

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

**MODELAGEM NUMÉRICA DO
COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO
DE BARRAGENS DE TERRA:
ESTUDO DE CASO DA UHE DE SÃO SIMÃO**

Publio Reis Pereira

Belo Horizonte

2014

Publio Reis Pereira

**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, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Gustavo Ferreira Simões

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG

2014

P436m

Pereira, Publio Reis.

Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra [Manuscrito]: estudo de caso da UHE de São Simão /. – 2014.

xviii, 113 f., enc.: il.

Orientador: Gustavo Ferreira Simões.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f.111-113

Bibliografia: f. 108-110.

1. Mecânica do solo - Teses. 2. Barragens de terra - Teses. 3. Solos-Deformação – Teses. I. Simões, Gustavo Ferreira. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 613.24(043)



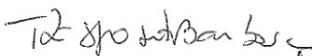
FOLHA DE APROVAÇÃO

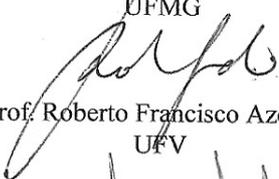
MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO TENSÃO- DEFORMAÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA: ESTUDO DE CASO DA UHE DE SÃO SIMÃO

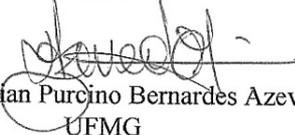
PUBLIO REIS PEREIRA

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 29 de maio de 2014, pela banca constituída pelos membros:


Prof.ª Terezinha de Jesus Espósito Barbosa - Presidente da banca
UFMG


Prof. Roberto Francisco Azevedo
UFV


Prof. Crysthian Purcino Bernardes Azevedo
UFMG

Belo Horizonte, 29 de maio de 2014.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Raimon e Angela pelo esforço, dedicação e paciência que tiveram durante toda a minha vida, e, que, apesar da distância, sempre estiveram ao meu lado.

A minha esposa Kamila pelo tempo despendido para com as revisões dessa dissertação, além do apoio e compreensão.

Ao meu orientador Professor Gustavo Ferreira Simões que, desde o 4º período da graduação, vem me orientando em todas as minhas atividades profissionais como graduando, bolsista, estagiário, e agora, como mestrando. Muito obrigado por todos os ensinamentos, indicações e paciência.

Ao Antônio Sérgio Rezende e a toda equipe da Engserj Ltda, que durante todo o período do mestrado me apoiou e disponibilizou horários flexíveis de trabalho.

Agradeço à CEMIG pela cessão dos dados aqui publicados e, em especial, ao amigo, e engenheiro da GE/EC, Alexandre Vaz de Melo, pelo tempo despendido no levantamentos das informações.

Agradeço também a todos os professores e funcionários do curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da UFMG.

"A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original"

Albert Einstein

RESUMO

O presente trabalho apresenta resultados de modelagens numéricas do comportamento tensão-deformação das barragens de solo compactado da UHE São Simão, durante seu período construtivo. As modelagens numéricas foram realizadas por meio do programa SIGMA/W Versão 2007, o qual baseia-se no método dos elementos finitos. Os resultados das modelagens numéricas foram, posteriormente, comparados aos resultados da instrumentação de campo com o objetivo de se verificar a adequabilidade do modelo adotado na representação do comportamento dos solos utilizados na construção e fundação da barragem.

Foram utilizados os modelos constitutivos elástico linear e hiperbólico nas análises numéricas. O modelo hiperbólico considera que o solo é um material elástico não-linear e como comportamento dependente do nível de tensão confinante ao qual está submetido. Os parâmetros de calibração dos modelos foram determinados a partir dos resultados de ensaios triaxiais realizados na época de construção da barragem e complementados com dados obtidos na literatura.

Ao final, concluiu-se que, embora os resultados numéricos não tenham apresentado uma satisfatória correspondência para toda a instrumentação de campo, os fatores levantados ao longo deste trabalho, de certa forma, justificam os aspectos que possam ter comprometido os resultados. Portanto, considera-se válido o emprego do modelo hiperbólico em previsões do comportamento tensão-deformação de barragens de terra.

Palavras Chaves: modelagem numérica, modelo hiperbólico, comportamento tensão-deformação de solos.

ABSTRACT

This project shows the results of numerical modeling of the stress-strain behavior of the earthfill dams of São Simão Hydroelectric Plant during the construction period. The numerical analysis were performed using the software SIGMA/W 2007 version, which is based on the finite element method. The results of the numerical modeling were compared to the results of field instrumentation with the objective of verifying the suitability of the constitutive model adopted in the representation of the behavior of the soils used in the construction and foundation of the dam.

Linear elastic and hyperbolic constitutive models were used in the analysis. The hyperbolic model assumes that the soil is a non-linear elastic material with behavior depending on the confining stress levels. The calibration parameters of the models were determined using the results of triaxial tests performed at the time of the construction of the dam and complemented with data from literature.

It was concluded that, although the numerical results did not show a satisfactory fit for all field instrumentation, factors discussed throughout this project, in a certain way, justify the aspects that may have affected the results. Therefore, the use of the hyperbolic model is valuable in predicting the stress-strain behavior of earthfill dams.

