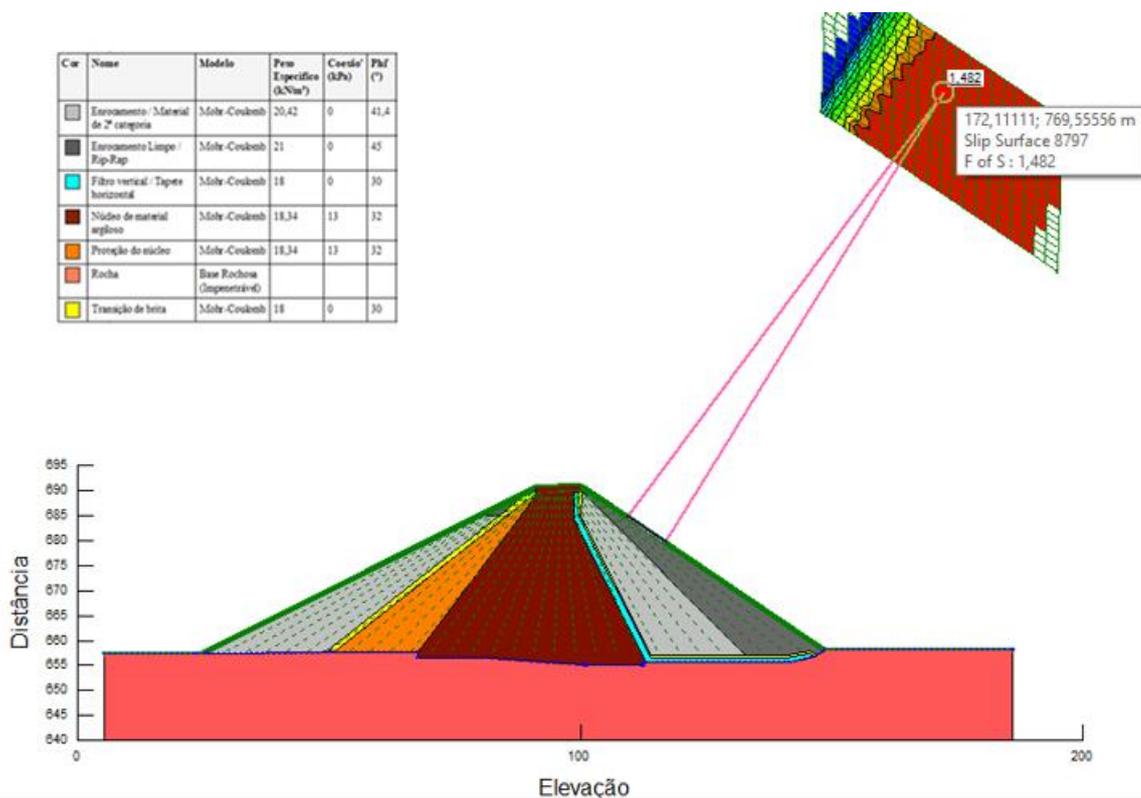
5.2.1 Final de Construção - Talude Jusante

Nesta situação, a linha piezométrica coincide com o nível do terreno da fundação da barragem, visto que o reservatório é considerado.

O fator de segurança encontrado para essa situação foi de 1,482, resultados maiores que o FS_{min} de 1,2 apresentado na Tabela 4. Neste caso, a barragem é considerada estável.

A Figura 47 apresenta a situação analisada com o respectivo fator de segurança. Observa-se que a cunha de ruptura do talude foi bem superficial para o menor FS. Provavelmente, seria necessário apenas um reparo superficial da região danificada.

Figura 47 Final de construção – Talude Jusante



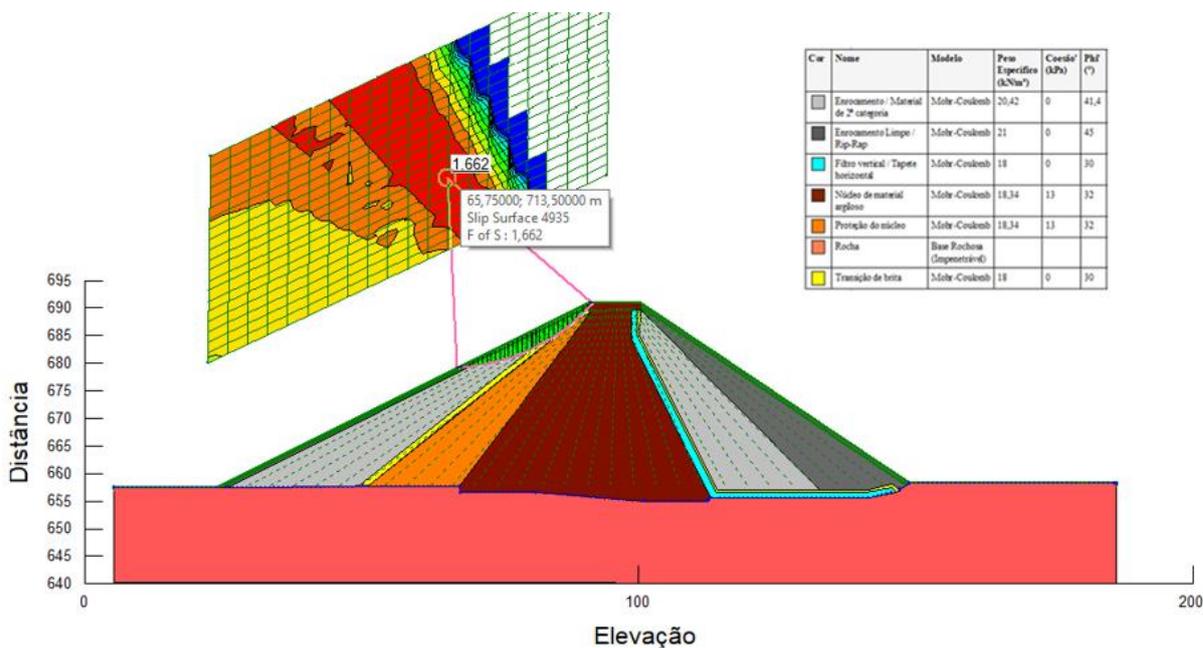
Fonte: Do autor (2020)

5.2.2 Final de Construção - Talude Montante

Nessa análise, a superfície de pesquisa foi alterada para o talude de montante. O fator de segurança encontrado para essa situação foi de 1,662, sendo maior que o $FS_{mín}$ de 1,2 apresentado na Tabela 4. A barragem é considerada estável e o talude jusante é realmente o caso mais crítico para o final da construção (Figura 48).

A cunha de ruptura do caso crítico já apresenta tamanho considerável, podendo ocasionar danos a construção. Nesta situação a cunha de ruptura chega até a região da proteção do núcleo, no qual se viesse acontecer, iria deixar a barragem um pouco fragilizada.

Figura 48 Final de construção - Talude Montante.



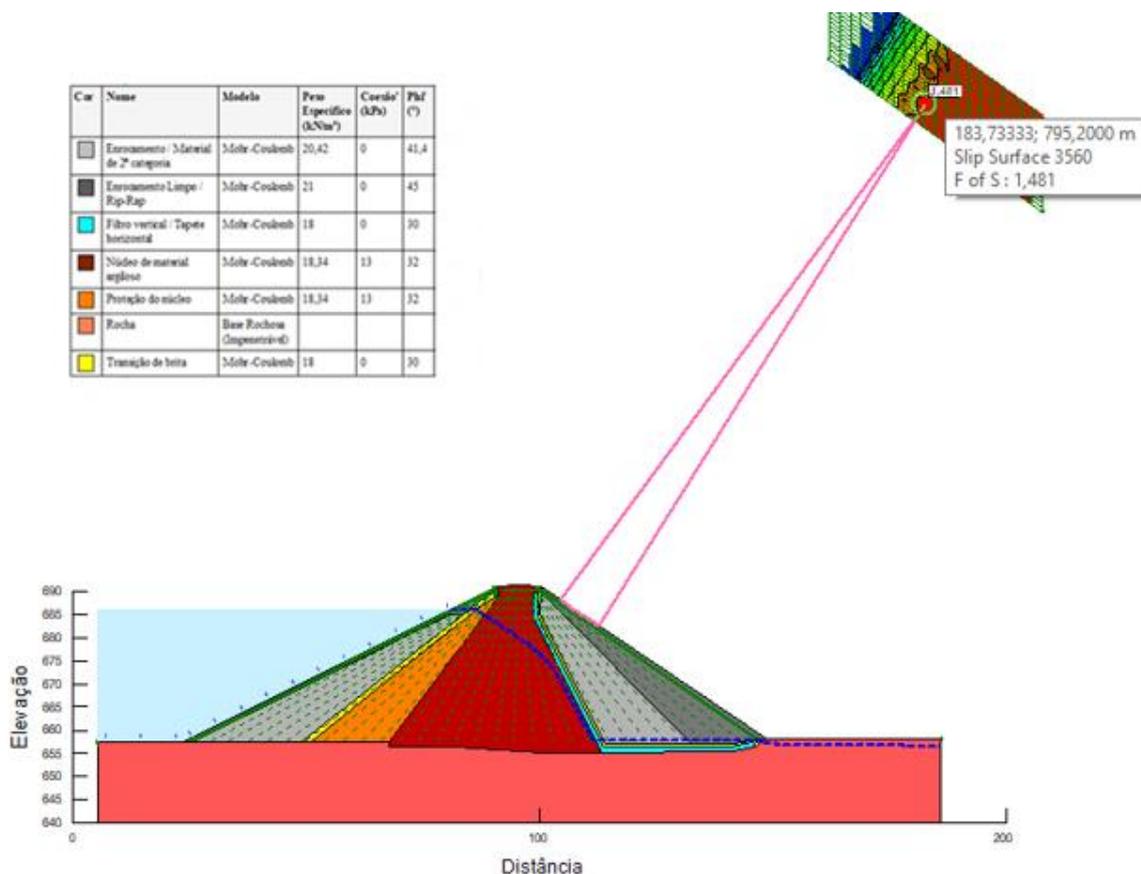
Fonte: Do autor (2020)

5.2.3 Barragem em operação (NA MÁX Normal) – Talude Jusante

Essa situação foi considerada para verificar que o seu fator de segurança será menor que o caso em que o nível de água da barragem está no caso excepcional. Os materiais de cada região da barragem foram considerados zonas saturadas e não saturadas.

O reservatório encontra-se em regime permanente, em que o nível do reservatório está em seu valor normal de operação. Logo, a água fica tempo suficiente para percolar no maciço e deixar uma parte saturada. Também é considerado que a percolação se estabilizou e que o maciço já está adensado.

O fator de segurança encontrado para essa situação foi de 1,481, maior que o fator de segurança mínimo de 1,30 conforme indicado na Tabela 4. Logo, neste caso a barragem é estável. A Figura 49 apresenta a situação analisada no GeoSlope com o respectivo fator de segurança. A cunha de ruptura se apresentou bem superficial, fazendo com que seja preciso reparos locais, podendo não trazer tanto impacto para a obra. Como no talude de jusante os materiais possuem uma maior resistência (enrocamento / rip-rip), a cunha de ruptura não foi tão grande.

Figura 49 Barragem em operação ($NA_{MÁX}$ Normal) - Talude jusante

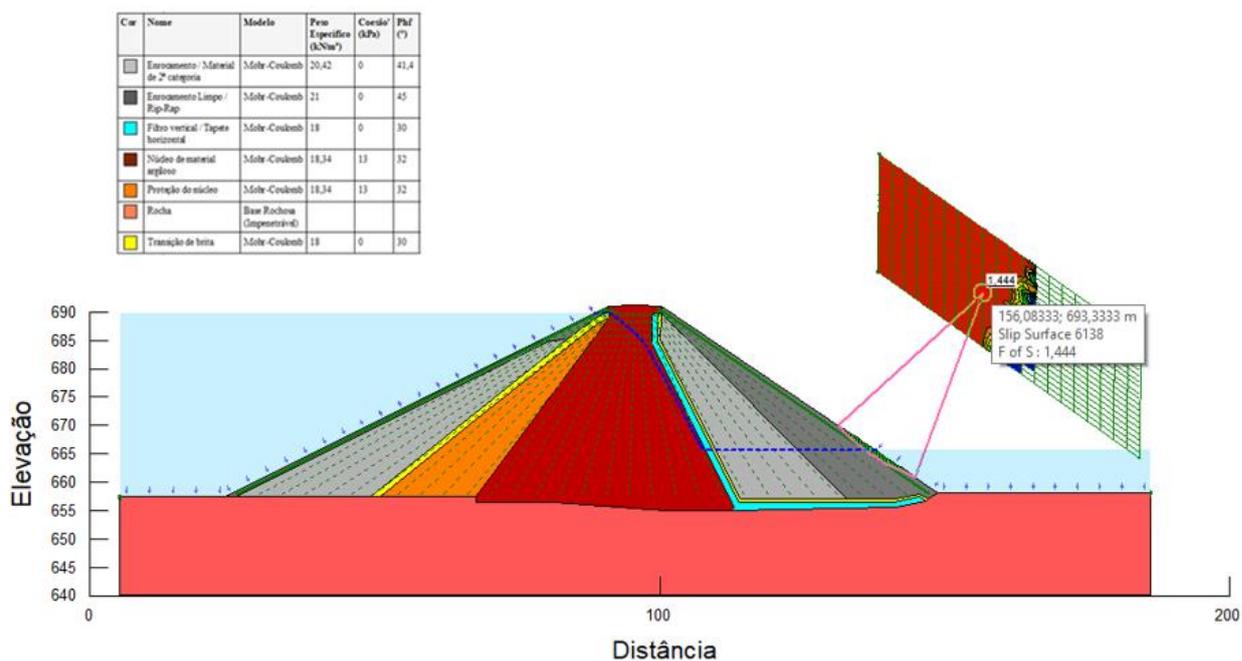
Fonte: Do autor (2020)

5.2.4 Barragem em operação ($NA_{MÁX}$ $MÁX$) – Talude Jusante e Talude Montante

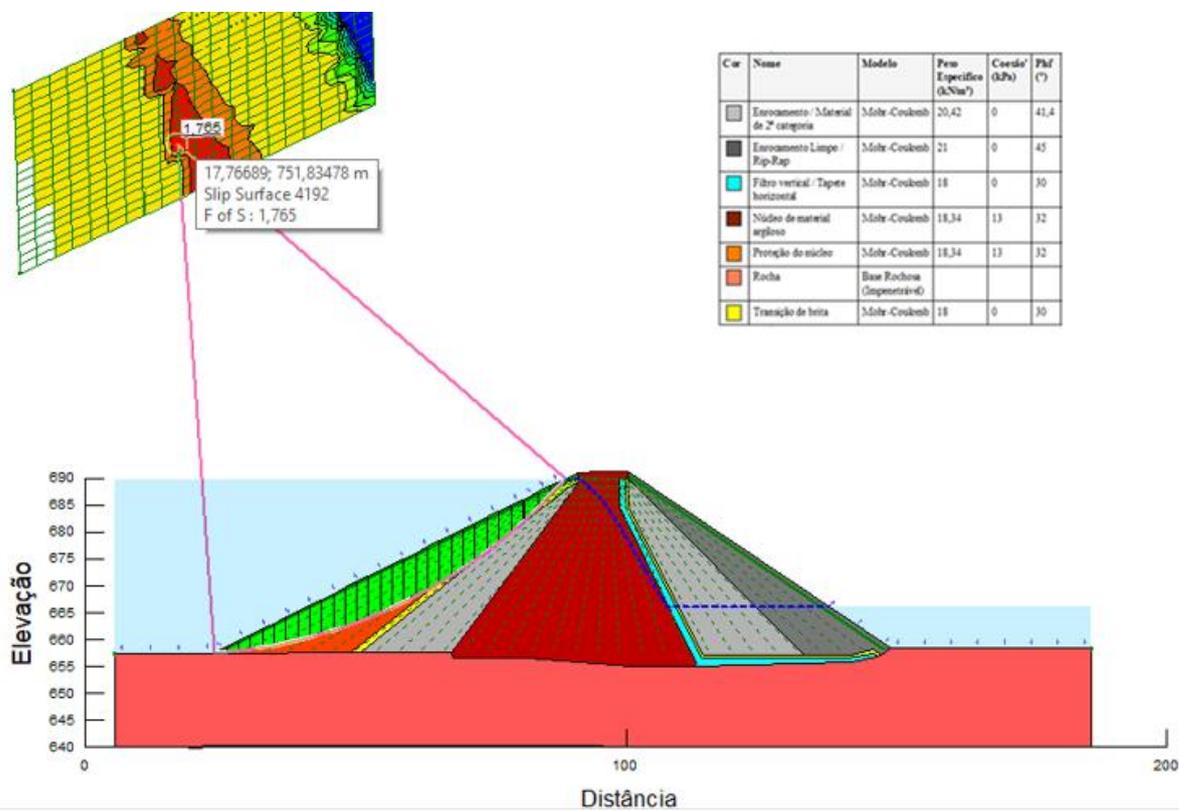
Esta é a situação crítica a que está submetida a barragem quando está em operação, visto que é o caso excepcional, em que ocorre uma situação de cheia, no qual esse nível máximo é determinado por estudos hidrológicos vinculados a curva cota x área x volume da barragem. Como essa situação só ocorre em caso de cheia e tem curta duração, como também pelas características dos materiais utilizados na barragem, não se formará linhas de fluxo definidas. Logo, a linha piezométrica foi determinada para um fluxo transiente.

A Figura 50 apresenta a situação analisada no talude a jusante com o respectivo fator de segurança, este sendo 1,444 sendo maior que o fator de segurança mínimo de 1,30 30 conforme indicado na Tabela 4. Para o caso crítico, a cunha de ruptura ficou no nível da água a jusante. Dentre as análises do talude jusante, essa foi a que apresentou a maior cunha de ruptura.

Para o talude a montante foi calculado o fator de segurança (Figura 51), para verificação do fator de segurança, este sendo 1,765, e respetiva cunha de ruptura. Observa-se que a cunha vai até a proteção de núcleo.

Figura 50 Barragem em operação ($NA_{MÁX MÁX}$) - Talude Jusante

Fonte: Do autor (2020)

Figura 51 Barragem em operação ($NA_{MÁX MÁX}$) - Talude Montante

Fonte: Do autor (2020)

5.2.5 Rebaixamento rápido do reservatório ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) – Talude Montante e Jusante

A estabilidade do talude de montante da barragem é um fator que merece atenção sob condição de rebaixamento rápido. Segundo Singh & Varshney (1995) *apud* Almeida (2013) o maior momento de instabilidade pode estar associado a um rebaixamento total ou até mesmo parcial, pois o fato do pé do maciço estar submerso reduz a sua resistência e juntamente com o peso do maciço saturado causa a instabilidade da estrutura.

Esta situação ocorre após uma cheia máxima, em que o nível de água será reduzido até o regime permanente normal, ou seja, o rebaixamento gradual da cota de 689,69 m até a cota de 686 m ao longo de 75 horas. As análises de percolação do maciço foram realizadas em regime transiente no Projeto Básico.

A Figura 52 mostra o resultado da análise de estabilidade do talude a jusante da barragem, para o rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) ao longo de 75 horas. O valor do fator de segurança foi de 1,451, e a cunha de ruptura ficou no nível de água a jusante.

As Figuras 53 e 54 mostram os resultados das análises de estabilidade dos taludes a montante da barragem, para o rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$), no tempo de 50 e 75 horas, respectivamente.

Para um tempo de 75 horas, o valor do fator de segurança foi de 1,718, e para um tempo de 50 horas, o valor do fator de segurança foi de 1,615. De acordo com ELETROBRÁS (2003), o valor mínimo considerado para esta situação é de 1,00 30 conforme indicado na Tabela 4. Sendo assim, a barragem é estável. A cunha de ruptura ficou no nível da água a montante.

Figura 52 Rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) - Talude Jusante.

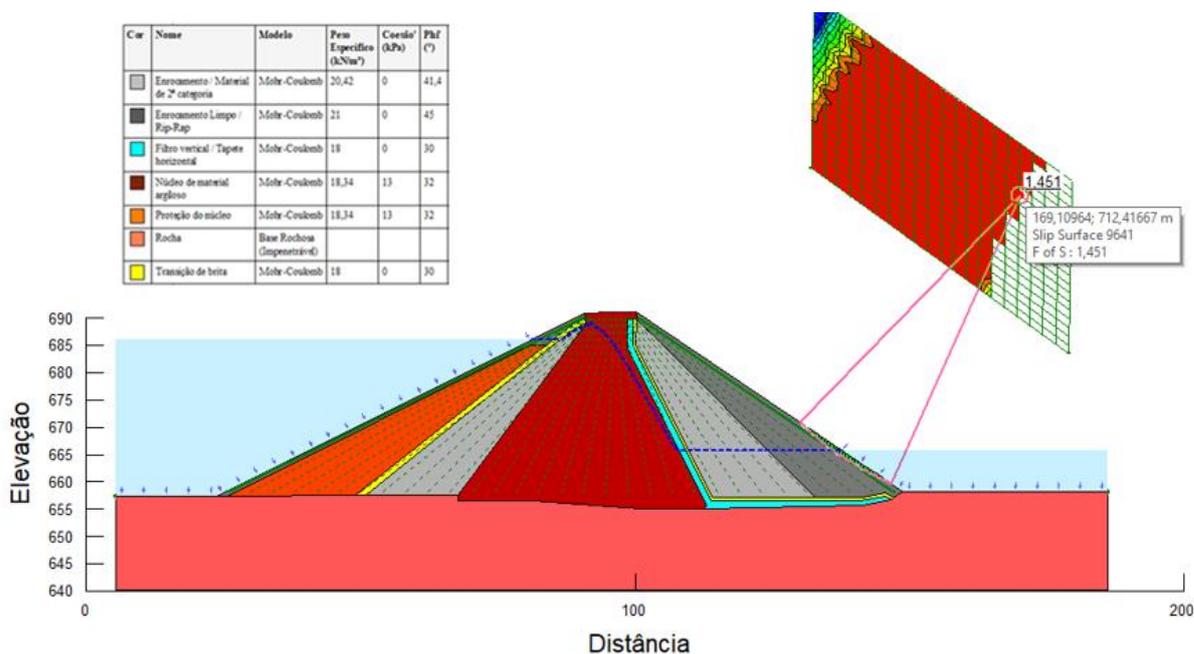


Figura 53 Rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) - Talude Montante no tempo de 75 h.

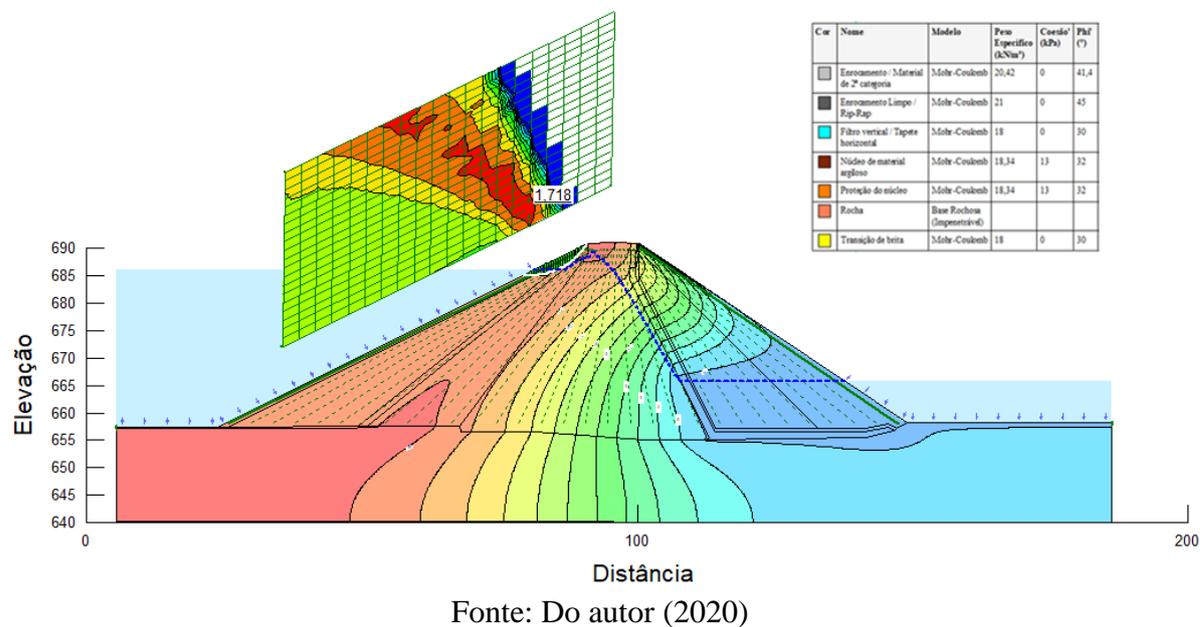
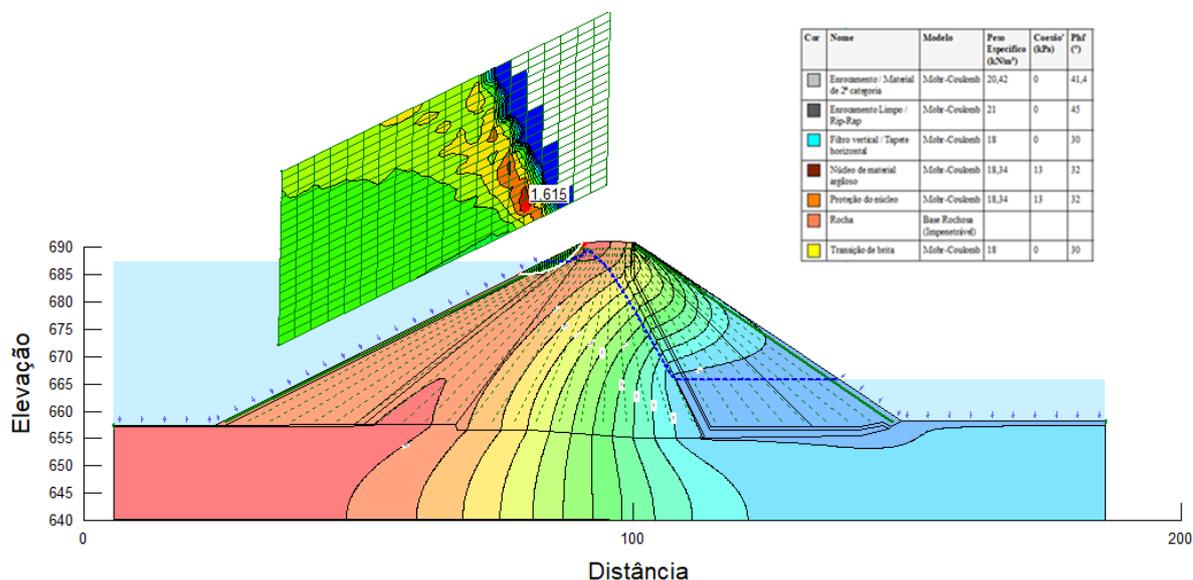


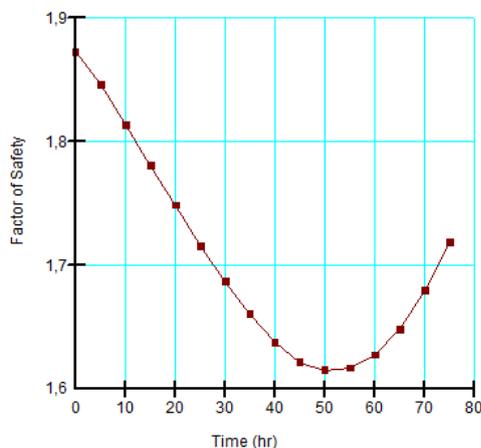
Figura 54 Rebaixamento rápido ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$) - Talude Montante no tempo de 50 h.



Fonte: Do autor (2020)

A Figura 55 apresenta os valores dos fatores de segurança versus tempo. Verifica-se que inicialmente o FS é alto, pois ainda há a ação estabilizadora do reservatório no nível máximo. Durante 75 h de rebaixamento, o valor do FS decresce pelo fato de o reservatório abaixar progressivamente, e desta forma a força que este exerce contra o talude montante é diminuída, à lenta dissipação do excesso de poropressão ou seja a água permanece no maciço após o rebaixamento, em seguida o valor do fator de segurança volta a subir.

Figura 55 Fator de segurança vs Tempo



Fonte: Do autor (2020)

Pelo que foi apresentado na Figura anterior, à medida que ocorre o enchimento da barragem, ocorrem alterações no campo de poro pressões internas no maciço provocadas pelo avanço da região de saturação. Como o maciço está sendo saturado, a tendência é de que ocorra o aumento de umidade no material e conseqüentemente a redução do campo de sucção. E se reduz a sucção diminui a resistência do material. Conseqüentemente se reduz a resistência do material reduz o fator de segurança. No entanto, como a rede de fluxo também tende a se estabilizar no final, não ocorre mais variação de poro pressão no maciço, logo o fator de segurança tende também a permanecer estável.

5.2.6 Tabela Resumo

A Tabela 19 apresenta para todas as situações analisadas, os resultados dos fatores de segurança determinados na presente pesquisa, os apresentados no Projeto Básico e os valores dos fatores de segurança mínimos admissíveis segundo Eletrobrás (2003).

Os fatores de segurança encontrados nesta pesquisa ficaram bem próximos dos que foram apresentados no Projeto Básico, e sempre acima dos fatores mínimos admissíveis, comprovando a estabilidade da barragem em todas as situações analisadas.

Tabela 19 Resumo dos fatores de segurança.

SITUAÇÕES ANALISADAS	FATOR DE SEGURANÇA (FS)		
	PRESENTE PESQUISA	PROJETO BÁSICO	MÍNIMO ADMISSÍVEL
1. Final de construção			
Talude Jusante	1,48	1,52	1,2
Talude Montante	1,66	1,65	1,2
2. Barragem em operação ($NA_{MÁX Normal}$)			
Talude Jusante	1,48	1,52	1,3
3. Barragem em operação ($NA_{MÁX MÁX}$)			
Talude Jusante	1,44	1,37	1,3
4. Rebaixamento rápido do reservatório ($NA_{MÁX MÁX}$ até o $NA_{MÁX Normal}$)			
Talude Montante	1,62	1,46	1

Fonte: Do autor (2020)

5.3 Análise de Tensão Deformação

A análise do comportamento de tensão-deformação de barragens é fundamental para o conhecimento das tensões e dos deslocamentos em seu maciço e nas fundações. Estes estudos possibilitam a previsão de problemas como fissuras e danos à instrumentação. As análises foram realizadas no Programa SIGMA/W, sendo adotado os modelos linear-elástico, modelo elástico-plástico e modelo hiperbólico, para fazer uma comparação entre os modelos constitutivos. As simulações foram realizadas para o final da construção da barragem, para o regime permanente, para o nível máximo da barragem e a construção por etapas.

5.3.1 Final da construção

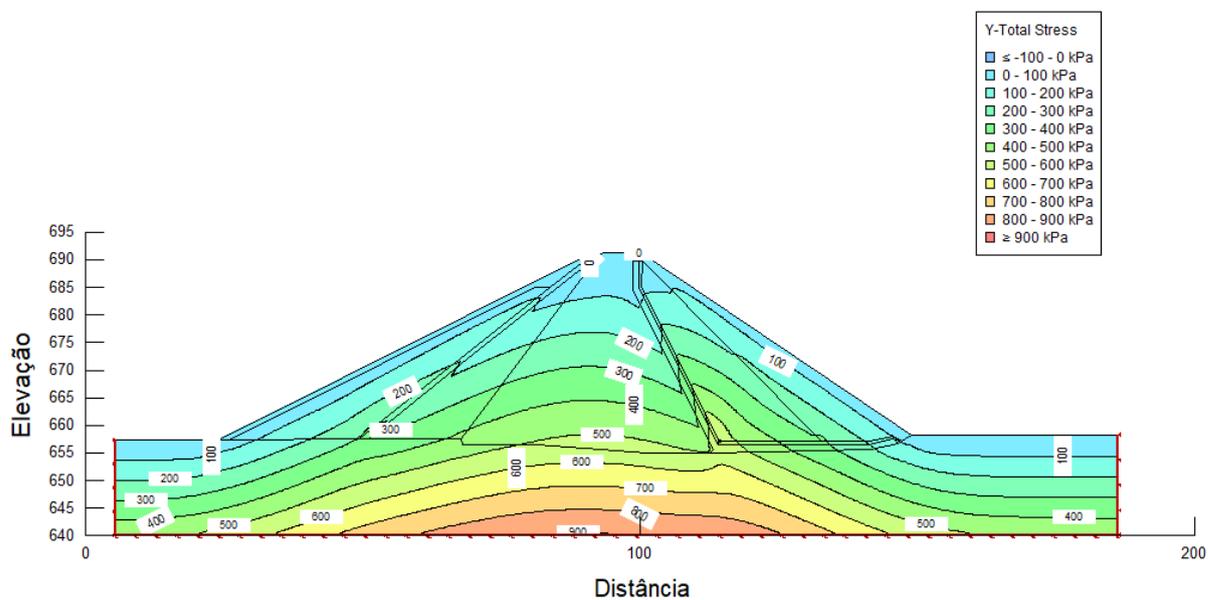
Este item apresenta simulações para o final da construção da barragem com o emprego do modelo constitutivos linear-elástico, elastoplástico e hiperbólico. Os resultados analisados foram: recalques, tensões totais verticais e tensões desviadoras e plastificação da barragem.

Na Figura 56, mostram-se os resultados da tensão total vertical com o emprego do modelo constitutivos linear-elástico, elastoplástico e hiperbólico e respectivos gráficos de tensão versus deformação. Os resultados foram condizentes com o peso próprio da barragem e em relação à rigidez de cada material pelos três modelos constitutivos. Tal efeito foi reproduzido de maneira apropriada, pois pode-se observar a descontinuidade nos valores de tensão já que a rigidez de cada material é diferente. Geralmente, no núcleo da barragem as tensões verticais estão aliviadas e a concentração de tensões nas zonas de transição é marcante. Verifica-se que as tensões se concentram nas zonas de filtro e transição dos materiais, ou seja, ocorre o fenômeno conhecido como arqueamento. Aires (2006); Almeida (2010) e García (2013) verificaram em suas pesquisas o fenômeno de arqueamento, ou seja, quando tem diferenças na rigidez dos materiais.

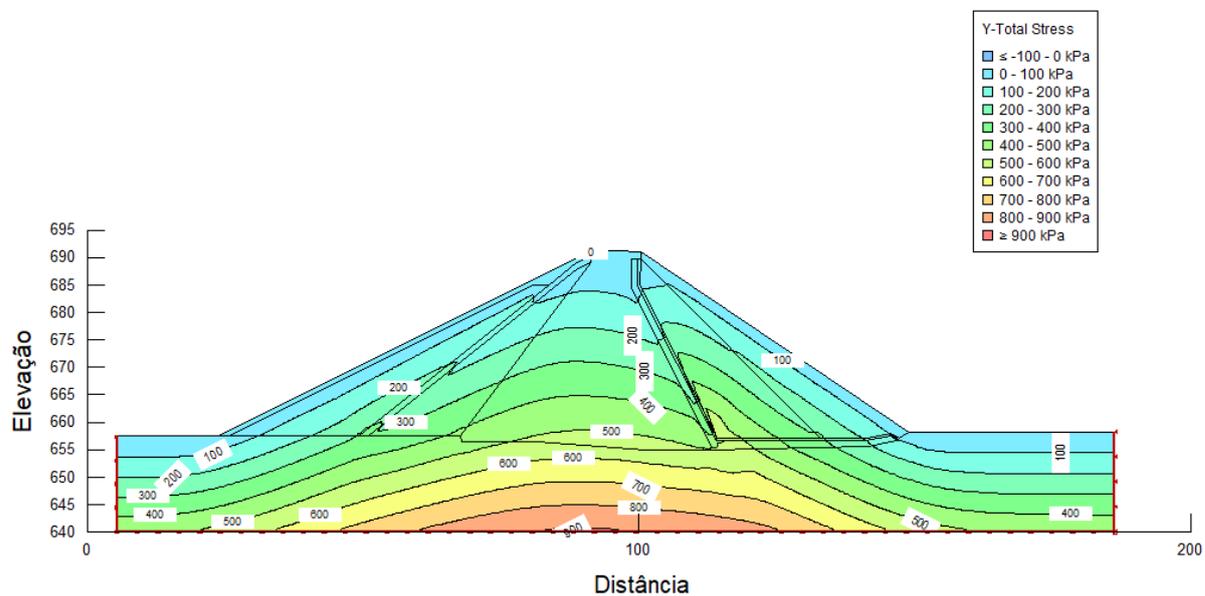
Na região do núcleo, a tensão vertical total situou-se em torno de 500kPa e no contato com a fundação os valores foram máximos e situaram-se entre 550kPa e 850kPa nos três modelos constitutivos. Nitidamente o modelo hiperbólico apresenta comportamento diferencial, com maior efeito de arqueamento que os demais modelos.

Figura 56 Análise de tensão total vertical nos modelos e gráfico tensão deformação - Término da construção: (a) linear, (b) elástico plástico e (c) hiperbólico.

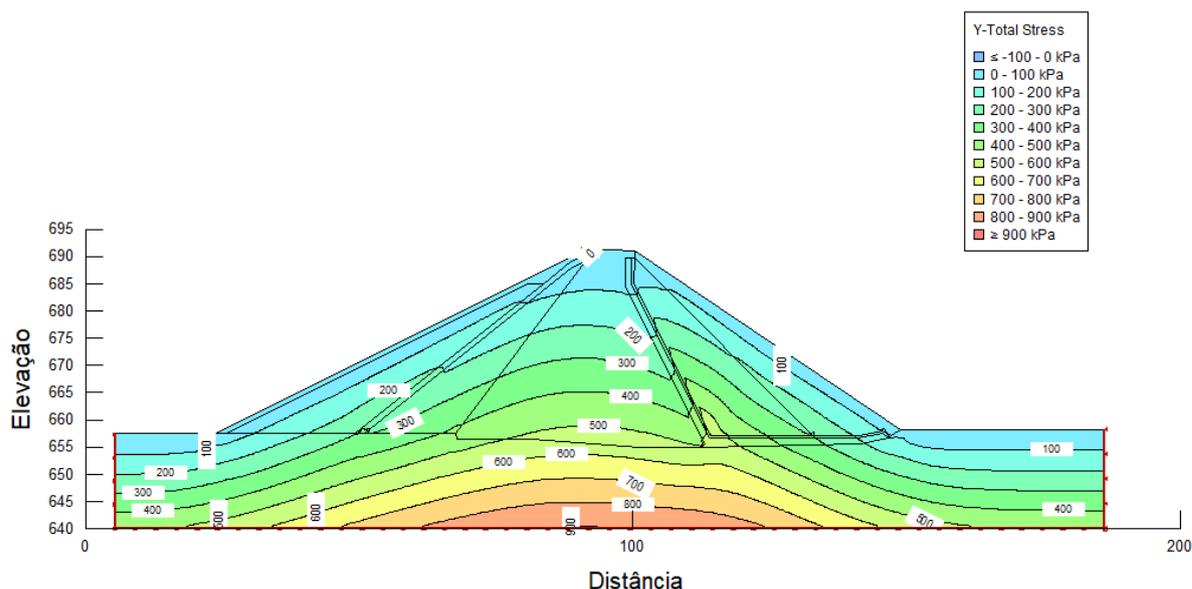
(a) modelo linear



(b) modelo elástico plástico



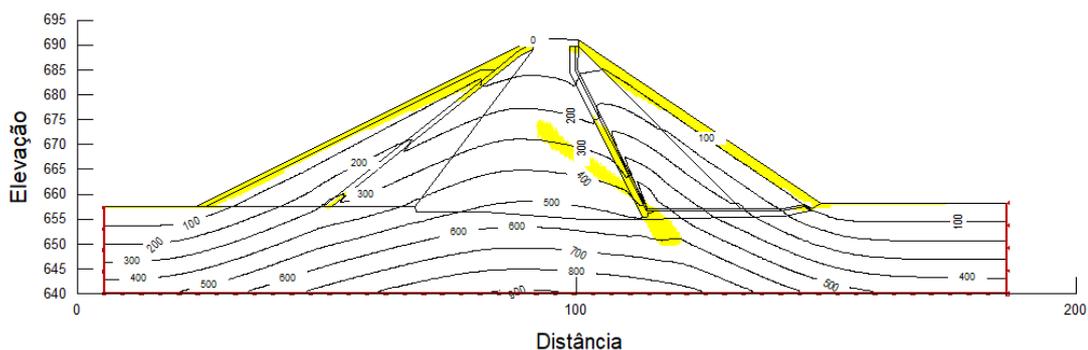
(c) modelo hiperbólico



Fonte: Do autor (2020)

A Figura 57 apresenta os pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento. Os pontos amarelos estão espalhados pela seção da barragem sem que se observem sinais de formação de superfícies de ruptura. Destaca-se que o arqueamento induzido no filtro vertical provoca plastificação parcial dessa zona da barragem.