Key Words: numerical modeling, hyperbolic model, stress-strain behavior of soils.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS	XIV
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	XVI
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	4
2.1 ASPECTOS GERAIS	4
2.2 MODELO ELÁSTICO LINEAR	5
2.2.1 <i>Determinação experimental dos parâmetros elásticos</i>	8
2.3 MODELO HIPERBÓLICO	9
2.3.1 <i>Determinação experimental dos parâmetros elásticos</i>	15
2.3.2 <i>Parâmetros típicos do modelo hiperbólico encontrados na literatura</i>	18
2.4 INSTRUMENTAÇÃO	22
2.4.1 <i>Placas de recalque tipo IPT ou placas de recalque com tubos telescópios</i>	23
2.4.2 <i>Inclinômetros de recalque e horizontais (Wilson)</i>	24
2.4.3 <i>Marcos Superficiais</i>	25
2.4.4 <i>Piezômetros do tipo Hall</i>	26
2.5 ESTUDOS ANÁLOGOS	28
3 MATERIAL E MÉTODOS	35
3.1 ESTUDO DE CASO UHE SÃO SIMÃO.....	35
3.1.1 <i>Geologia local</i>	43
3.1.2 <i>Seções de estudo</i>	47

3.1.3	<i>Instrumentação</i>	48
3.2	A MODELAGEM NUMÉRICA	51
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	62
4.1	RESULTADOS PARA O CONJUNTO 1 DE PARÂMETROS - MODELO CONSTITUTIVO HIPERBÓLICO.....	62
4.2	RESULTADOS PARA O CONJUNTO 2 DE PARÂMETROS - MODELO CONSTITUTIVO HIPERBÓLICO.....	69
4.3	RESULTADOS PARA O CONJUNTO 3 DE PARÂMETROS - MODELO CONSTITUTIVO HIPERBÓLICO.....	78
4.4	RESULTADOS PARA A MODELAGEM EM ÚNICA ETAPA DE CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO-SE O MODELO CONSTITUTIVO HIPERBÓLICO.....	94
4.5	RESULTADOS PARA A MODELAGEM EM VÁRIAS ETAPAS DE CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO-SE O MODELO CONSTITUTIVO LINEAR ELÁSTICO.....	96
4.6	RESULTADOS PARA A MODELAGEM EM ÚNICA ETAPA DE CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO-SE O MODELO CONSTITUTIVO LINEAR ELÁSTICO.....	101
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	104
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	107
	REFERÊNCIAS	108
	ANEXO A – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DOS MATERIAIS QUE COMPÕEM A BARRAGEM (CEMIG, 1974)	111
	ANEXO B – LOCAÇÃO DOS MARCOS SUPERFICIAIS DA MARGEM DIREITA (CEMIG, 2008) .	112
	ANEXO C – LOCAÇÃO DOS MARCOS SUPERFICIAIS DA MARGEM ESQUERDA (CEMIG, 2008)	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Tipos de comportamentos tensão x deformação (Desai; Christian, 1977)	5
Figura 2.2: Tensão axial x deformação axial	8
Figura 2.3: Curva tensão deformação hiperbólica	11
Figura 2.4: Curva tensão deformação hiperbólica transformada	11
Figura 2.5: Envoltória de Mohr-Coulomb.....	16
Figura 2.6: Trajetória de tensões $q_x p$	16
Figura 2.7: Obtenção dos parâmetros K e n	17
Figura 2.8: Obtenção dos parâmetros K_b e m	18
Figura 2.9: Medidor de recalque do tipo IPT (FONSECA, 2003)	23
Figura 2.10: Torpedo de medição dos inclinômetros do tipo Wilson	25
Figura 2.11: Corte Esquemático do tubo dos inclinômetros do tipo Wilson	25
Figura 2.12: Croqui esquemático de um marco superficial (FONSECA, 2003).....	26
Figura 2.13: Princípio de funcionamento de piezômetros do tipo Hall (FONSECA, 2003)....	27
Figura 2.14: Seção modelada da UHE de Irapé (ALMEIDA, 2010)	28
Figura 2.15: Deslocamento obtidos da UHE de Irapé (ALMEIDA, 2010).....	30
Figura 2.16: Tensões totais verticais obtidos da UHE de Irapé (ALMEIDA, 2010)	30
Figura 2.17: Seção modelada da UHE de Nova Ponte (MUSMAM, 2002)	31
Figura 2.18: Etapas utilizadas para a simulação do processo construtivo (MUSMAM, 2002)	32
Figura 2.19: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 1 (MUSMAM, 2002) ..	33
Figura 2.20: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 2 (MUSMAM, 2002) ..	33

Figura 2.21: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 3 (MUSMAM, 2002) ..	33
Figura 2.22: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 4 (MUSMAM, 2002) ..	34
Figura 3.1: Visão geral da UHE São Simão	36
Figura 3.2: Posição Geográfica da UHE São Simão (FONSECA, 2003)	36
Figura 3.3: Arranjo geral da UHE de São Simão (FONSECA, 2003)	38
Figura 3.4: Barragem de terra da margem direita da UHE de São Simão (FONSECA, 2003)	39
Figura 3.5: Seção típica da barragem de terra margem direita (FONSECA, 2003).....	39
Figura 3.6: Barragem de terra da margem esquerda da UHE de São Simão (FONSECA, 2003)	41
Figura 3.7: Seção típica da barragem de terra margem esquerda (FONSECA, 2003).....	41
Figura 3.8: Estratigrafia local – Margem Direita (FONSECA, 2003)	46
Figura 3.9: Seção de estudo da margem esquerda (CEMIG, 1973a)	47
Figura 3.10: Seção de estudo da margem direita (CEMIG, 1973b)	48
Figura 3.11: Seção instrumentada da margem direita (CEMIG, 2010)	49
Figura 3.12: Seção instrumentada da margem esquerda (CEMIG, 2010)	50
Figura 3.13: Fluxograma da metodologia adotada	52
Figura 3.14: Etapa 1 da barragem da margem direita	53
Figura 3.15: Etapa 2 da barragem da margem direita	54
Figura 3.16: Etapa 3 da barragem da margem direita	54
Figura 3.17: Etapa 4 da barragem da margem direita	54
Figura 3.18: Etapa 5 da barragem da margem direita	54