Figura 57 Pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento - Final da construção.



Fonte: Do autor (2020)

Os resultados dos deslocamentos verticais para o modelo linear-elástico, elástico-plástico e hiperbólico são apresentados na Figura 58. Os valores dos deslocamentos verticais foram de 0,40m no modelo linear, 0,45m no modelo elástico e 0,55 no hiperbólico, ou seja, valores muito próximos. Os recalques máximos ocorreram nas cotas 680,00 m da região superior do núcleo.

É importante realizar a análise dos deslocamentos verticais para que se verifique se há recalques muito elevados no corpo da barragem. Caso seja constatado que a barragem está sofrendo recalques excessivos, isso pode significar uma perda em altura da seção típica da barragem e tal situação precisa ser monitorada para não haver perdas no desempenho e na funcionalidade da barragem.

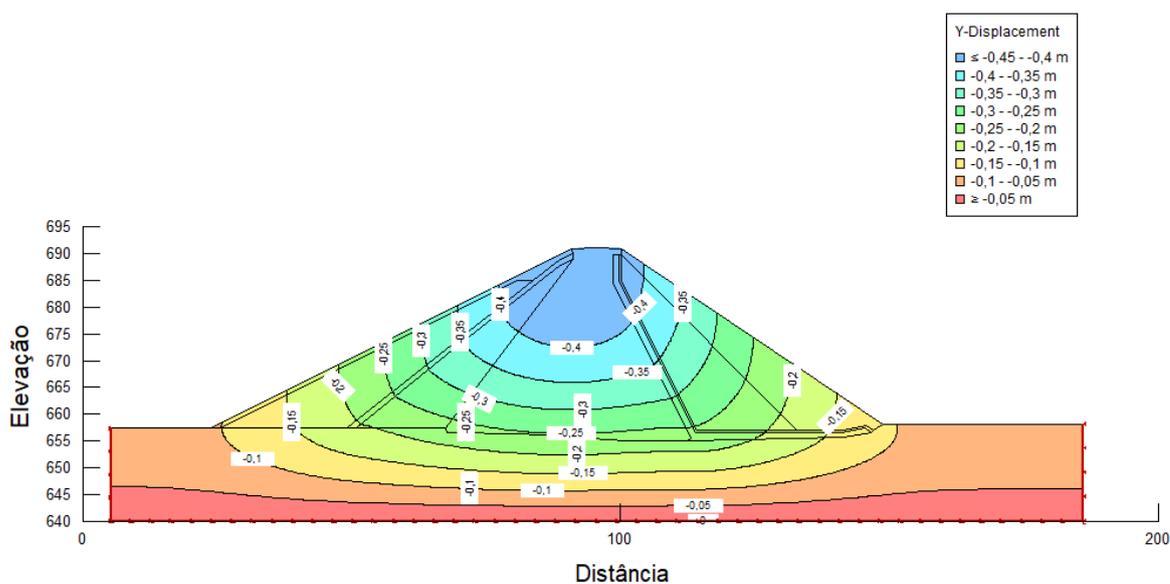
Aire (2006) analisou os recalques máximos provenientes dos modelos linear elástico e verificou recalques máximos pelo modelo 1,51m. O mesmo autor também percebeu recalques máximos aproximadamente dois terços da altura da barragem.

Almeida (2010) verificou os recalques máximos sofridos para os diferentes modelos constitutivos, estes foram de 1,6m para o modelo linear-elástico; 1,8m para o modelo elasto-plástico e 2,2m para o modelo hiperbólico. O mesmo autor ainda verificou que os recalques máximos ocorreram na região central do núcleo.

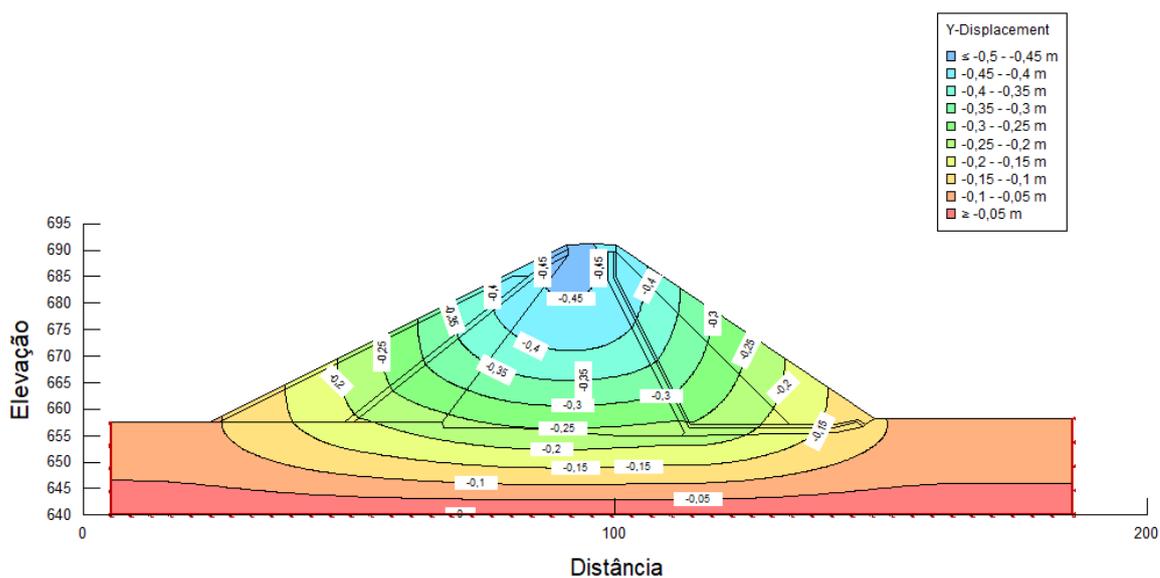
García (2013) analisou uma barragem zoneada com núcleo argiloso no final da construção e obteve resultados de deslocamento em y no valor de 2,6m.

Figura 58 Análise dos deslocamentos verticais para os modelos: (a) linear-elástico; (b) elástico-plástico; e (c) hiperbólico - Final da construção.

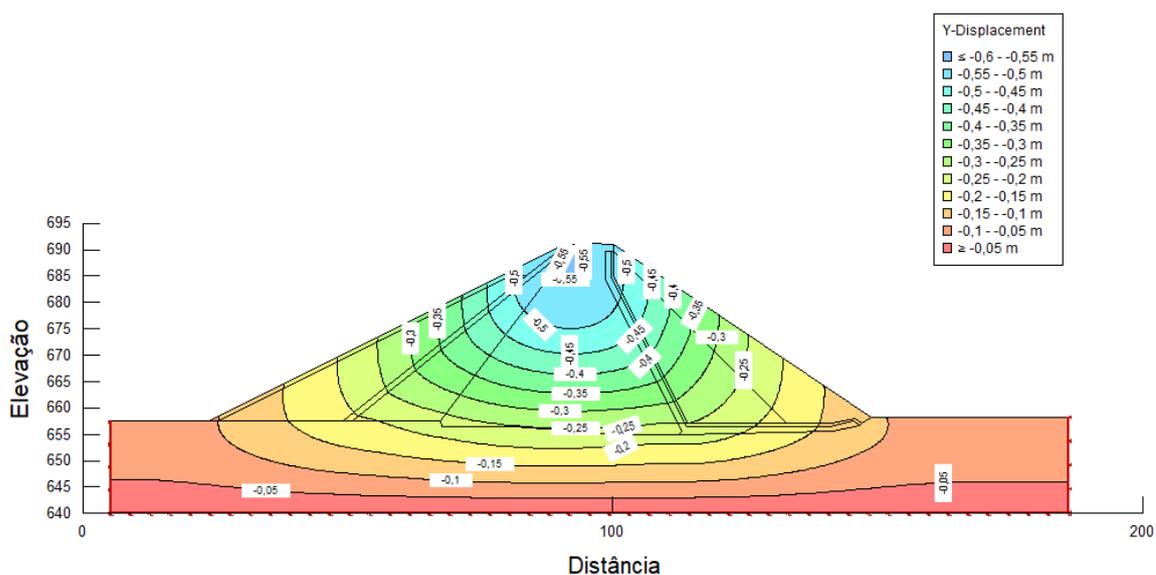
(a) modelo linear-elástico.



(b) modelo elástico-plástico.



(c) modelo hiperbólico.



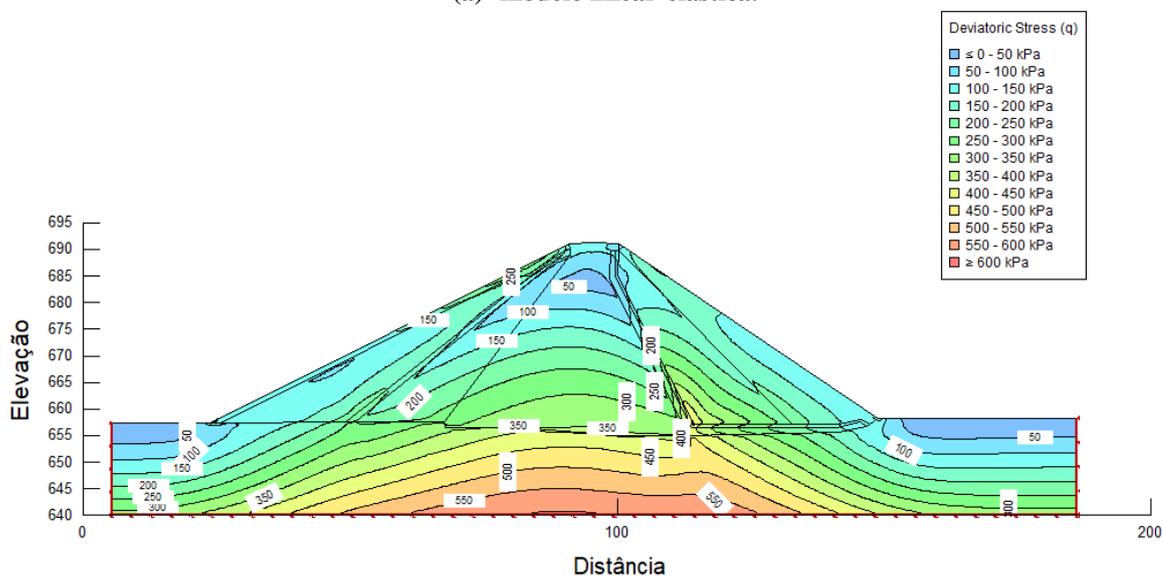
Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 59 apresenta-se o resultado da tensão desviadora para os três modelos constitutivos, que representa o potencial de ruptura do material nas zonas onde a tensão desviadora se encontra elevada, ou seja, onde pode haver ruptura. A tensão desviadora está relacionada diretamente à componente de resistência do solo. É preciso ficar atento ao comportamento da tensão desviadora da fundação porque se estes estiverem elevados, recomenda-se que se façam medidas de tratamentos para evitar que haja ruptura na fundação da barragem. Verifica-se que a máxima tensão desviadora ocorre na fundação da barragem.

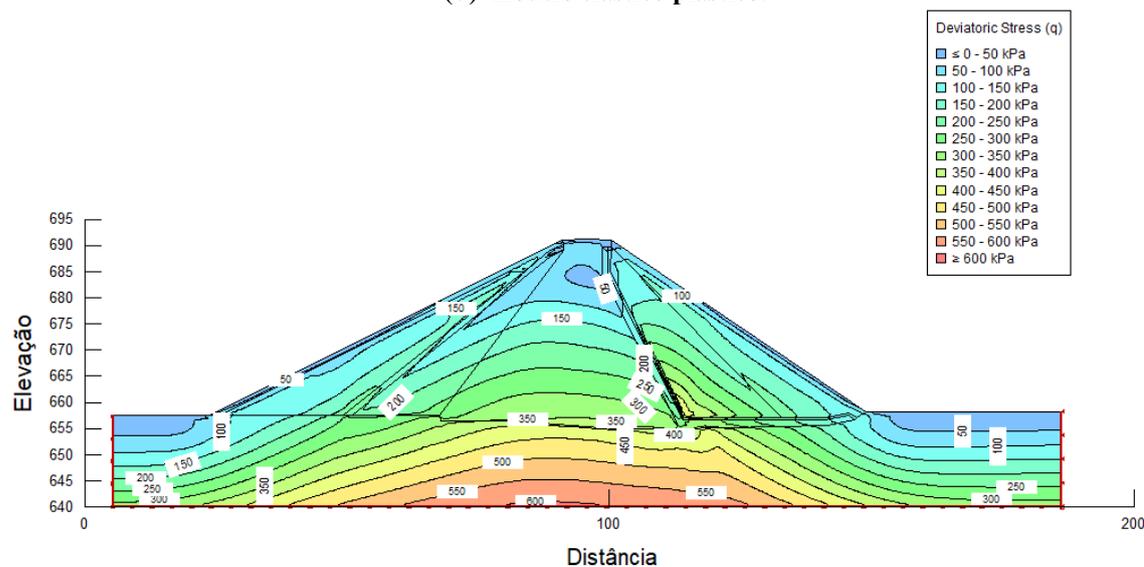
Na região do núcleo, a tensão desviadora situou-se em torno de 300kPa a 350kPa entre o núcleo e o filtro drenante nos modelos linear e elástico plástico, e no modelo hiperbólico um valor de 300 kPa entre o núcleo e o filtro drenante. O contato com a fundação os valores foram máximos e situaram-se entre 600kPa nos modelos linear e elástico plástico e 400kPa no modelo hiperbólico.

Figura 59 Análise da tensão desviadora para os modelos: (a) linear-elástica; (b) elástico plástico; e (c) hiperbólico -Final da construção.

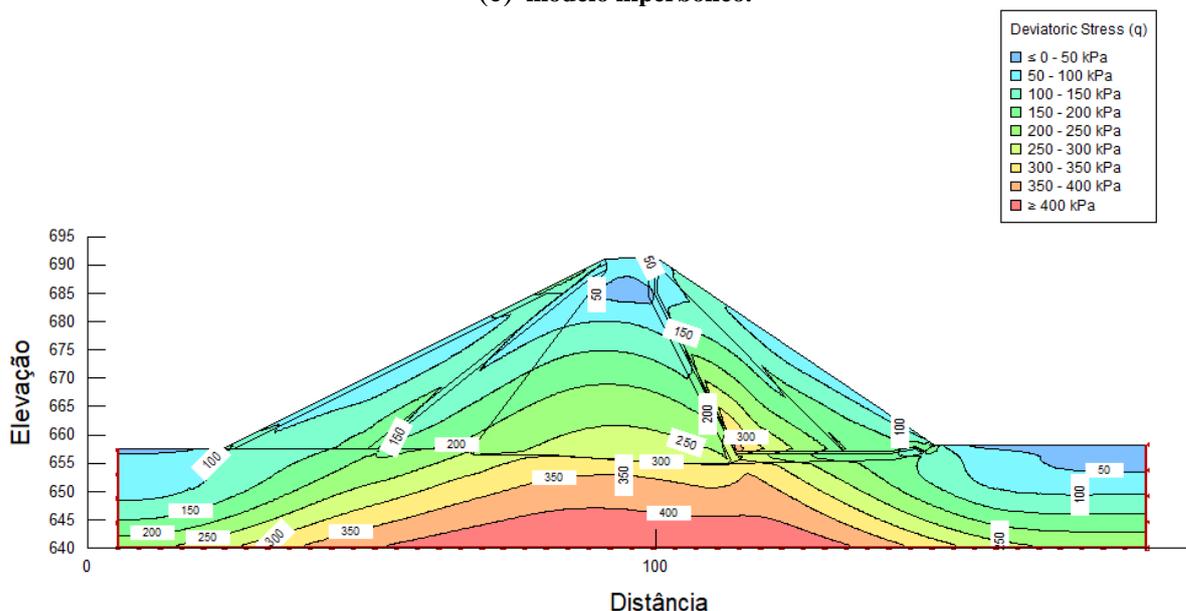
(a) modelo linear-elástica.



(b) modelo elástico plástico.



(c) modelo hiperbólico.



Fonte: Do autor (2020)

5.3.2 Regime permanente, primeiro enchimento

Este item apresenta simulações para do primeiro enchimento da barragem, em nível de operação com água na cota de 686,00 m no talude a montante e cota de 657,70m a jusante, com o emprego dos modelos constitutivos linear-elástico, elastoplástico e hiperbólico em regime permanente. Os resultados analisados foram recalques, tensões totais verticais e horizontais, tensões desviadoras, e plasticidade da barragem.

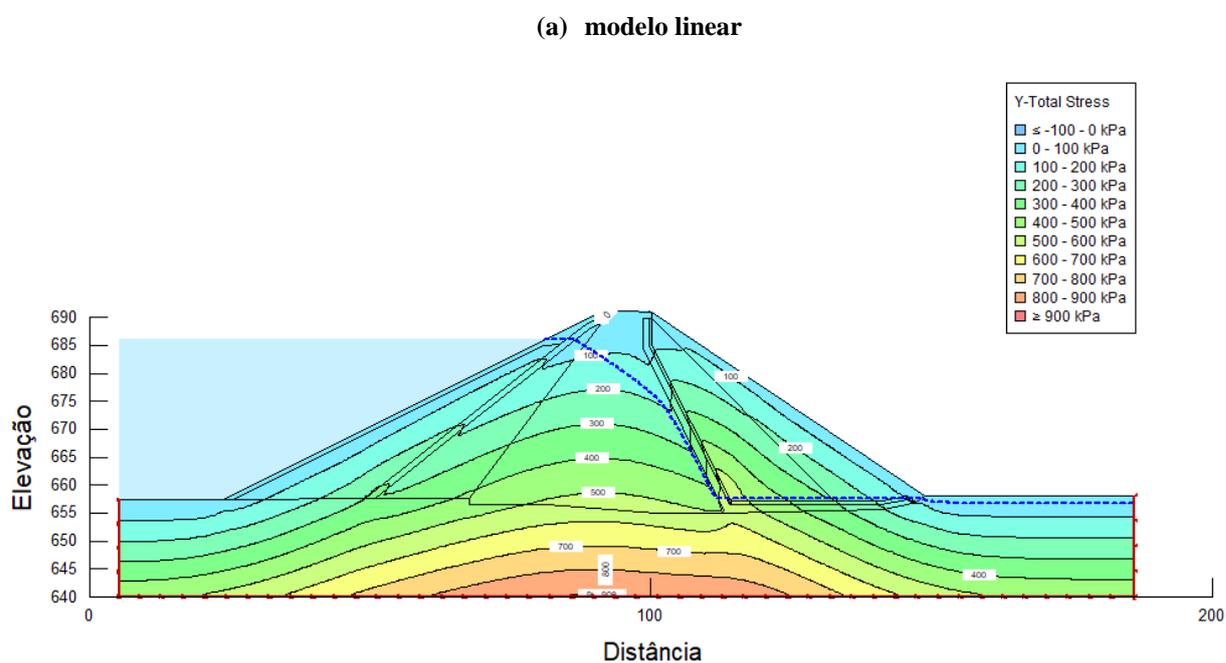
Pelo primeiro enchimento do reservatório, indicam que a complexidade desses movimentos resulta de três diferentes causas: (1) a compressão devido ao umedecimento da fundação gera recalque não uniforme pois o montante da fundação é umedecido primeiro; (2) a compressão devido ao umedecimento do material de barragens homogêneas ou do espaldar de montante de barragens zonadas com núcleo central de argila produz recalques nesta região da barragem com movimentos na direção de montante e possíveis fissuras longitudinais; (3) o próprio carregamento ocasionado devido à pressão d'água ocasiona movimentos na direção de jusante.

Na Figura 60 estão apresentados os resultados das análises de tensão total vertical nos modelos e os gráficos tensão-deformação. Observa-se descontinuidade nos valores de tensão, com a máxima tensão situada na fundação da barragem. Os resultados são condizentes com o peso próprio da barragem e em relação à rigidez de cada material. Geralmente, no núcleo da barragem as tensões verticais estão aliviadas e a concentração de tensões nas zonas de transição

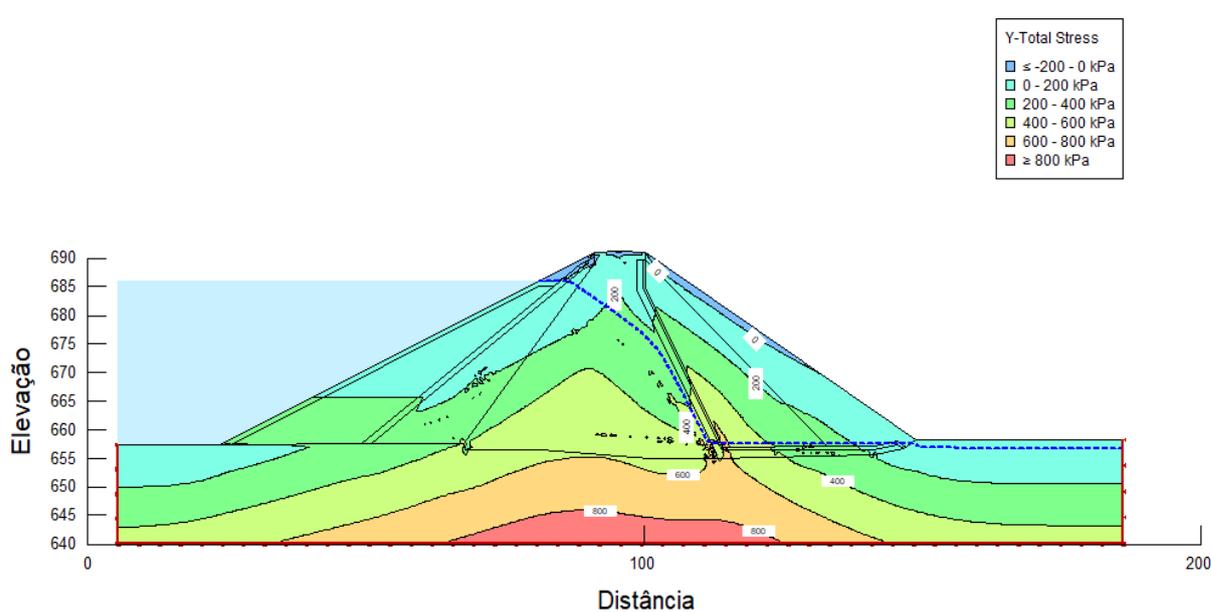
é marcante. Neste caso, também verifica-se que as tensões se concentram nas zonas de filtro e transição dos materiais, ou seja, ocorre o fenômeno de arqueamento.

Percebe-se um aumento significativo na região do núcleo e filtro vertical, da tensão vertical. O valor situou-se entre 500kPa e 600 kPa, e no contato com a fundação os valores foram máximos e situaram-se entre 850kPa 900kPa nos três modelos constitutivos.

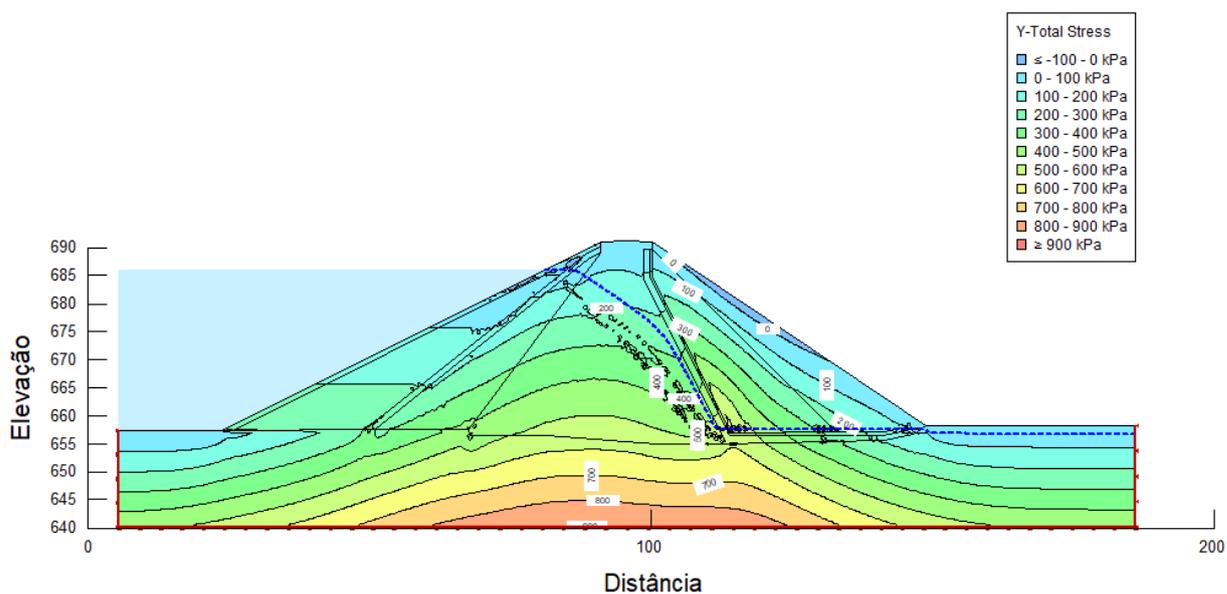
Figura 60 Análise de tensão total vertical nos modelos e gráfico tensão deformação - regime permanente, primeiro enchimento: (a) linear, (b) elástico plástico e (c) hiperbólico.



(b) modelo elástico – plástico



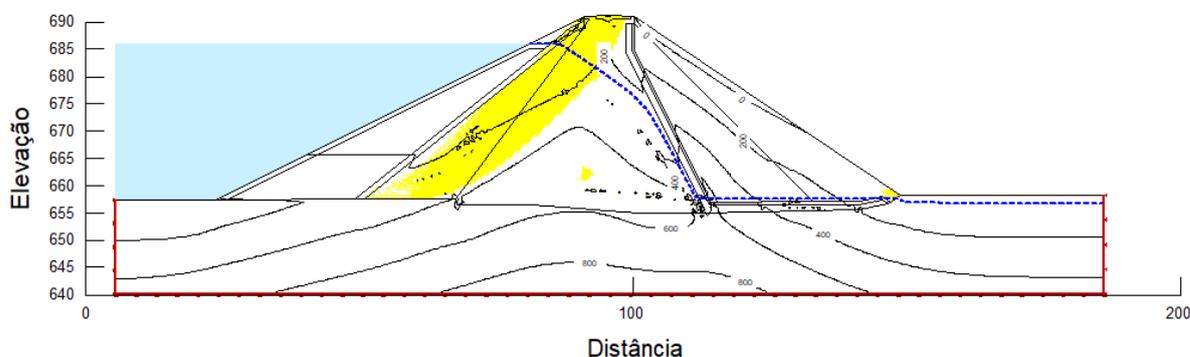
(c) modelo hiperbólico



Fonte: Do autor (2020)

A Figura 61 apresenta os pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento. Os pontos amarelos estão espalhados pela seção da barragem. Observa-se superfícies de ruptura que se estende do núcleo até a proteção de núcleo.

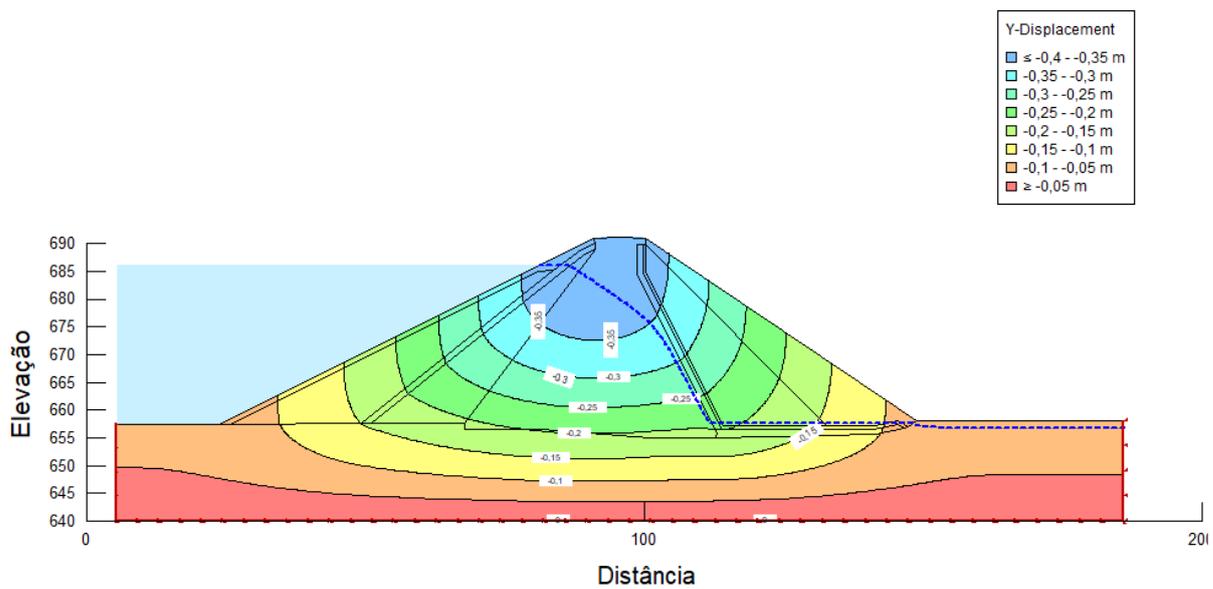
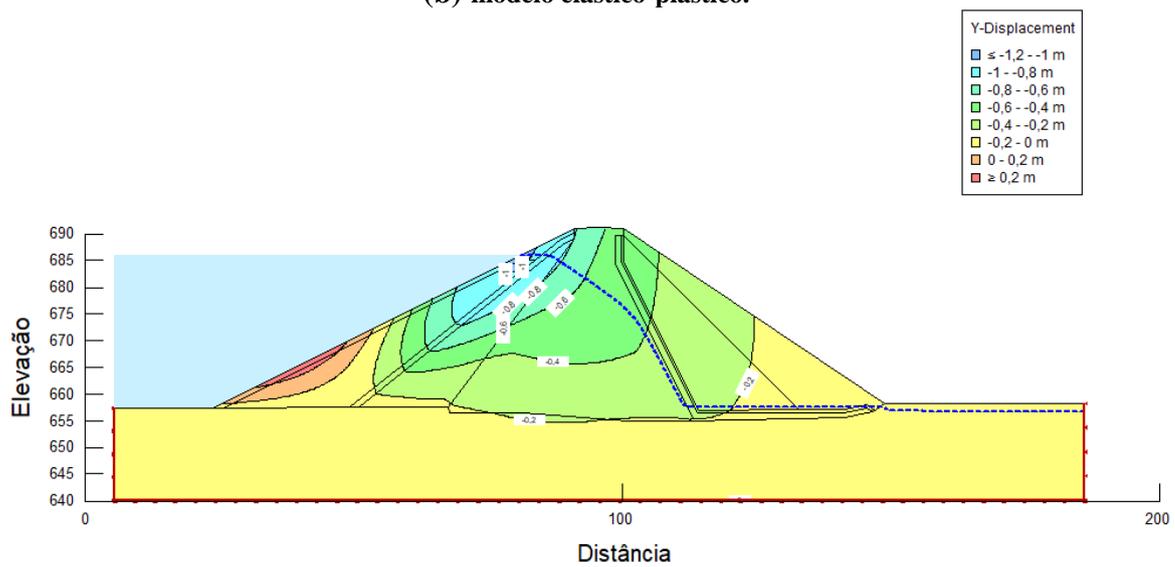
Figura 61 pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento - regime permanente, primeiro enchimento.

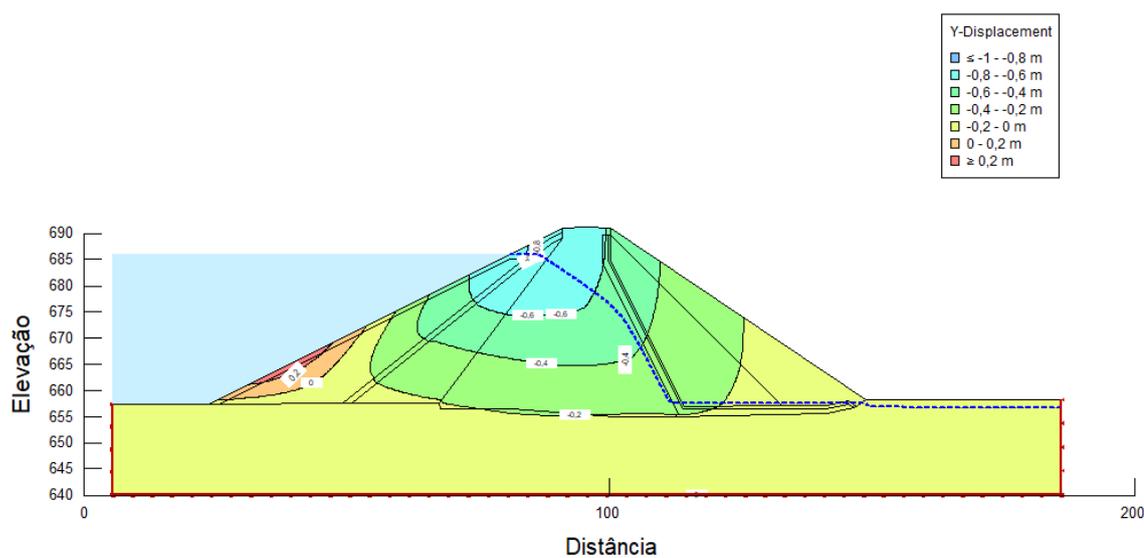


Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 62, mostram-se os resultados dos deslocamentos verticais. Os valores dos deslocamentos verticais estão na ordem de 0,35m para a análise pelo modelo linear, 1,0m para a análise elástico plástica, e 0,8m para a análise pelo modelo hiperbólico. Quando se considerou água ao nível normal da barragem, houve um aumento significativo na deformação no talude a montante. Sendo a barragem sofrendo recalques excessivos, isso pode significar uma perda em altura da seção típica da barragem e tal situação precisa ser monitorada para não haver perdas no desempenho e na funcionalidade da barragem. Em comparação com o modelo linear e hiperbólico, percebe-se um deslocamento maior, condizente, pois no modelo elasto-plástico as deformações plásticas a que o material foi submetido é absorvido.

Figura 62 Análise dos deslocamentos verticais para os modelos: (a) linear-elástico; (b) elástico-plástico; e (c) hiperbólico - regime permanente, primeiro enchimento.

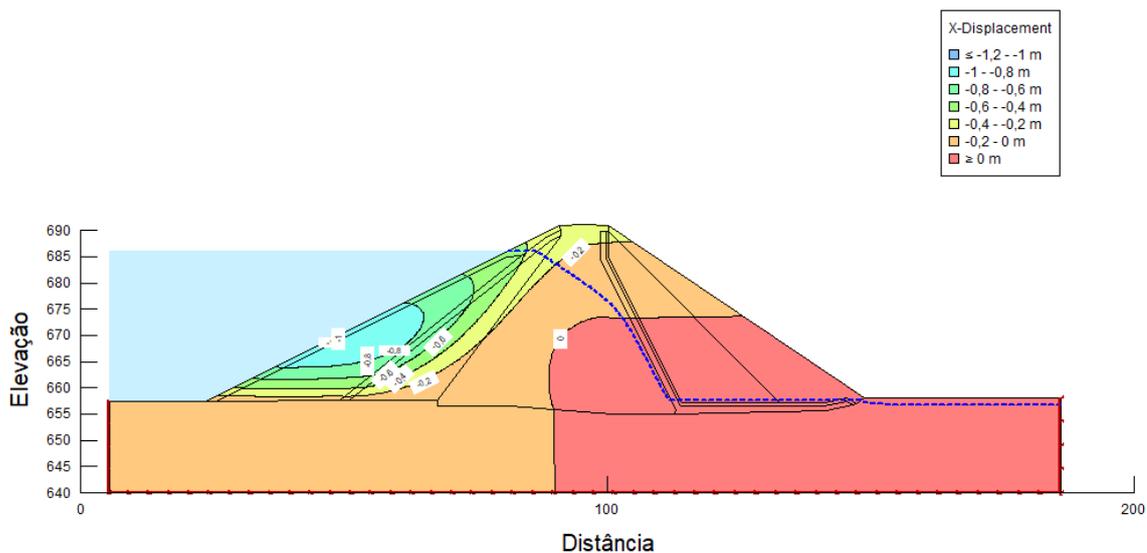
(a) modelo linear-elástica.**(b) modelo elástico-plástico.****(c) modelo hiperbólico**



Fonte: Do autor (2020)

Na análise de deslocamento horizontal, ou seja, onde se desenvolve as deformações cisalhantes foi analisado pelo método elástico-plástico, é importante sua análise, pois valores altos podem comprometer a estabilidade da barragem. O valor máximo de deslocamento horizontal foi de 1,0m no talude a montante (Figura 63).

Figura 63 Analise dos deslocamentos horizontais pelo modelo elástico-plástico - regime permanente, primeiro enchimento.