Figura 3.19: Etapa 6 da barragem da margem direita	55
Figura 3.20: Etapa 7 da barragem da margem direita	55
Figura 3.21: Etapa 8 da barragem da margem direita	55
Figura 3.22: Etapa 9 da barragem da margem direita	55
Figura 3.23: Etapa 10 da barragem da margem direita	56
Figura 3.24: Etapa 11 da barragem da margem direita	56
Figura 3.25: Etapa 12 da barragem da margem direita	56
Figura 3.26: Etapa 13 da barragem da margem direita	56
Figura 3.27: Etapa 14 da barragem da margem direita	57
Figura 3.28: Etapa 15 da barragem da margem direita	57
Figura 3.29: Etapa 1 da barragem da margem esquerda	57
Figura 3.30: Etapa 2 da barragem da margem esquerda	57
Figura 3.31: Etapa 3 da barragem da margem esquerda	58
Figura 3.32: Etapa 4 da barragem da margem esquerda	58
Figura 3.33: Etapa 5 da barragem da margem esquerda	58
Figura 3.34: Etapa 6 da barragem da margem esquerda	58
Figura 3.35: Etapa 7 da barragem da margem esquerda	59
Figura 3.36: Etapa 8 da barragem da margem esquerda	59
Figura 3.37: Etapa 9 da barragem da margem esquerda	59
Figura 3.38: Etapa 10 da barragem da margem esquerda	59
Figura 3.39: Etapa 11 da barragem da margem esquerda	60

Figura 3.40: Etapa 12 da barragem da margem esquerda	60
Figura 3.41: Etapa 13 da barragem da margem esquerda	60
Figura 3.42: Etapa 14 da barragem da margem esquerda	60
Figura 3.43: Malha de elementos finitos – margem direita.....	61
Figura 3.44: Malha de elementos finitos – margem esquerda.....	61
Figura 4.1: Curvas tensão deformação da areia argilosa.....	64
Figura 4.2: Curvas tensão deformação do cascalho de terraço	64
Figura 4.3: Deslocamentos verticais – margem esquerda (valores em m).....	65
Figura 4.4: Tensões verticais – margem esquerda (valores em kPa)	65
Figura 4.5: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100	66
Figura 4.6: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR200	67
Figura 4.7: Deslocamentos verticais – margem direita (valores em m).....	67
Figura 4.8: Tensões verticais – margem direita (valores em kPa)	68
Figura 4.9: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200.....	68
Figura 4.10: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR300.....	69
Figura 4.11: Deslocamentos verticais 2 – margem esquerda (valores em m).....	70
Figura 4.12: Tensões verticais 2 – margem esquerda (valores em kPa)	70
Figura 4.13: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100 ..	71
Figura 4.14: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR200 ..	72
Figura 4.15: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP101	73

Figura 4.16: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP102	74
Figura 4.17: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP103	74
Figura 4.18: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP104	75
Figura 4.19: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP105	75
Figura 4.20: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP106	76
Figura 4.21: Deslocamentos verticais 2 – margem direita (valores em m).....	76
Figura 4.22: Tensões verticais 2 – margem direita (valores em kPa)	77
Figura 4.23: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200..	77
Figura 4.24: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR300..	78
Figura 4.25: Deslocamentos verticais 3 – margem esquerda (valores em m).....	79
Figura 4.26: Tensões verticais 3 – margem esquerda (valores em kPa)	80
Figura 4.27: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100 ..	80
Figura 4.28: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR200 ..	81
Figura 4.29: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP101	82
Figura 4.30: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP102	83
Figura 4.31: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP103	83

Figura 4.32: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP104	84
Figura 4.33: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP105	84
Figura 4.34: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP106	85
Figura 4.35: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MEID100	86
Figura 4.36: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MEID200	86
Figura 4.37: Deslocamentos verticais 3 – margem direita (valores em m).....	87
Figura 4.38: Tensões verticais 3 – margem direita (valores em kPa)	87
Figura 4.39: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200..	88
Figura 4.40: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR300..	88
Figura 4.41: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP301	90
Figura 4.42: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP302	90
Figura 4.43: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP303	91
Figura 4.44: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP304	91
Figura 4.45: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP105	92
Figura 4.46: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MDID200	93
Figura 4.47: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MDID300	93