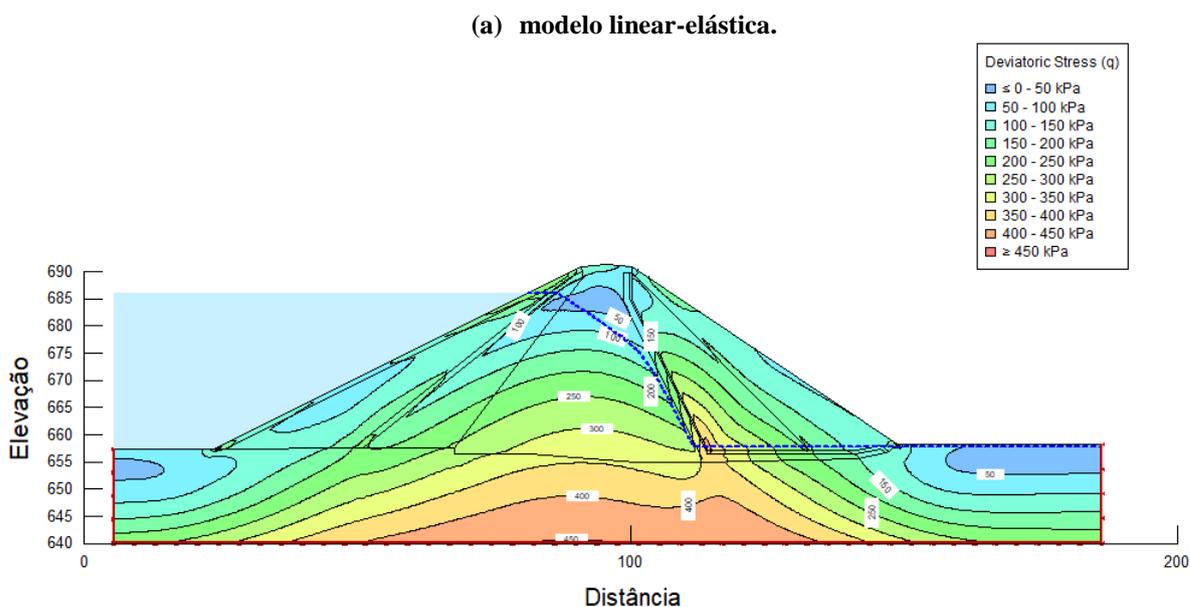


Fonte: Do autor (2020)

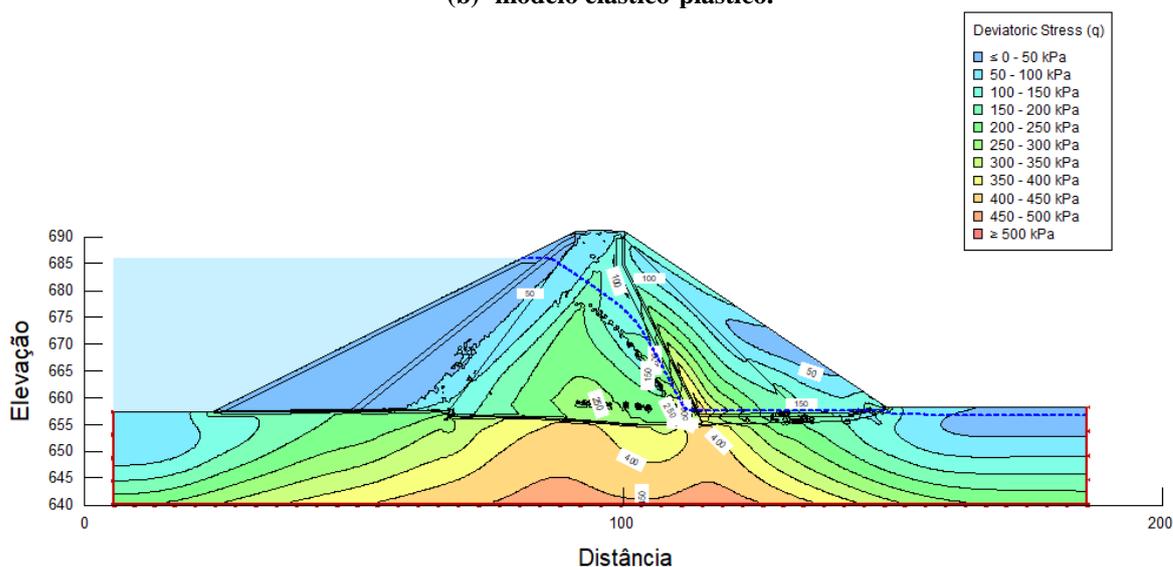
As máximas tensões desviadoras estão entre a fundação, filtros e transição de material (Figura 64), que representa o potencial de ruptura do material nas zonas onde a tensão desviadora se encontra muito elevada, ou seja, onde a ruptura pode provavelmente acontecer. Recomenda-se que os valores de tensão desviadora e deslocamentos verticais sejam comparados aos parâmetros de projeto previstos em normas técnicas para verificação de sua adequabilidade.

Na região do núcleo, a tensão desviadora situou-se em torno de 300kPa a 350kPa entre o núcleo e o filtro drenante nos modelos linear e elástico plástico, e no modelo hiperbólico um valor de 250 kPa entre o núcleo e o filtro drenante. O contato com a fundação os valores foram máximos e situaram-se entre 450kPa nos três modelos.

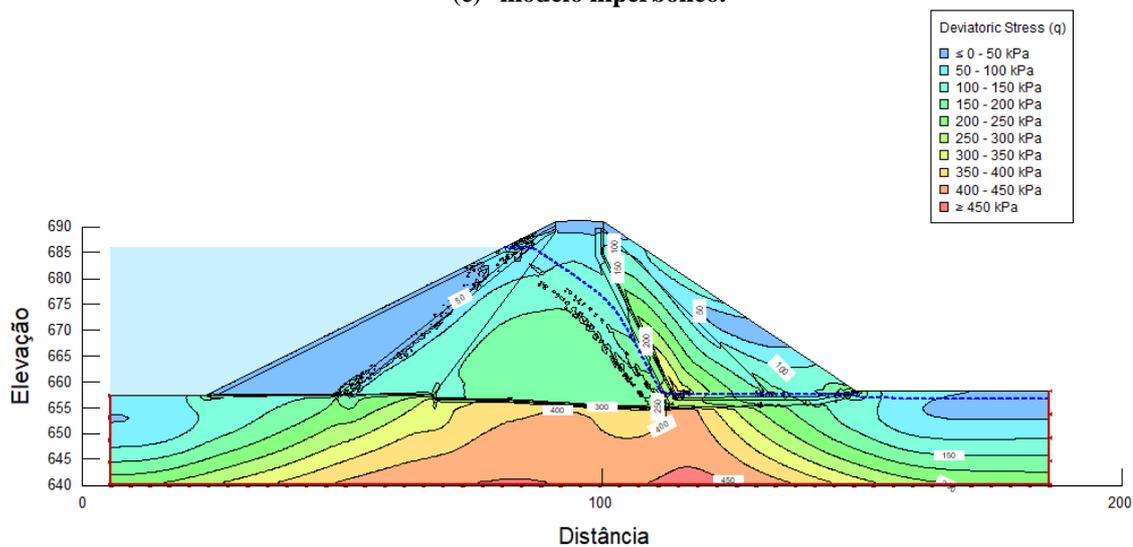
Figura 64 Análise da tensão desviadora para os modelos: (a) linear-elástica; (b) elástico plástico; e (c) hiperbólico - regime permanente, primeiro enchimento.



(b) modelo elástico-plástico.



(c) modelo hiperbólico.



Fonte: Do autor (2020)

5.3.3 Nível máximo da barragem

Esta situação ocorre após uma cheia máxima, ou seja, quando o nível de água está na cota de 889,69 m no talude a montante e no nível de água na cota de 665,55m no talude a jusante.

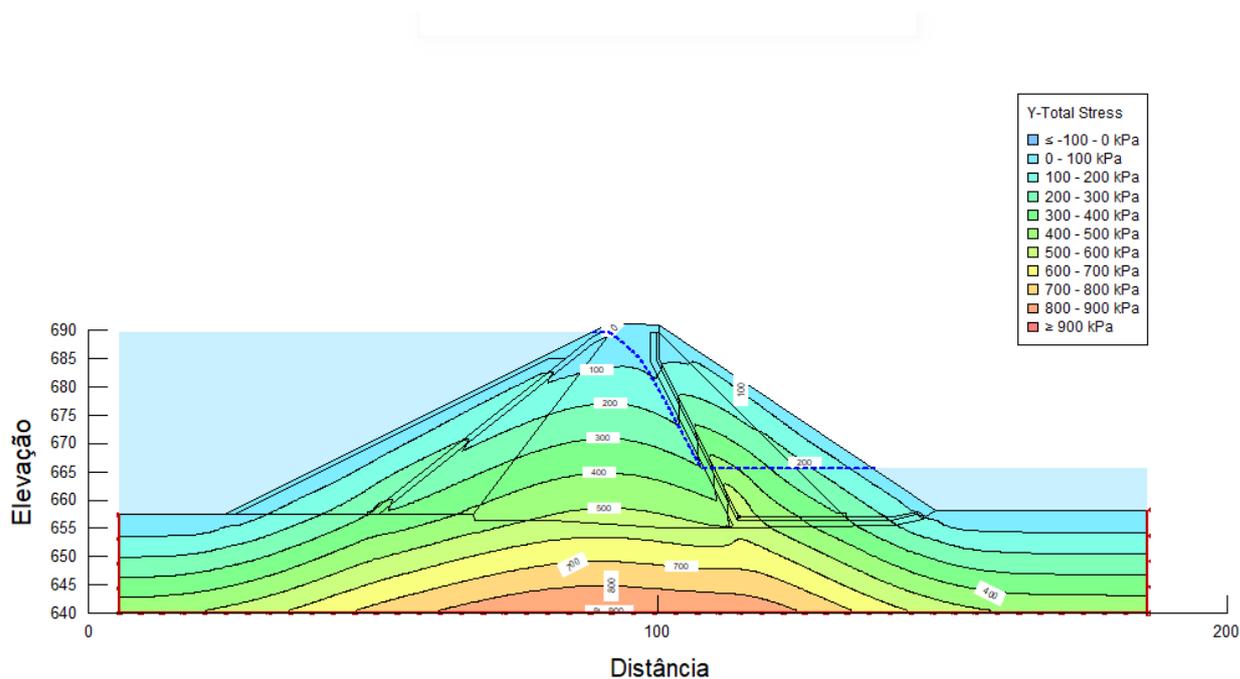
Realizou-se simulações para o nível máximo da barragem com o emprego dos modelos constitutivos linear-elástico, elastoplástico e hiperbólico. Foram analisados os resultados de recalques, tensões totais verticais e horizontais, tensões totais horizontais e tensões desviadoras. Estes estudos possibilitam a previsão de problemas como fissuras e danos à instrumentação.

Na Figura 65, mostram-se os resultados da tensão total vertical. A máxima tensão está na fundação da barragem, resultados condizentes com o peso próprio da barragem e em relação à rigidez de cada material. Geralmente, no núcleo da barragem as tensões verticais estão aliviadas e a concentração de tensões nas zonas de transição é marcante. As tensões se concentram nas zonas de filtro e transição dos materiais, ou seja, ocorre o fenômeno do arqueamento.

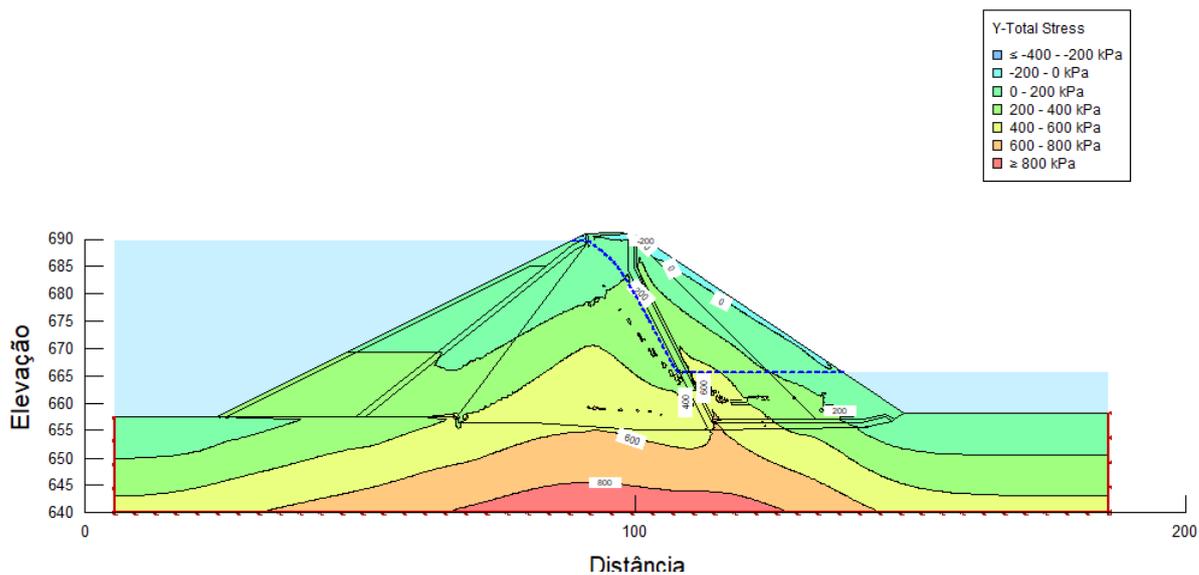
Na região do núcleo, a tensão vertical total situou-se em torno de 500kPa e 600kPa e no contato com a fundação os valores foram máximos e situaram-se entre 800kPa e 850kPa nos três modelos constitutivos. O deslocamento máximo se encontra em tensões menores, para os três modelos, porem comparando o modelo linear com os modelos elástico plástico e hiperbólico, estes percebem-se um maior deslocamento comparado com o primeiro. Nos três modelos, houve um aumento no deslocamento vertical da barragem comparado ao nível normal da barragem.

Figura 65 Análise de tensão total nos modelos: (a) linear, (b) elástico plástico e (c) hiperbólico e respectivos gráficos tensão deformação - Nível máximo da barragem.

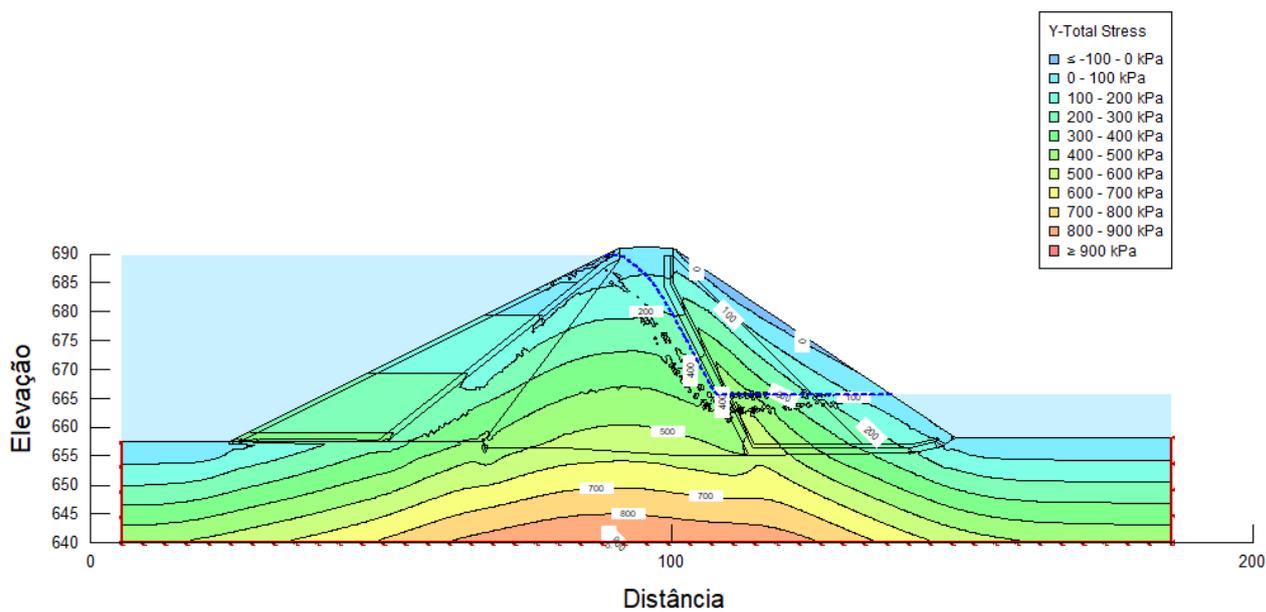
(a) modelo linear



(b) modelo elástico plástico



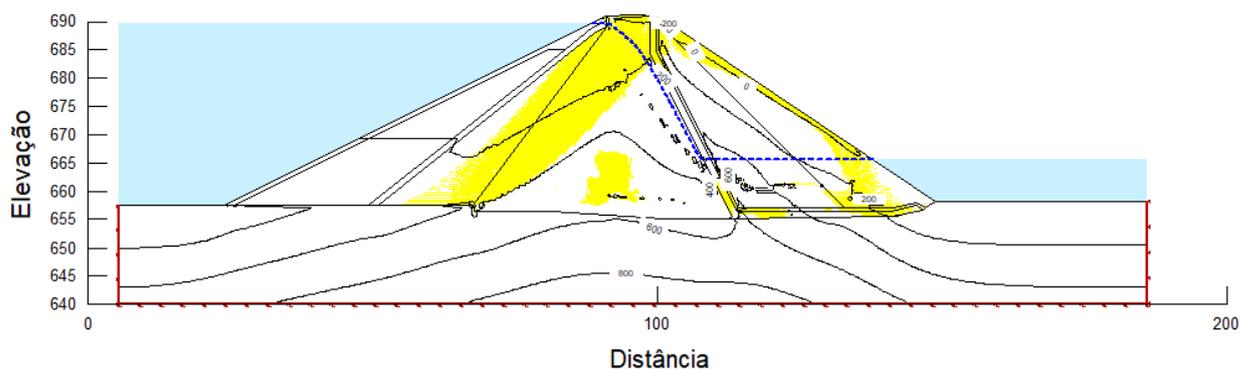
(c) modelo hiperbólico



Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 66 estão os pontos de plastificação da barragem, neste caso, os pontos amarelos estão espalhados pela seção da barragem. Observa-se superfícies de ruptura que se estendem do núcleo até a proteção de núcleo. Percebe-se também plastificação no talude a jusante, ou mais específico no rip-rap.