Figura 4.48: Deslocamentos verticais margem esquerda – construção instantânea (valores em m)	94
Figura 4.49: Tensões verticais margem esquerda – construção instantânea (valores em kPa)	94
Figura 4.50: Deslocamentos verticais margem direita– construção instantânea (valores em m)	95
Figura 4.51: Tensões verticais margem direita – construção instantânea (valores em kPa)....	95
Figura 4.52: Deslocamentos verticais margem esquerda – construção etapas (valores em m)	98
Figura 4.53: Tensões verticais margem esquerda – construção etapas (valores em kPa).....	98
Figura 4.54: Deslocamentos verticais margem direita– construção etapas (valores em m)	98
Figura 4.55: Tensões verticais margem direita – construção etapas (valores em kPa).....	98
Figura 4.56: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100.....	99
Figura 4.57: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200...	100
Figura 4.58: Deslocamentos verticais margem esquerda – construção Instantânea (valores em m)	101
Figura 4.59: Tensões verticais margem esquerda – construção instantânea (valores em kPa)	102
Figura 4.60: Deslocamentos verticais margem direita– construção instantânea (valores em m)	102
Figura 4.61: Tensões verticais margem direita – construção instantânea (valores em kPa) ..	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Classificação e propriedades dos solos compactados	19
Tabela 2.2: Parâmetros de calibração dos solos compactados	20
Tabela 2.3: Parâmetros conservadores de calibração solos compactados.....	22
Tabela 2.4: Materiais constituintes da modelagem numérica da UHE Irapé	29
Tabela 2.5: Parâmetros utilizados para a modelagem numérica da UHE Irapé.....	29
Tabela 2.6: Parâmetros utilizados na modelagem numérica da UHE Nova Ponte	32
Tabela 3.1: Parâmetros adotados no dimensionamento das estruturas das barragens de terra	43
Tabela 3.2: Sequência estratigráfica dos diversos derrames e interderrames da área de projeto (IESA, 1980)	44
Tabela 3.2: Sequência estratigráfica dos diversos derrames e interderrames da área de projeto – continuação (IESA, 1980)	45
Tabela 3.3: Codificação da instrumentação analisada	51
Tabela 4.1: Calibração do modelo hiperbólico	64
Tabela 4.2: Parâmetros para o solo de fundação e randon compactado.....	70
Tabela 4.3: Conjunto 3 de parâmetros do modelo hiperbólico	79
Tabela 4.4: Comparação recalques verticais da modelagem em etapas e em etapas únicas – considerando o modelo hiperbólico	96
Tabela 4.5: Parâmetros utilizados para solo – modelo elástico.....	97
Tabela 4.6: Módulo de elasticidade para areia argilosa e cascalho de terraço	97
Tabela 4.7: Comparação recalques verticais da modelagem em etapas– modelo hiperbólico x modelo elástico.....	101

Tabela 4.8: Comparação recalques verticais da modelagem em etapas e em etapas únicas – considerando o modelo hiperbólico e modelo elástico 103

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Letras Latinas

UHE	Usina hidrelétrica
E	Módulo de Elasticidade ou módulo de Young [kPa]
E_i	Módulo de elasticidade inicial [kPa]
E_{50}	Módulo de elasticidade correspondente a 50% da tensão de ruptura [kPa]
G	Módulo cisalhante [kPa]
K ou B	Módulo de elasticidade volumétrico ou <i>Bulk Modulus</i> [adimensional]
p_a	Pressão atmosférica [kPa]
k	Parâmetro de calibração sem significado físico [adimensional]
k_b	Parâmetro de calibração sem significado físico [adimensional]
m	Parâmetro de calibração sem significado físico [adimensional]
n	Parâmetro de calibração sem significado físico [adimensional]
R_f	Parâmetro de calibração sem significado físico [adimensional]
c	Coesão do solo [kPa]
<i>SUCS</i>	Sistema unificado de classificação de solos
LL	Limite de liquidez [%]
IP	Índice de plasticidade [%]
UU	Ensaio triaxial não adensado e não drenado
CU	Ensaio triaxial adensado e não drenado

<i>CD</i>	Ensaio triaxial adensado e drenado
<i>SSMDIP</i>	Medidor de recalque do tipo IPT instalado na barragem da margem direita
<i>SSMEIP</i>	Medidor de recalque do tipo IPT instalado na barragem da margem esquerda
<i>SSMDIR</i>	Inclinômetro de recalque instalado na barragem da margem direita
<i>SSMEIR</i>	Inclinômetro de recalque instalado na barragem da margem esquerda
<i>SSMDID</i>	Inclinômetro de deflexão instalado na barragem da margem direita
<i>SSMEID</i>	Inclinômetro de deflexão instalado na barragem da margem esquerda
<i>SSMDMS</i>	Marco superficial instalado na barragem da margem direita
<i>SSMEMS</i>	Marco superficial instalado na barragem da margem esquerda

Letras Gregas

σ	Tensão Axial [kPa]
ε	Deformação axial [%]
ν	Coefficiente de <i>Poisson</i> [adimensional]
λ	Constante de <i>Lamé</i> [adimensional]
ε_{vol} ou ε_v	Deformação volumétrica
σ_1	Tensão principal maior [kPa]
σ_2	Tensão principal intermediária [kPa]
σ_3	Tensão principal menor [kPa]
$(\sigma_1 - \sigma_1)_{ult}$	Diferença entre as tensões principais assíntotas no gráfico tensão deformação [kPa]
$(\sigma_1 - \sigma_1)_f$	Diferença entre as tensões principais na ruptura [kPa]

τ Tensão cisalhante [kPa]

ϕ Ângulo de atrito [°]

1 INTRODUÇÃO

Segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens - CIGB (2008), foram inauguradas 3.354 barragens em todo o mundo, no período de 1990 a 1999, considerando-se, para tanto, somente barragens que possuem altura de 10 a 15m e capacidade de armazenamento de mais de 3 milhões de metros cúbicos de água, em seu reservatório.

Ainda segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens (2008), o principal tipo de barragem é o de aterro compactado, que representa 43,7% do total mundial, seguindo-se pelas barragens de gravidade (10,6% do total) e aquelas de enrocamento (5,3% do total).

Esses dados mostram a importância de se estudar o comportamento tensão-deformação das barragens, uma vez que esse conhecimento 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 razoável. 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).

As propriedades dos solos são correlacionadas através dos modelos constitutivos. Dentre os modelos constitutivos existentes, o modelo escolhido para o desenvolvimento deste trabalho é o modelo hiperbólico, o qual considera o solo um material elástico não linear, com comportamento dependente do nível de tensão confinante.

Entretanto, mesmo que esse modelo não leve em consideração todas as características do solo, na sua formulação, ele apresenta uma boa correlação entre, as curvas tensão deformação obtidas a partir de ensaios de laboratório, e, as curvas obtidas com o modelo (DUNCAN; CHANG, 1970). Para implementação do modelo hiperbólico são necessários, a priori, os parâmetros de calibração, os quais são obtidos a partir de resultados de ensaios triaxiais.

Nesse contexto, o presente trabalho apresenta modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de duas seções da barragem de terra da UHE São Simão durante seu período construtivo.

Os parâmetros de calibração utilizados foram determinados a partir dos resultados de ensaios triaxiais realizados na época de construção da barragem e complementados com dados obtidos na literatura. As análises numéricas foram realizadas com o programa SIGMA/W versão 2007.

Ressalta-se que os resultados da modelagem numérica estão diretamente relacionados com os parâmetros de calibração do modelo. Sendo assim, comparando-se os resultados do modelo teórico com os registros da instrumentação, tornou-se possível ajustar os parâmetros para que o resultado do modelo fosse o mais próximo possível dos resultados da instrumentação.

1.1 Objetivos do trabalho

O objetivo desta pesquisa é a 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 para tanto o modelo constitutivo hiperbólico.

Os objetivos específicos são:

- Revisar conceitos, fundamentos e equações relacionados ao comportamento tensão-deformação de solos, considerando-o elástico linear e elástico não linear;
- Apresentar uma metodologia acerca dos procedimentos para obtenção dos parâmetros necessários à calibração do modelo hiperbólico;
- Apresentar um estudo de caso da UHE de São Simão, envolvendo a modelagem numérica de duas seções típicas da barragem, sendo uma da barragem de terra da margem direita e a outra da barragem de terra da margem esquerda do empreendimento;
- Realizar comparações entre os deslocamentos obtidos pelo modelo teórico e os reais, obtidos a partir dos registros da instrumentação;
- Discutir acerca da possibilidade de se utilizar, em obras futuras, a metodologia proposta.

1.2 Estrutura da dissertação

Além deste capítulo introdutório, outros cinco capítulos compõem este trabalho. No Capítulo 2 é apresentada a revisão da literatura, contemplando uma revisão dos conceitos, fundamentos e equações relacionados ao comportamento tensão-deformação de solos, características gerais da instrumentação utilizada na UHE de São Simão e apresentação de outros trabalhos em que foram realizados estudos similares. No Capítulo 3, é feita a descrição da UHE de São Simão, no qual serão apresentados aspectos gerais e características geológicas e geotécnicas. Os resultados e discussões obtidos com a aplicação da metodologia são apresentados no capítulo 4, finalizando este trabalho com as conclusões e recomendações no capítulo 5.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo abordará aspectos referentes ao modelo constitutivo linear elástico e ao modelo constitutivo hiperbólico, no qual o solo é considerado elástico não linear, contemplando os métodos de obtenção dos parâmetros de calibração de cada modelo. Também serão descritas as características gerais da instrumentação utilizada na UHE de São Simão e apresentação de alguns estudos análogos ao proposto nessa dissertação.

2.1 Aspectos gerais

A parte central da modelagem numérica de um problema real é a descrição de como as grandezas físicas se relacionam, como tensões, deformações e tempo (DESAI; CHRISTIAN, 1977). Essas relações são equacionadas por meio dos modelos constitutivos, e, através destes, é possível reproduzir, prever e interpretar o comportamento tensão deformação de um dado material. A Figura 2.1 apresenta, esquematicamente, tipos de comportamento tensão-deformação de um material submetido a esforços de compressão.

A Figura 2.1a representa um material elástico não-linear; a Figura 2.1b representa um material elástico linear; a Figura 2.1c representa um material elasto-plástico; a Figura 2.1d representa um material rígido perfeitamente plástico; a Figura 2.1e representa um material elástico sendo que na curva 1 o material é perfeitamente plástico, na curva 2 o material apresenta um endurecimento ao sofrer deformações e na curva 3 o material apresenta um amolecimento ao sofrer as deformações; a Figura 2.1f representa um material viscoelástico, que sofre deformações com a tensão constante e a Figura 2.1g representa um material viscoelástico em que há uma diminuição das tensões com as deformações constantes.

Frente aos objetivos deste trabalho, nos itens a seguir será feita uma descrição dos modelos elástico e linear e do modelo hiperbólico, apresentados nas Figuras 2.1b e 2.1a, respectivamente, por meio das equações que os governam e dos parâmetros de calibração.