Figura 66 Pontos de plastificação - Nível máximo da barragem

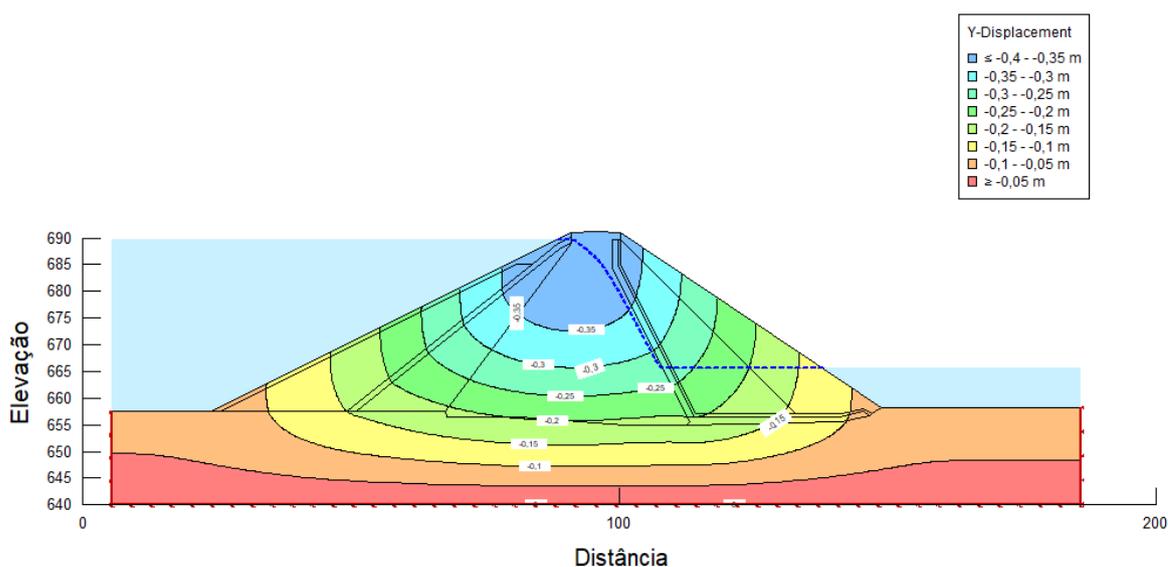


Fonte: Do autor (2020)

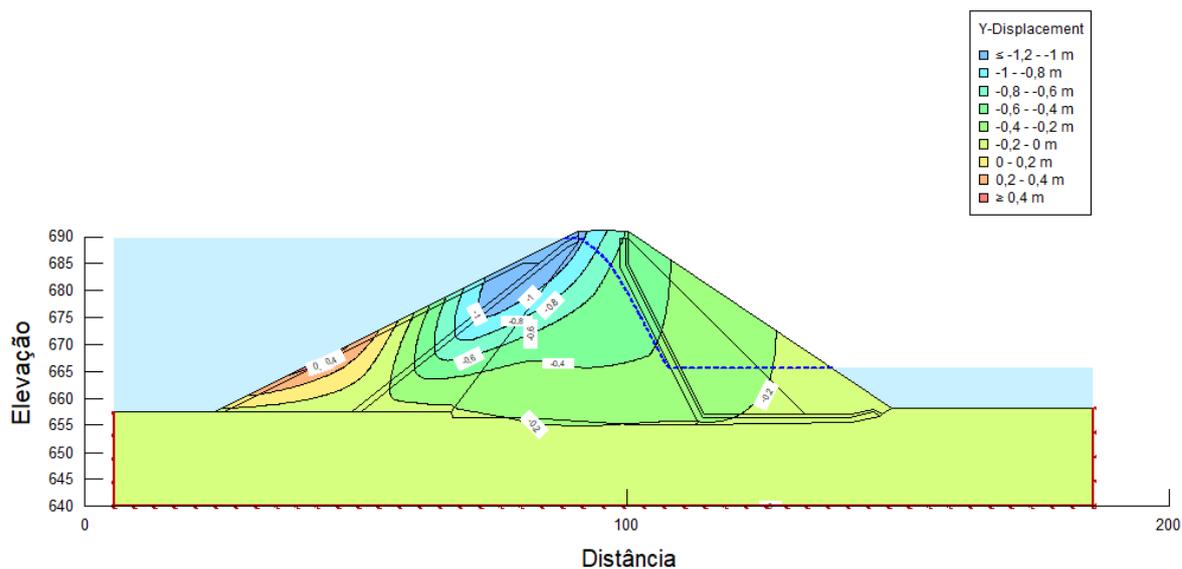
Na Figura 67, mostram-se os resultados dos deslocamentos verticais para os modelos linear-elástica, elástico-plástico e hiperbólico. Os valores do deslocamento vertical foram 0,35m para a análise pelo modelo linear, 1,0m para a análise elástico plástica, e 0,8 m para a análise pelo modelo hiperbólico. No modelo elasto-plastico, o deslocamento vertical foi maior, pois as deformações plásticas a que o material foi submetido é absorvido.

Figura 67 Analise dos deslocamentos verticais, para os modelos linear-elástica, elástico-plástico e hiperbólico - Nível máximo da barragem.

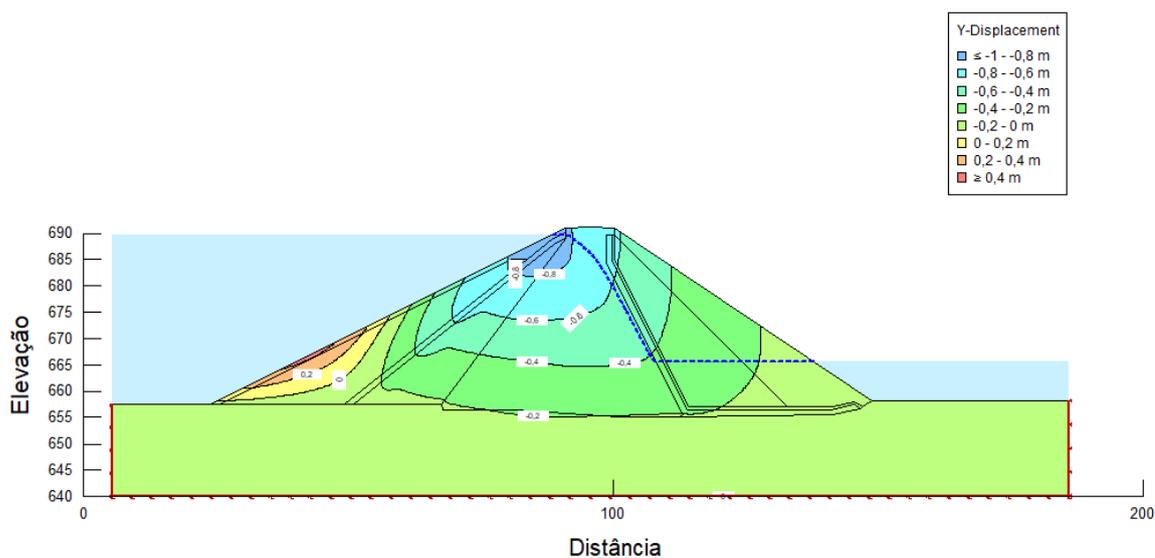
(a) modelo linear-elástica.



(a) modelo elástico-plástico.



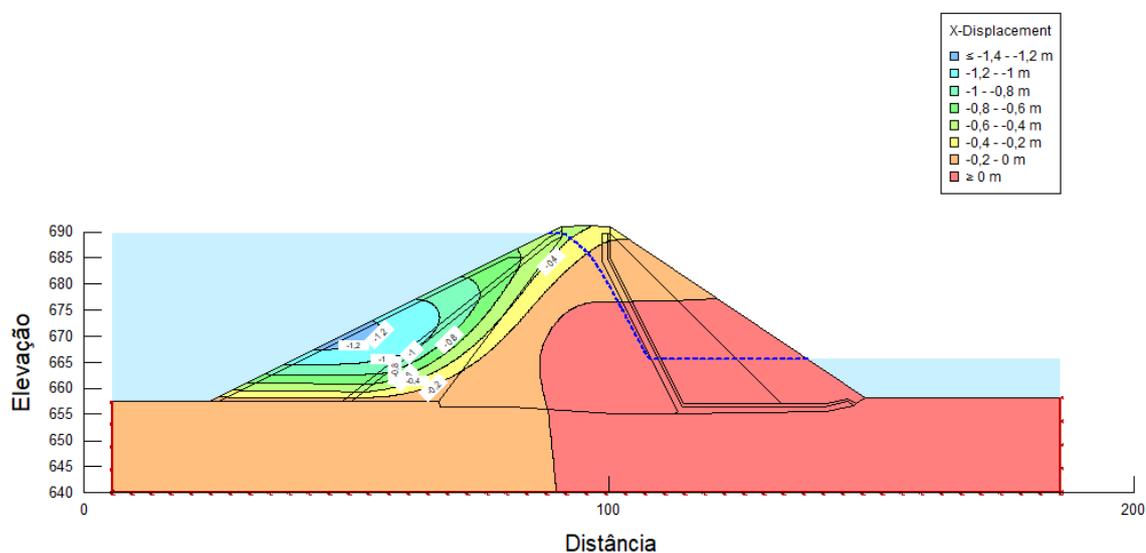
(b))modelo hiperbólico.



Fonte: Do autor (2020)

Na Figura 68 está apresentado o resultado da análise de deslocamento horizontal pelo método elástico plástico. Verifica-se um valor máximo de deslocamento horizontal de 1,2m no talude a montante.

Figura 68 Análise de deslocamento horizontal pelo método elástico plástico - Nível máximo da barragem.



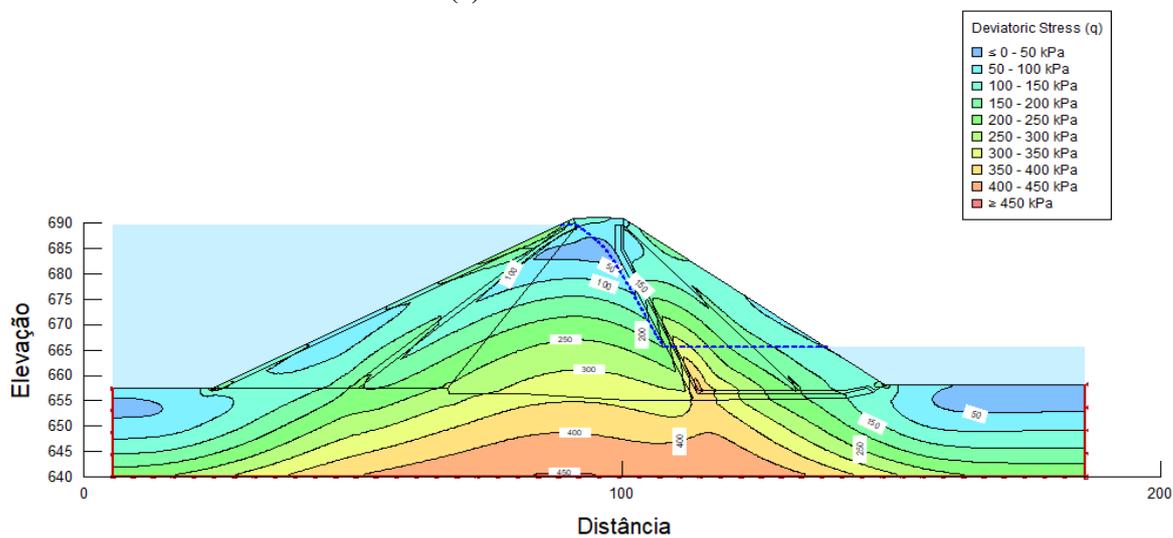
Fonte: Do autor (2020)

As máximas tensões desviadoras estão entre a fundação, filtros e transição de material, que representa o potencial de ruptura do material nas zonas onde a tensão desviadora se encontra muito elevada, ou seja, onde a ruptura pode provavelmente acontecer (Figura 69). Recomenda-se que se façam medidas de tratamentos para evitar que haja ruptura na fundação da barragem.

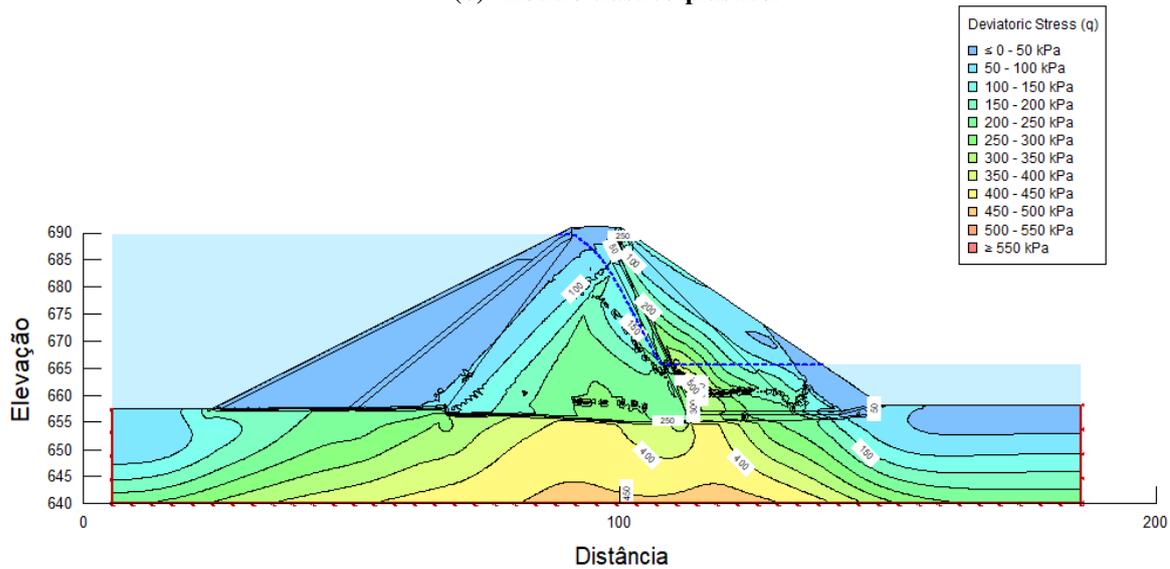
Na região do núcleo, a tensão desviadora situou-se em 350kPa no modelo linear e máximo de 500kPa no modelo elástico plástico entre o núcleo e o filtro drenante, e no modelo hiperbólico um valor de 250kPa entre o núcleo e o filtro drenante. O contato com a fundação os valores foram máximos e situaram-se entre 450kPa nos três modelos.

Figura 69 Análise da tensão desviadora, para os modelo linear-elástica, elástico plástico e hiperbólico.

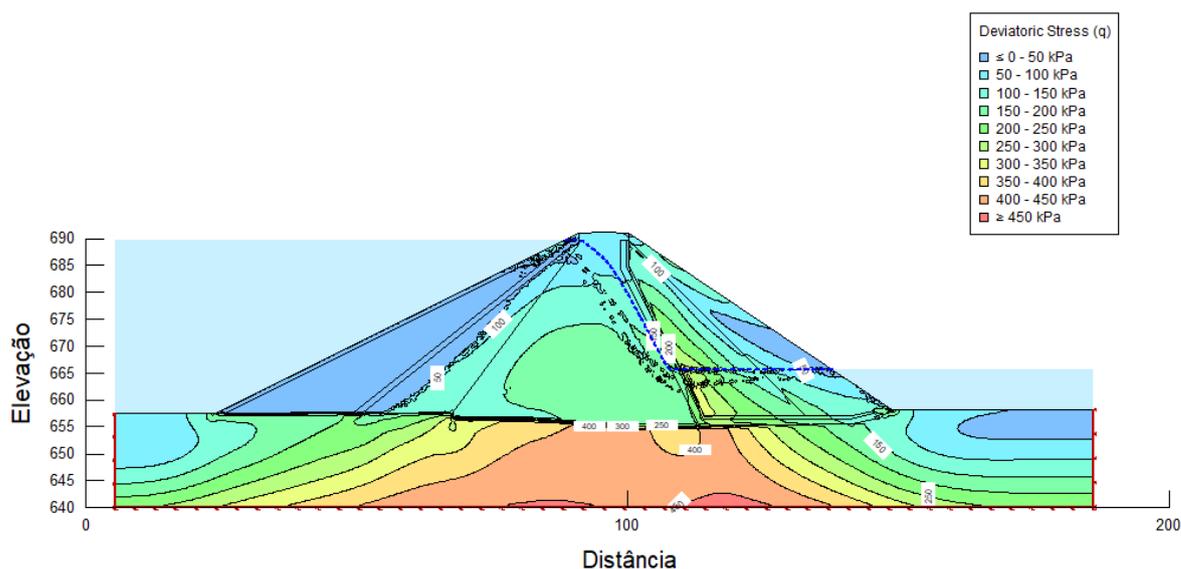
(a) modelo linear-elástica.



(b) modelo elástico-plástico.



(c) modelo hiperbólico.



Fonte: Do autor (2020)

5.3.4 Construção por etapas

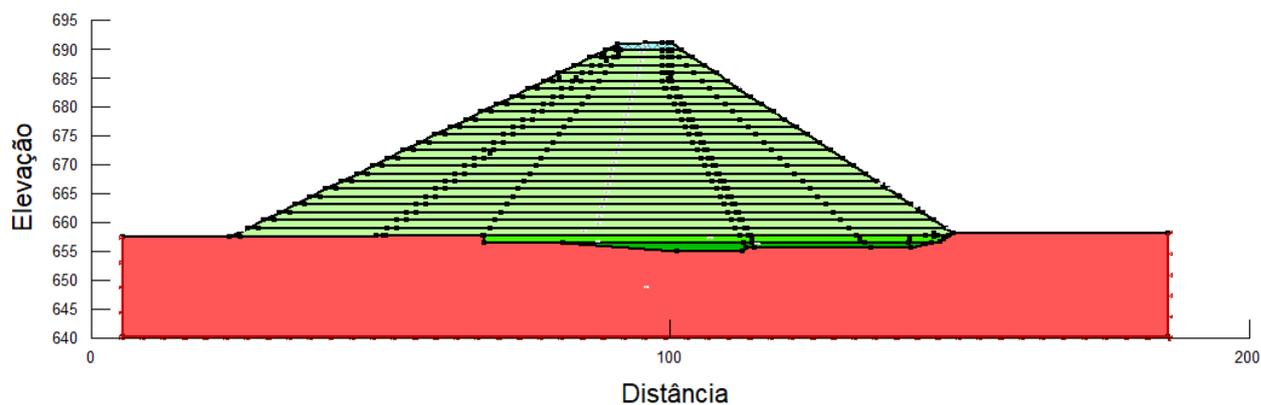
Para esta análise, considerou-se o modelo para barragem homogênea (Figura 70). Foi necessário modificar os valores dos parâmetros a serem usados no SEEP/W (Tabela 20). O módulo de elasticidade e a coesão foram considerados variáveis e estão representados nas Figuras 71.

Nas Figuras 72 e 73 são mostrados os resultados das tensões máximas vertical no decorrer da construção da barragem. Foram utilizadas 27 etapas de construção, visando permitir uma simulação para a altura considerada no Projeto Técnico. Os resultados variaram com o peso próprio da barragem e também com a rigidez de cada material.

Nas análises não foi considerado o tempo exato de construção nem de dissipação. A cada etapa foi atribuída uma duração de 1 segundo, só para separar no tempo, o efeito das camadas seguintes. As análises realizadas nesta pesquisa foram desenvolvidas principalmente para avaliar as tensões totais em y, deslocamentos verticais e tensões desviadoras, pois estas são as principais grandezas que permitem fazer uma avaliação do comportamento geral da barragem.

Na região do núcleo, a tensão vertical total situou-se em torno de 500kPa e no contato com a fundação os valores foram máximos e situaram-se entre 550kPa pelo modelo elástico plástico.

Figura 70 Modelo do estudo pelo método elasto-plástico por etapas.



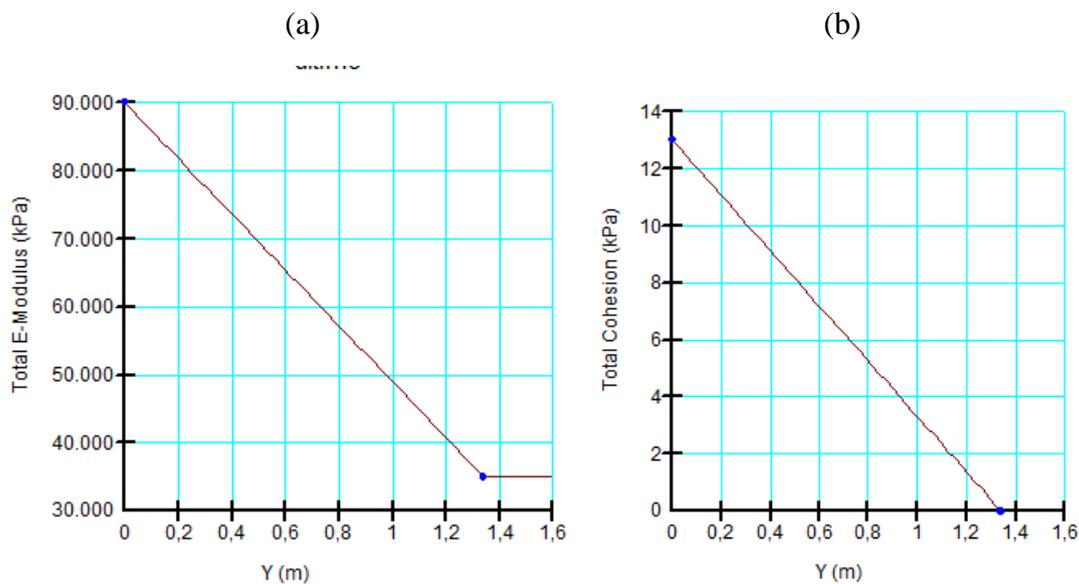
Fonte: Do autor (2020)

Tabela 20 Dados de entrada do modelo elasto-plástico.

Dados de entrada	Modulo de elasticidade representativo E (kPa)	Coefficiente de Poisson (μ)	Coesão c (KN/m ³)	Ângulo de atrito φ (°)	Peso Especifico γ (KN/m ³)
Rocha	40000	0,3	0	40	26
1ª camada	de 35000 a 90000	0,3	de 0 a 13	31	18,17
2ª camada	de 35000 a 90000	0,3	de 0 a 13	35,68	19,44
3ª camada a 26ª camada	de 35000 a 90000	0,3	de 0 a 13	35,067	19,017
27ª camada	Variável de 35000 a 90000	0,3	de 0 a 13	35,67	19,11

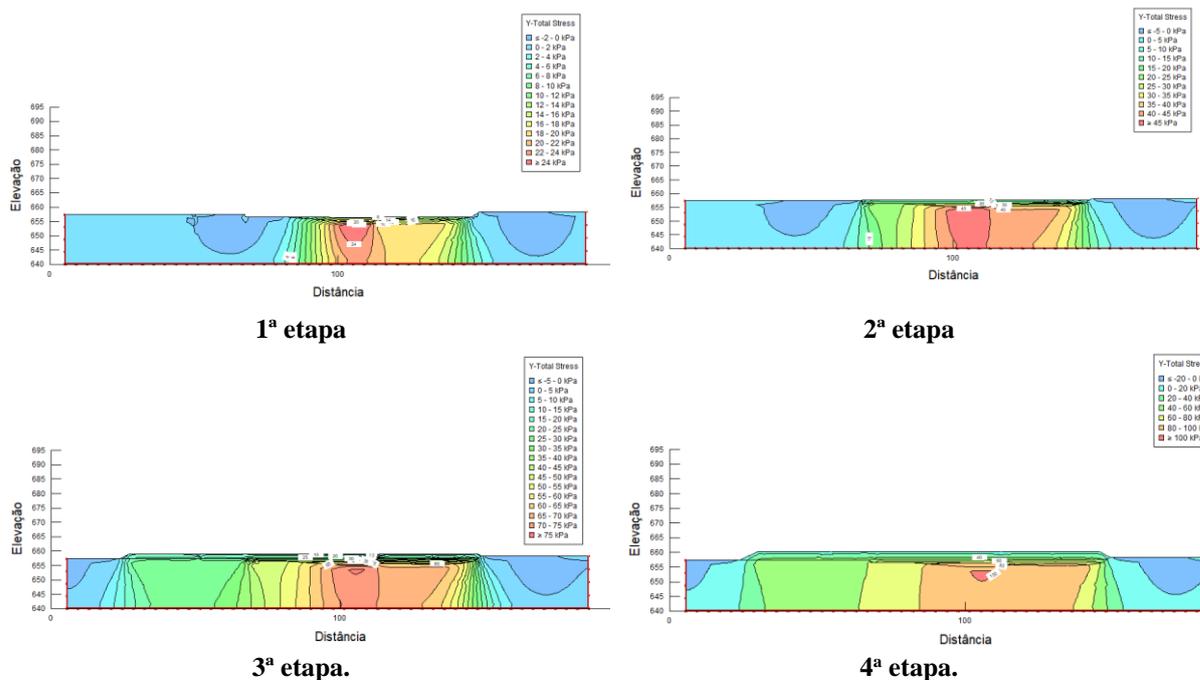
Fonte: Do autor (2020)

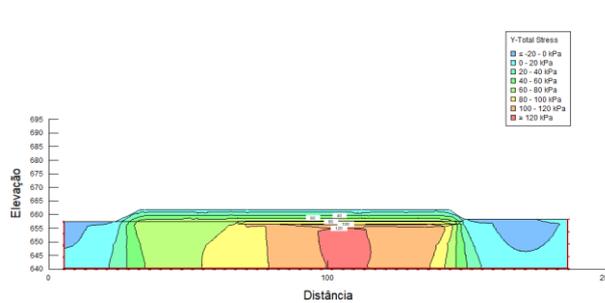
Figura 71 Parâmetros variáveis utilizados no método elasto-plástico por etapas da construção da barragem: (a) Módulo de Elasticidade vs altura da camada; (b) Coesão vs altura da camada.



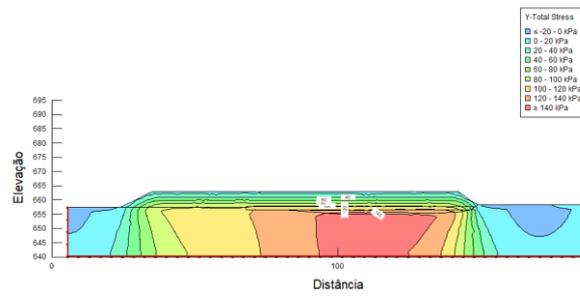
Fonte: Do autor (2020)

Figura 72 Análise tensão-deformação com resultados da tensão total vertical para as 27 etapas construtivas.

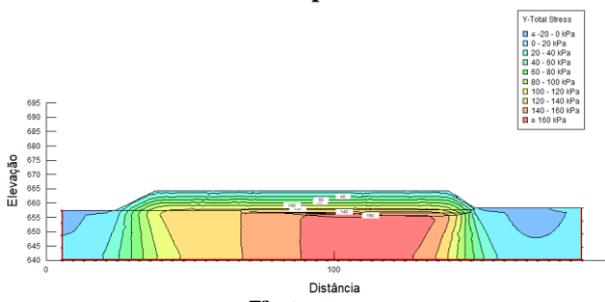




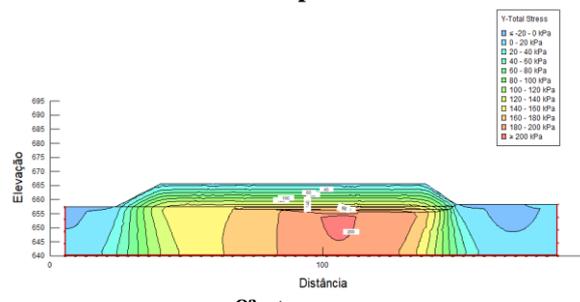
5ª etapa.



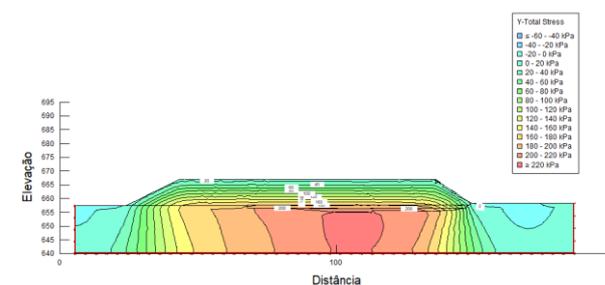
6ª etapa.



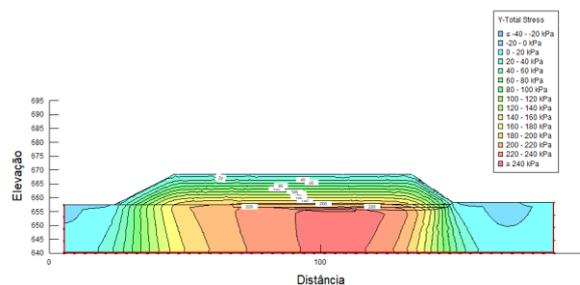
7ª etapa.



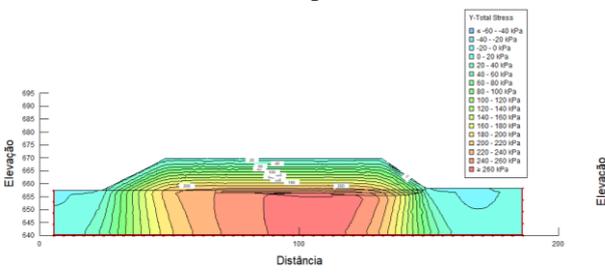
8ª etapa.



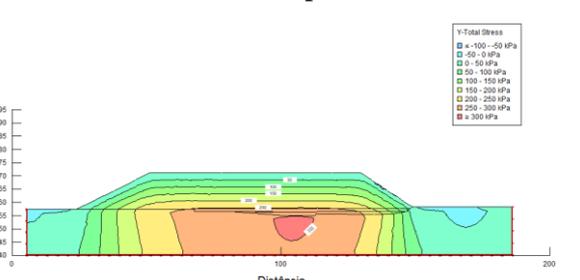
9ª etapa.



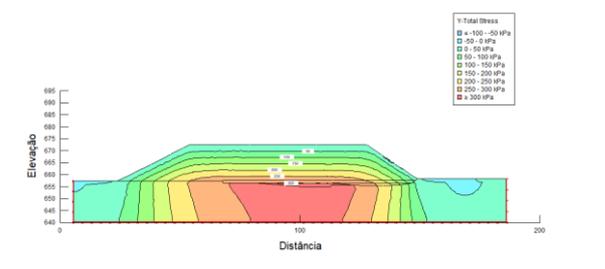
10ª etapa.



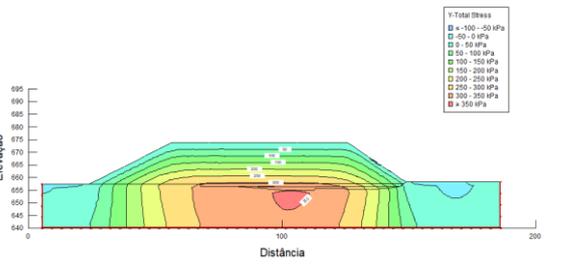
11ª etapa.



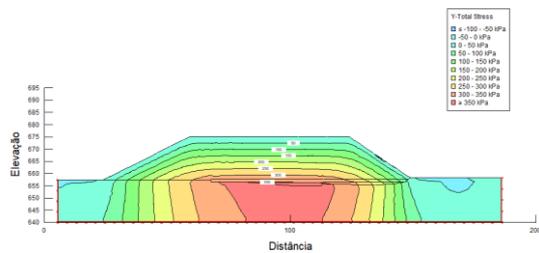
12ª etapa.



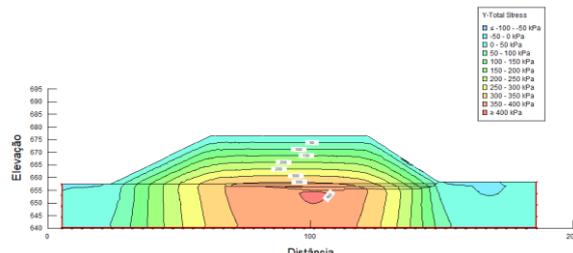
13ª etapa.



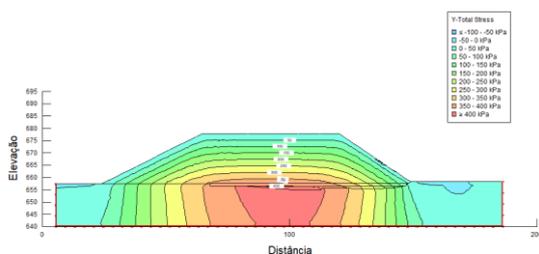
14ª etapa.



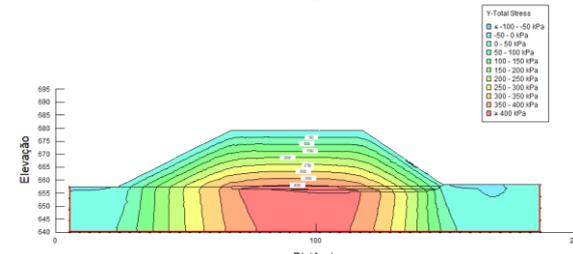
15ª etapa.



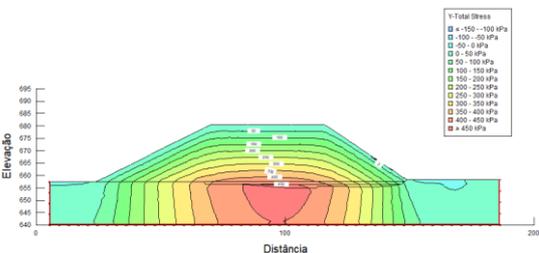
16ª etapa.



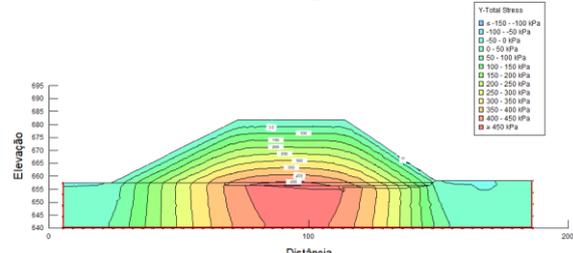
17ª etapa



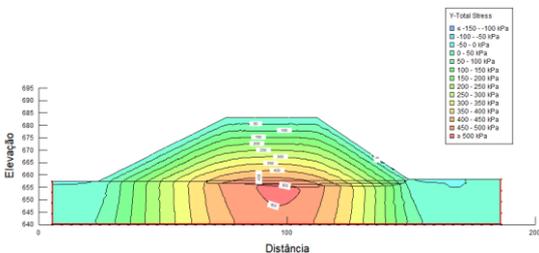
18ª etapa.



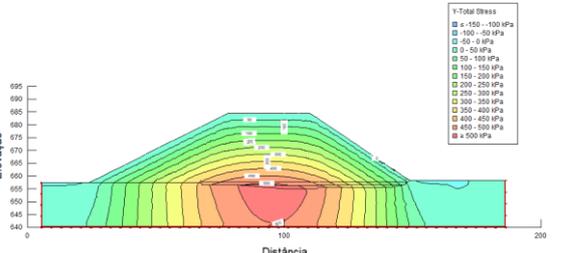
19ª etapa.



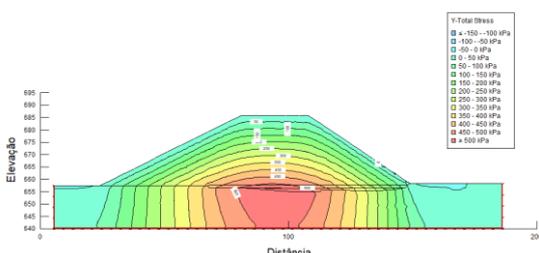
20ª etapa.



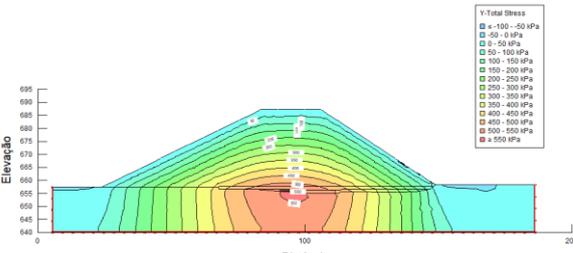
21ª etapa.



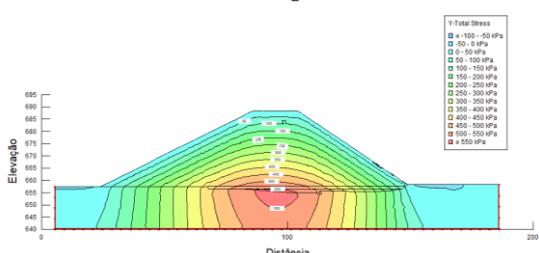
22ª etapa.



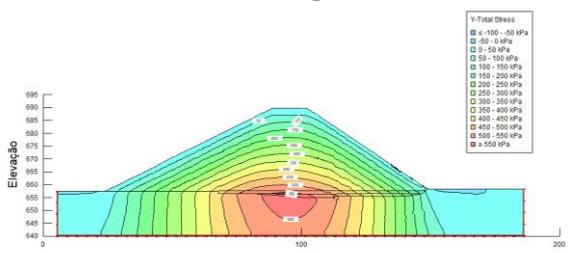
23ª etapa.



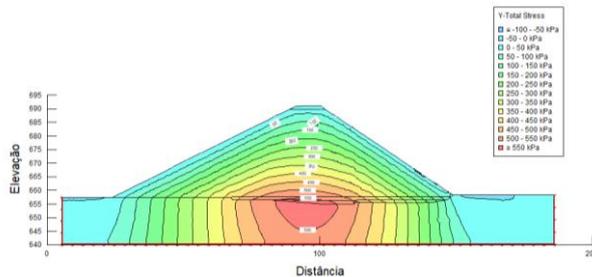
24ª etapa.



25ª etapa.



26ª etapa.

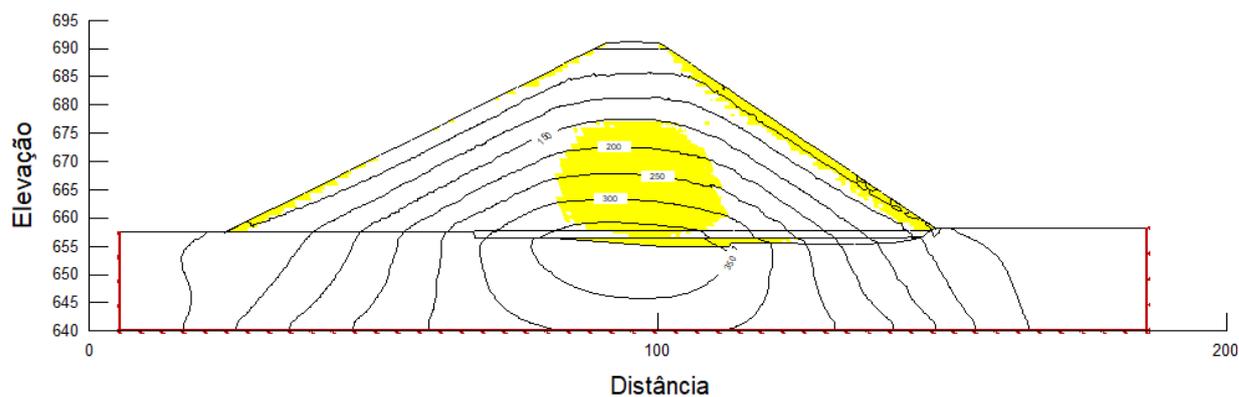


27ª etapa

Fonte: Do autor (2020)

Neste caso de construção por etapas, o filtro vertical provoca plastificação parcial dessa zona da barragem e também no núcleo da barragem, ou seja, uma região concentrada (Figura 73).

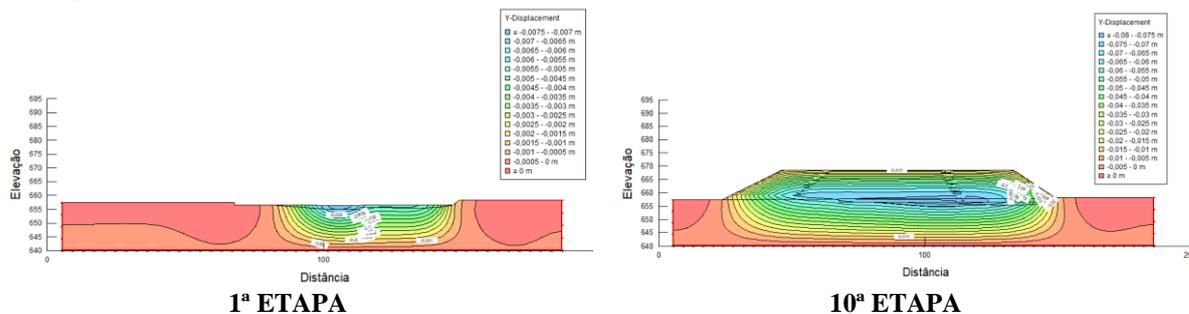
Figura 73 Pontos de plastificação das regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento – Construção por etapas.