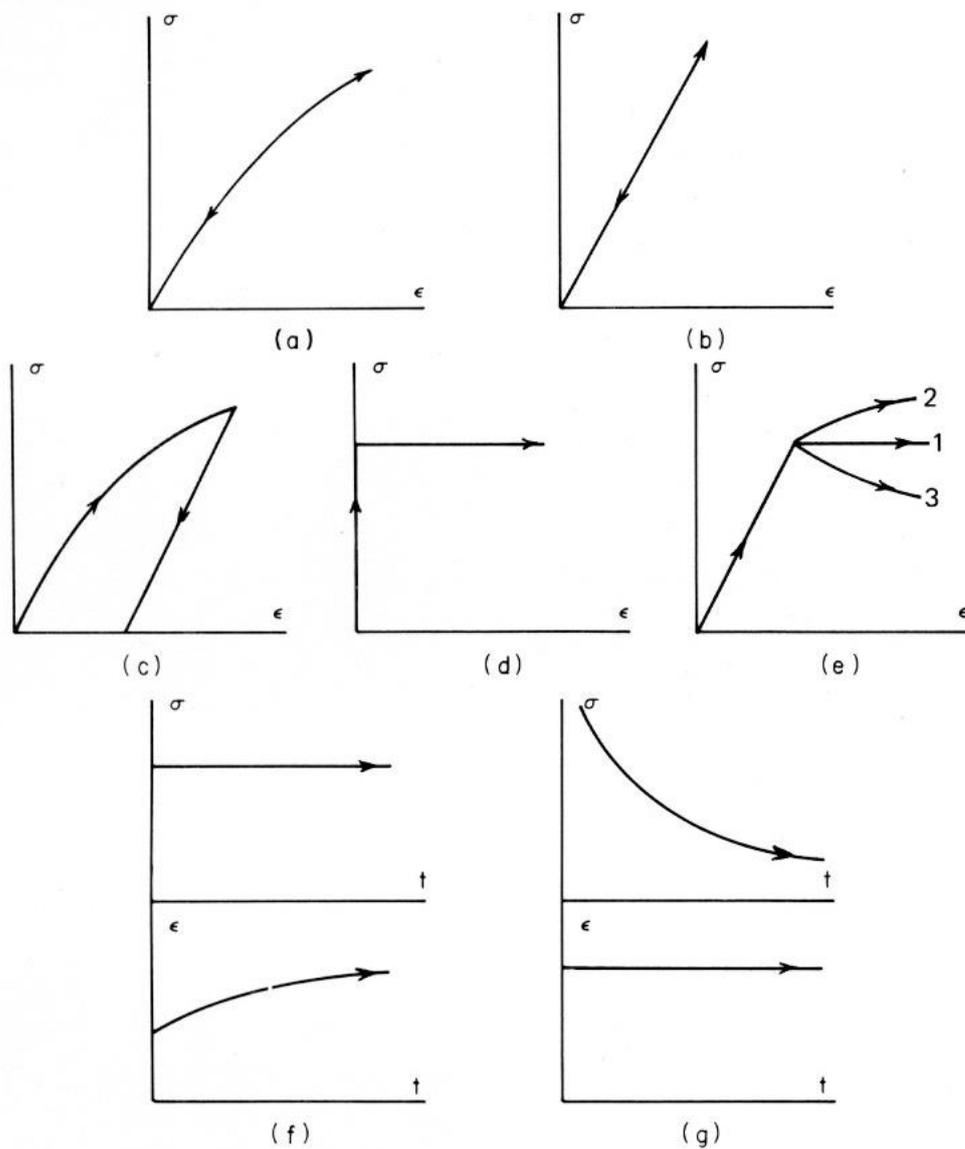


Figura 2.1: Tipos de comportamentos tensão x deformação (Desai; Christian, 1977)

2.2 Modelo elástico linear

Os materiais do tipo elástico linear (Figura 2.1b) 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, conforme EQUAÇÃO 2.1.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

Em que: σ = tensão axial; E = módulo de elasticidade ou de *Young* e ε = deformação

A EQUAÇÃO 2.1 é válida para situações unidimensionais. Sendo que para situações de carregamento tridimensional é necessária a aplicação da lei de Hooke generalizada, com base na matriz de tensões, na matriz dos módulos elásticos e na matriz de deformações (DESAI; CHRISTIAN, 1977), conforme EQUAÇÃO 2.2.

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\varepsilon\}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ & & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ & & & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ & & & & C_{55} & C_{56} \\ & & & & & C_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

Conforme visto na EQUAÇÃO 2.2, a matriz dos módulos elásticos $[C]$ possuem 21 termos independentes. Entretanto, considerando que o solo seja homogêneo e isotrópico, ou seja, tenha a mesma propriedade em todas as direções e que as tensões de cisalhamento (τ_{ij}) não afetam as deformações normais e que as tensões normais (σ_i) não causam deformações cisalhantes, e, assumindo ainda válido o princípio da superposição dos efeitos, chega-se à lei de Hooke generalizada conforme EQUAÇÃO 2.3, em termos de tensões, e na EQUAÇÃO 2.4, em termos do deslocamentos (DESAI; CHRISTIAN, 1977).

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\varepsilon\}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

$$\{\varepsilon\} = [D] \cdot \{\sigma\}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yx} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1+\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1+\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1+\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

em que: ν = coeficiente de Poisson, o qual correlaciona as deformações axiais com as deformações normais transversais.

As EQUAÇÕES 2.3 e 2.4 podem ser reescritas segundo outros parâmetros (constantes) elásticos, sendo que esses parâmetros se correlacionam entre si conforme EQUAÇÕES 2.5 a 2.7.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.5)$$

em que: G = Módulo cisalhante, o qual relaciona a tensão cisalhante com as deformações cisalhantes.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.6)$$

em que: K = módulo de elasticidade volumétrico ou *Bulk Modulus*, o qual relaciona as deformações volumétricas com as tensões octaédricas, que é a média das tensões principais $(\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z)$.

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.7)$$

em que: λ = constante de Lamé.

No caso particular em que se tem o estado plano de deformações, no qual não há deformações fora do plano da seção de estudo, as matrizes de tensões e de deformações ficam reduzidas conforme EQUAÇÕES 2.8 e 2.9.

Como exemplo de obras em que o estado plano de deformações é aplicável tem-se as barragens, muros de contenção e túneis. Entretanto, mesmo nessas obras citadas, a condição de estado plano é válida apenas no trecho no qual as seções e os carregamentos, se repetem continuamente ao longo do eixo da obra.

$$\{\sigma\}^T = \{\sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy}\} \quad (2.8)$$

$$\{\varepsilon\}^T = \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy}\} \quad (2.9)$$

2.2.1 Determinação experimental dos parâmetros elásticos

Para a completa descrição dos materiais elásticos lineares é necessário obter, no mínimo, duas constantes elásticas, sendo que os outros parâmetros podem ser obtidos através das correlações mostradas nas EQUAÇÕES 2.5, 2.6 e 2.7. Sendo assim, será demonstrado como se obter o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson.

2.2.1.1 Módulo de elasticidade ou módulo de Young

O módulo de Young (E) pode ser obtido em ensaios triaxiais drenados ou de compressão simples, por meio da inclinação da curva do gráfico de tensão axial x deslocamento axial (Figura 2.2). A curva 1 da Figura 2.2, corresponde ao módulo inicial tangente à origem (E_i) e a curva 2 corresponde ao módulo secante (E_{50}), o qual é definido quando a tensão no solo atinge a 50% da tensão de ruptura.

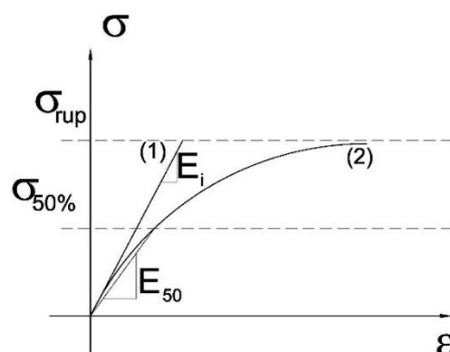


Figura 2.2: Tensão axial x deformação axial

2.2.1.2 Coefficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson (ν) pode ser obtido em ensaios triaxial drenados ou de compressão simples. Considerando o ensaio triaxial drenado, em que há medição da variação volumétrica do corpo de prova, o coeficiente em questão pode ser obtido através da correlação entre a deformação volumétrica (ε_{vol}) e a deformação axial, conforme EQUAÇÃO 2.12. A deformação volumétrica é definida pela soma das deformações nas direções principais, conforme EQUAÇÃO 2.10.

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (2.10)$$

em que: ε_1 , ε_2 e ε_3 correspondem às deformações nas direções principais 1, 2 e 3, respectivamente.

Sendo que, nos ensaios triaxiais, as deformações horizontais são iguais ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$). Assim sendo, a deformação volumétrica fica reduzida, conforme EQUAÇÃO 2.11.

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \Rightarrow \varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_{vol} - \varepsilon_1}{2} \quad (2.11)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{vol}}{\varepsilon_1} \right) \quad (2.12)$$

Baseando-se na EQUAÇÃO 2.12, em ensaios nos quais não há deformação volumétrica, o coeficiente de Poisson é igual a 0,5, enquanto que, em ensaios em que a deformação volumétrica é igual à deformação axial, esse coeficiente fica igual a zero.

2.3 **Modelo hiperbólico**

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.

A não linearidade das curvas tensão deformação pode ser expressa por uma hipérbole com uma certa precisão, sendo esta hipérbole governada pela EQUAÇÃO 2.13 (DUNCAN; CHANG, 1970).

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (2.13)$$

em que: σ_1 e σ_3 são as tensões principais, maior e menor, respectivamente, ε é a deformação axial, a e b são constantes definidas pelas EQUAÇÕES 2.14 e 2.15. As Figuras 2.3 e 2.4 ilustram como essas constantes se correlacionam.

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (2.14)$$

em que: E_i é o modulo de Young tangente inicial.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b} \quad (2.15)$$

em que: $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é a diferença entre as tensões principais assíntotas do gráfico tensão deformação.

Essa diferença entre as tensões principais assíntotas está relacionada com as tensões principais de ruptura pela EQUAÇÃO 2.16, por meio do fator R_f , sendo que, para vários tipos de solo, este fator varia de 0,75 a 1,00 (DUNCAN; CHANG, 1970).

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (2.16)$$

em que: $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ é a diferença das tensões principais na ruptura.