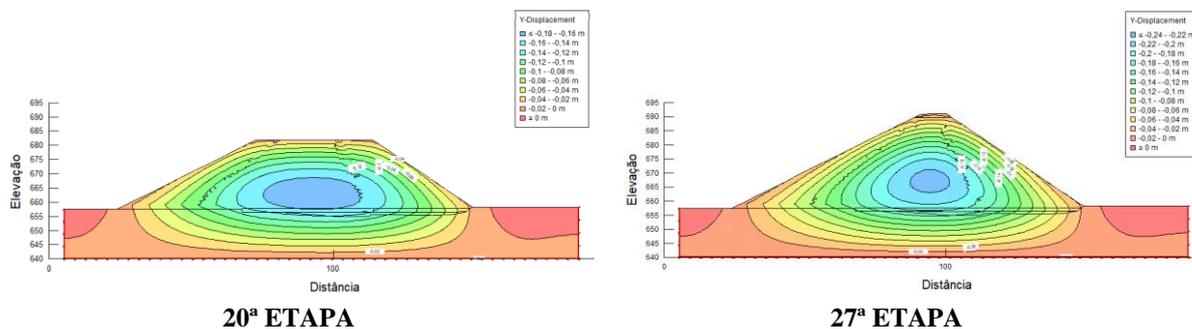


Fonte: Do autor (2020)

Nas Figura 74, mostram-se os resultados dos deslocamentos verticais, no início, na metade e no término da construção, respectivamente. Na fase final da construção o deslocamento foi de 0,18 m, aumentando esse valor à medida que se eleva a barragem.

Figura 74 Análise tensão-deformação com resultados dos deslocamentos verticais – Construção por etapas.

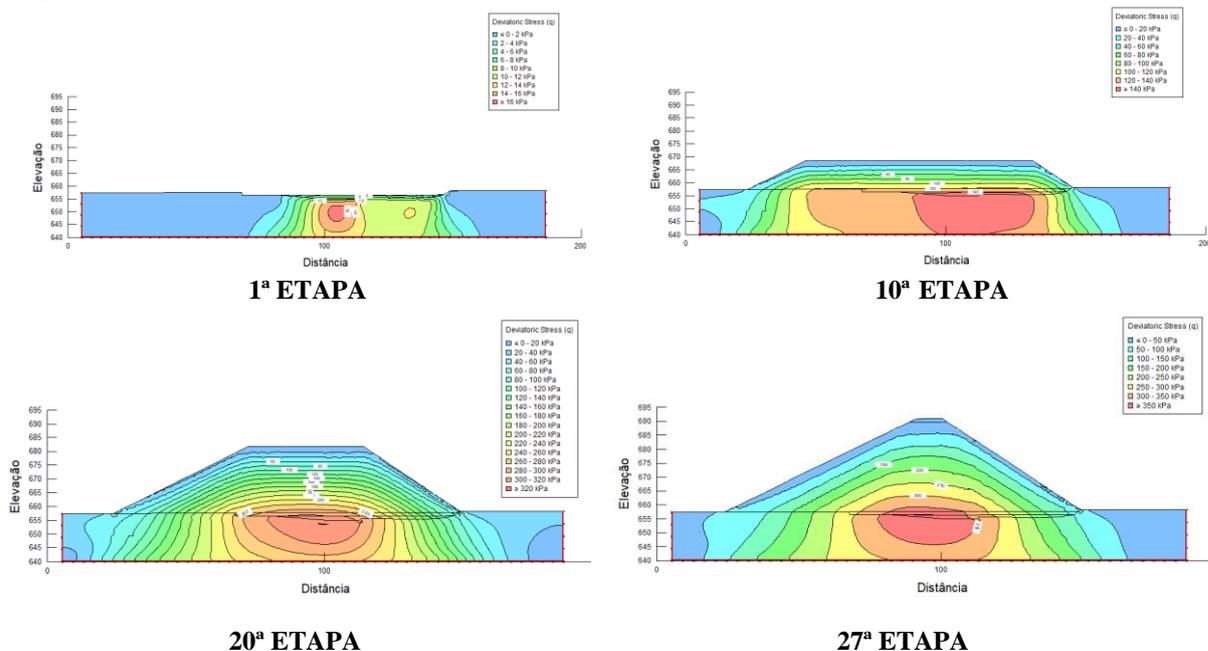




Fonte: Do autor (2020)

A tensão desviadora máxima foi de 350kPa na fundação da barragem (Figura 75), que representa o potencial de ruptura do material nas zonas onde a tensão desviadora se encontra muito elevada, ou seja, onde a ruptura pode provavelmente acontecer.

Figura 75 Análise tensão-deformação com resultados da tensão desviadora: Construção por etapas.



Fonte: Do autor (2020)

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Este capítulo apresenta as principais conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

6.1 Conclusão

O objetivo geral desta pesquisa foi estudar o comportamento da Barragem São Bento do Una, realizando análises de fluxo, estabilidade e tensão-deformação.

O comportamento hidráulico da barragem se deu com fluxo transcorrendo de montante a jusante; a carga hidráulica situada à montante e à jusante permitiu observar as linhas de fluxo. Ademais, as linhas de fluxo são controladas pelos drenos, o que possibilitou uma maior estabilidade do talude a jusante devido ao controle das poropressões nessa região do maciço da barragem. Assim, pode-se utilizar geometria com inclinação mais íngreme para este talude.

Pelas análises de estabilidade realizadas em todas as situações críticas, pode-se concluir que a barragem apresenta condições satisfatórias, visto que todos os fatores de segurança foram atendidos. Quando o reservatório sofre o rebaixamento rápido, o valor do FS decresce pelo fato de o reservatório abaixar progressivamente, e desta forma a força que este exerce contra o talude montante é diminuída, à lenta dissipação do excesso de poropressão ou seja a água permanece no maciço após o rebaixamento, em seguida o valor do fator de segurança volta a subir.

O comportamento mecânico da barragem foi reproduzido de maneira apropriada, pois pode-se observar a descontinuidade nos valores de tensão, já que a rigidez de cada material é diferente. Constatou-se que a tensão desviadora se eleva na fundação da barragem e quando ocorre tal situação. Os deslocamentos verticais, ou seja, os recalques estão em níveis considerados normais, apropriados para um desempenho ótimo da barragem.

Para a análise da barragem em regime permanente, primeiro enchimento e reservatório no nível máximo pelo método elástico-plástico foi calculado o deslocamento horizontal, este onde se desenvolve as deformações cisalhantes. Obteve-se valores significativos para o tamanho da barragem.

Observou-se também os pontos de plastificação nas regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento. Percebeu pontos concentrados que podem ser potenciais movimentos gravitacionais onde geram instabilidade nos taludes.

Os resultados das análises, de maneira geral, demonstraram que a geometria da barragem e os materiais considerados atenderam aos requisitos de fluxo, estabilidade e tensão-deformação. Na execução da obra deve-se realizar uma completa campanha de instrumentação e o controle tecnológico dos materiais, assegurando que todas as premissas de projeto sejam atendidas.

Os resultados obtidos comprovam a importância dessas análises em projetos de barragens, considerando sua segurança e eficiência.

6.2 Sugestão para futuras pesquisas

Complementando os estudos desenvolvidos neste trabalho, sugere-se uma avaliação comparativa entre os resultados de uma modelagem computacional com dados de instrumentação de campo implantadas na obra atual e monitoradas em uma série de leituras adequadas para análise.

Fazer diferentes tipos de ensaios triaxiais (UU, CU, CD) para possibilitar analisar de uma melhor maneira o comportamento da barragem nas diferentes etapas da obra.

Realizar ensaios de permeabilidade na direção do fluxo vertical e horizontal para: (a) verificar a influência da anisotropia no comportamento do fluxo de água no interior do aterro compactado, e (b) obter a função de permeabilidade não saturada, pois nestas análises a função foi encontrada a partir da relação empírica de Van Genuchten (1980).

REFERÊNCIAS

- AIRES, A. D. B. Estudo tensão-deformação da barragem de Irapé. ESTUDO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA BARRAGEM DE IRAPÉ. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG. 2006.
- ALMEIDA, M.M, 2010. Estudo Tensão Deformação de Barragem de Terra e Enrocamento. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG.
- ALMEIDA, P. F. D. (2013). Análise de estabilidade de barragens de aterro em fase de esvaziamento. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- BASSO, R. V. (2007). Estudo tensão-deformação de um enrocamento visando barragens de enrocamento com face de concreto – Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 112 p.
- BÍBLIA, Português. A Bíblia Sagrada: Antigo e Novo Testamento. Tradução de João Ferreira de Almeida. Edição rev. e atualizada no Brasil. Brasília: Sociedade Bíblia do Brasil, 1969.
- BIOT, M. A. General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physic, v. 12, n. 2, p. 155-164, Feb. 1941.
- BISHOP, A. W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes,
- BRASIL, Ministério da Integração Nacional. Manual de Segurança e Inspeção de Barragens. Julho, 2002.
- CASTRO, M.A, (2014). Utilização de solos saprolíticos na construção de pequenas barragens de terra. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Ceará.
- CASTRO, F. G, (2017). Construção e segurança em barragens brasileiras. FGV Energia.
- CEDERGREEN, H. R. Seepage, Drainage and Flow nets. 2.ed. New York –Estados Unidos: John Wiley and Sons, 1977. pp. 86-280.
- CHILDS, E.C. e COLLIS-GEORGE, N., The Permeability of Porous Materials. Proc. Royal Soc. 201A, páginas (392-405), 1950.
- CHING, R. K. H. & FREDLUND, D. G., 1983. Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, p 661-672.
- CHRZANOWSKI; A. S.; MASSIÉRA, M. Modeling of deformations during construction of a large earth dam in the La Grande Complex, Canada. Canadian Centre for geodetic Engineering, University of New Brunswick, 2004.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N. e ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140p.
- CRUZ, Paulo Teixeira da. 100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.
- CRUZ, P.T. da, 2004, “100 Barragens Brasileiras. Casos Históricos, Materiais de Construção e Projetos”. Oficina de Textos, 2ª Edição, São Paulo.

CRUZ, P.T; MATÉRON, B.; FREITAS, M. (2009). Barragens de Enrocamento com face de concreto. Oficina de textos, São Paulo, SP, 448 p.

DAS, Braja M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Thomson, 2007. 561 p. il.

DONALD, I. B; GIAM, S. K. 'HWHUPLQDWLRQ RI FULWLFDO VXUIDFHV IRU VORSHV YLD VWUHVVVWUDLQ FDOFXODWLRQV. Proceedings 5th Australia - New Zealand Conference on Geomechanics, pp. 461-464. 1988.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the soil mechanics and foundations division, 1629-1653.

DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., 1980, "The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis", *Engineering Geology*, v. 16, n. 1/2 (Jul), pp. 5-17.

ELETROBRÁS, CBDB. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Outubro de 2003.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Manual técnico de pedologia. Sistema brasileiro de classificação de solos. Brasília, DF: Embrapa, Serviço de Produção de Informação; Rio de Janeiro: Embrapa, Centro Nacional de Pesquisa de Solos, 2000.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Manual técnico de pedologia. Sistema brasileiro de classificação de solos. Brasília, DF: Embrapa, Serviço de Produção de Informação; Rio de Janeiro: Embrapa, Centro Nacional de Pesquisa de Solos, 2001.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Manual técnico de pedologia. Sistema brasileiro de classificação de solos. Brasília, DF: Embrapa, Serviço de Produção de Informação; Rio de Janeiro: Embrapa, Centro Nacional de Pesquisa de Solos, 2006. 316 p.

FELL R., MC.GREGOR P., STAPLEDON D., Geotechnical engineering of embankment dams, 1992.

FELLENIOUS, W. Calculation of the stability of earth dams. Trans. 2 nd Cong. On large Dams, Washington.

FERRAZ, F. M.; MIYASHIRO, M. J.; RIYIS, M. T.; CUNHA, R. C. A. Estudo da condutividade hidráulica obtida em ensaios de campo: infiltração em sondagens e *slug test* em poços de monitoramento. InterfacEHS – Saúde, Meio Ambiente e Sustentabilidade Vol. 10 no 1, 2015. p. 66 – 87.

FREDLUND, D.G., Seepage in Saturated Soils. Panel Discussion: Ground Water and Seepage Problems. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Stockholm, Vol. 4, p (629-641), 1981.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H., Soil Mechanics for Unsaturated Soils: New York: Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D.G. e XING, A., Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 31, páginas (521-532), 1994.

FREDLUND, D. G., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31(4), 533–546.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley-Interscience John Wiley & Sons. Inc. New York e Canadá. ISBN: 111813395. 944p

FREITAS, M. A. C., 2011. *Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia*. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

FURMAN, J. *Estudo comparativo entre abordagem clássica e a teoria dos solos não saturados no fluxo e estabilidade de uma barragem de terra*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR. 2016.

GEO-SLOPE, SEEP/W for Finite Element Seepage Analysis. User Manual. Geo-Slope int., 2002.

GEO-SLOPE. SEEP/W for finite element seepage. Stress-Deformation Modeling with Sigma/W analysis. Version 5. Geo-Slope Int. 2012a. (User's Manual).

GEO-SLOPE. Stability Modeling with SLOPE/W. Geo-Slope Int. 2016. (User's Manual).

GEO-SLOPE INTERNATIONAL. Stress-Deformation Modeling with Sigma/W. Canada. July 2016 Edition. Disponível em: <<http://downloads.geo-slope.com/geostudioresources/books/8/15/sigma%20modeling.pdf>>. Acesso em: 08 de agosto 2019.

GARCÍA, J.A.B (2013). *Análise de Comportamento de Barragens Construídas com Núcleos Argilosos Compactados no Ramo Super Úmido*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-232/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 124 p.

GIAM, S. K.; DONALD, I. B. 'HWHUPLQDWLRQ RI FULWLFDO VXUIDFHV IRU VORSHV YLD VWUHVVVWUDLQ FDOFXODWLRQV' Proc., Fifth Australia - New Zealand Conference on Geomechanics, pp461-464.1988.

GUSMÃO FILHO, J. *Desempenho de Obras Geotécnicas*. Recife: Editora Universitária, UFPE, 2006.

HERNANDEZ, H.M.O. (2008). *Ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH) para a caracterização de rejeitos utilizados em barragens de aterro hidráulico*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF. 186 p.

HUANG, C.; TATSUOKA, F.; MORIMOTO, T.; OKAHARA, M. 'LVFXVVLQRQ RQ WKH 3DSHU E\ *UDKDP HW DO' Canadian Geotechnical Journal, Vol.26, No.4, pp.748-755. 1989.

ITEP – Instituto de Tecnologia de Pernambuco. *Relatório de impacto ambiental - RIMA*. Recife, 2015.

JANBU, NILMAR. (1968). Discussion of Paper "Dimensionless Parameters for Homogeneous Earth Slopes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6, pp. 367-374.*

KRAHN, J. (2003). *Stress and Deformation Modeling with Sigma, An Engineering Methodology*.

LAMBE, T. W. e Whitman, R. V. (1970). *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, USA, 553 p.

-
- LEPS, T. M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE*, 4: pp. 1159-1170.
- MARANGON, M. Barragens de terra e enrocamento. Apostila da disciplina Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra. Juiz de Fora: UFJF, 2004.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1991). Static behaviour of earth rockfill dams. *Advances in Rockfill Structures. NATO ASI Series E*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.
- MASSAD, F. Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. 1.ed. São Paulo: Oficinas de Textos, 2003.
- MASSAD, F. Obras de terra: curso básico de geotecnia. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. (2005) *Fundamentals of Soil Behavior*. 3ª edição. New Jersey: John Wiley & Sons. 558 p.
- MONTES, C. C., 2003. Estudos piezométricos e análise de estabilidade de taludes na barragem Bico da Pedra. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG.
- MORANO, J.R. Pequenas barragens de terra. 1ª ed., São Paulo. 2006.
- MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. (1965). *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. Technical Notes, pp. 79-93.
- MUSMAN, J.V., (2002). *Análise Tensão Deformação da Barragem UHE Nova Ponte*.
- NASH, D.F.T. A comparative review of limit equilibrium methods of slope stability. In *Slope Stability: Geotechnical and Geomorphology*, Richards, Anderson MG KS, 1987.
- NAKAO, H., ABREU, F. L. R. Tensões e deformações do maciço compactado junto ao filtro vertical na barragem de Taquaruçu. *Anais VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Porto Alegre, 1986.
- NG, C.W.W.; MENZIES, B., *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engennering*: 2nd ed. New York: Taylor & Francis, 2007.
- NAYLOR, D. (1991). Stress strain laws and parameters values. *Advances in Rockfill structures*.
- NOBARI, e. E DUNCAN, J. (1972). Effect on reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams, Department of Civil Engineering, Report N.º TE-72-1, University of California, pp. 1-186.
- NOBARI, E.S.; DUNCAN, J.M. Effect of Reservoir Filling on Stress and Movements in Earth and Rockfill Dams, Report TE 72-1, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1972
- ORGLER, B. L. (1983). Tensões e Deslocamentos em Barragens de Terra e Enrocamento durante a construção. Exame de Proposta de Dissertação de Mestrado, PUC/RJ.
- PARRA, P.C. (1985). Previsão e Análise do Comportamento Tensão-Deformação da Barragem de Emborcação, XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte.
- PEREIRA, P.R. (2014). Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra: Estudo de caso da UHE de São Simão. Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PIRES, J. V.; LEITE, W. L.; MONTEIRO, L. B. Análise das tensões e de formações dos maciços da barragem de Taquaruçu. Anais Simpósio Sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SING EO' 90, Rio de Janeiro, 1990

RICHARDS, L.A., Capillary Conduction of Liquids Through Porous Mediums. Physics, New York, 1, páginas (318-333), 1931.

RODRIGUES, R. A., 2007. Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático. Tese de doutorado – geotecnia, Programa de Pós-Graduação em geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, EESC/USP, São Carlos, 262 p.

RODRIGUES, R.L, (2017). Comportamento da Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu Durante Período de Operação Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro.

SPENCER, E. 0HWKRG RI DQDO\VLV RI WKH VWDELOLW\ RI HPEDQNP HQWV DVVXPLQJ SDUDOOHO LQWHUVOLFH IRUFHV. Géotechnique, 17(1): 11–26. 1967.

SARÉ, A.R. Análise das condições de fluxo na barragem de Curuá-Una, Pará. 167 p. Dissertação de mestrado – Departameto de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro/RJ, 2003.

SARMA, S. K., 1973. “Stability Analysis of Embankments and Slopes”. Geotechnique, Vol, 23 (3), pp. 423-433

SARMA, S. K., 1979. “Stability Analysis of Embankments and Slopes”. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol. 105, N°. GT12. pp. 1511-1524.

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA, SEINFRA. Elaboração do Relatório Técnico Preliminar (RTP) e Projeto Básico para Implantação da Barragem São Bento do Una, localizada no Município de São Bento do Una, no Estado de Pernambuco. Relatório do Projeto Básico. Techne. Outubro, 2014.

SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GIZIENSKI, S. F., & CLEVINGER, W. A, “Earth and Earth-Rock Dams”. John Wiley & Sonjs, Inc, New York, USA, 1963.

SILVA, T.B; BELLO, M.I.M.C; FERREIRA, S.R.M. (2020). Correlações das classes pedológicas com características geotécnicas aplicadas ao uso e ocupação do solo. Artigo publicado na Journal of Environmental Analysis and Progress (JEAP).

SILVA, F.B.R. E; SANTOS, J.C.P; SILVA, A.B.; CAVALCANTI, A.C.; SILVA, F.H.B.B.; BURGOS, N.; PARAHYBA, R. DA B.V.; OLIVEIRA NETO, M.B.; SOUSA NETO, N.C.; ARAÚJO FILHO, J.C.; LOPES, O.F.; LUZ, L.R.P.P.; LEITE, A.P.; SOUZA, L.G.M.C.; SILVA, C.P.; VAREJÃO-SILVA, M.A.; BARROS, A.H.C. **Zoneamento agroecológico do Estado de Pernambuco**. Recife: Embrapa Solos - Unidade de Execução de Pesquisa e Desenvolvimento - UEP Recife; Governo do Estado de Pernambuco (Secretaria de Produção Rural e Reforma Agrária), 2001. CD-Rom. (Embrapa Solos. Documentos n. 35).

SILVEIRA, J.F.A. (1983). Comportamento de barragens de terra e suas fundações. Tentativa de síntese da experiência brasileira na bacia do alto Paraná. Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, São Paulo.