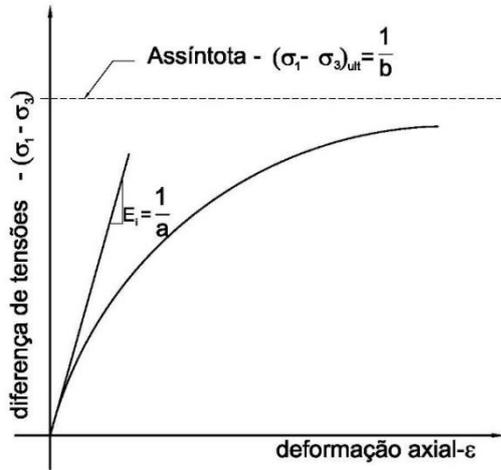


Figura 2.3: Curva tensão deformação hiperbólica

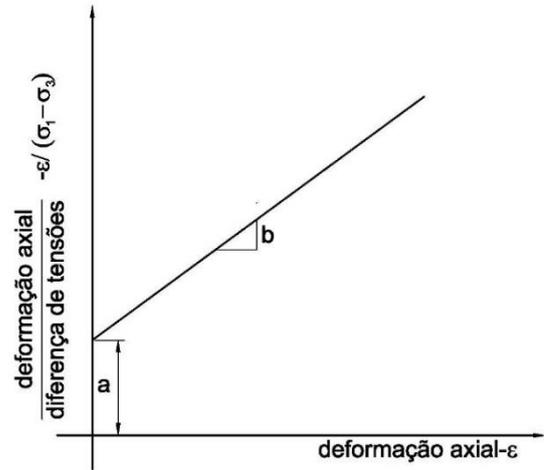


Figura 2.4: Curva tensão deformação hiperbólica transformada

Substituindo a EQUAÇÃO 2.15 na EQUAÇÃO 2.16, tem-se:

$$b = \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (2.17)$$

Substituindo a EQUAÇÃO 2.17 e EQUAÇÃO 2.14, na EQUAÇÃO 2.13, tem-se:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad (2.18)$$

Exceto no caso de ensaios triaxiais do tipo não adensado e não drenados (UU) em solos saturados, tanto o módulo de elasticidade inicial (E_i), quanto a resistência a compressão do solo, variam com a tensão de confinamento aplicada nos ensaios (DUNCAN; CHANG, 1970).

Por meio de estudos experimentais feitos por Janbu *apud* Duncan; Chang (1970), obtém-se a correlação entre o módulo de elasticidade inicial e a tensão de confinamento conforme EQUAÇÃO 2.19.

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.19)$$

em que: p_a é a pressão atmosférica expressa nas mesmas unidades do módulo de elasticidade, σ_3 é a tensão principal menor (tensão de confinamento no caso de ensaios triaxiais), K e n são parâmetros de calibração da equação, sem significado físico.

Admitindo que seja válido o critério de ruptura de Mohr Coulomb, em que a envotória de ruptura de um solo é dada pela relação linear entre a tensão cisalhante e a tensão normal, conforme a EQUAÇÃO 2.20, a diferença entre as tensões principais na ruptura pode ser definida segundo a EQUAÇÃO 2.21.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.20)$$

em que: τ é a tensão cisalhante, c é a coesão e ϕ o ângulo de atrito do solo e σ é a tensão normal do solo.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2 \sigma_3 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (2.21)$$

Substituindo a EQUAÇÃO 2.21 e EQUAÇÃO 2.19, na EQUAÇÃO 2.18, tem-se:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n + \frac{\varepsilon R_f}{2c \cos \phi + 2 \sigma_3 \operatorname{sen} \phi}} \quad (2.22)$$

Por meio da EQUAÇÃO 2.22 é possível se obter a tensão desviadora atuante no solo, tendo como referência os cinco parâmetros de calibração K , n , c , ϕ e R_f que podem ser obtidos em ensaios triaxiais, conforme descrito no item 2.3.1. Ressalta-se que essa equação é válida tanto para condições drenadas (tensões efetivas) quanto para condições não-drenadas (tensões totais).

O modelo hiperbólico pode ser considerado um modelo “pseudo-elástico” a partir da definição do módulo de elasticidade de descarregamento-recarregamento (K_{ur}), porém frente aos objetivos do presente trabalho a obtenção desse módulo de elasticidade não será abordada. Porém ressalta-se que para a descrição do comportamento pseudo-elástico se faz necessário mais três parâmetros de calibração K_{ur} , K_b e m .

Por meio da EQUAÇÃO 2.18 é possível se obter o módulo de elasticidade tangente (E_t) em qualquer ponto da curva tensão x deformação de um solo, fazendo para tanto uma derivação dessa equação em função da deformação, admitindo que a tensão principal menor (σ_3) seja constante, conforme EQUAÇÃO 2.23.

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon} = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2} \quad (2.23)$$

A deformação axial (ε) da EQUAÇÃO 2.23, pode ser eliminada pela reordenação da EQUAÇÃO 2.18, resultando assim a EQUAÇÃO 2.24.

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (2.24)$$

Substituindo o valor da deformação axial (EQUAÇÃO 2.24), o valor do módulo de elasticidade inicial (EQUAÇÃO 2.19) e o valor das tensões principais na ruptura (EQUAÇÃO 2.21) na EQUAÇÃO 2.23, tem-se:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \text{sen} \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2 \sigma_3 \text{sen} \phi} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.25)$$

Por meio da EQUAÇÃO 2.25 é possível se obter o módulo de elasticidade tangente em qualquer ponto da curva tensão x deformação de um solo tendo como referência os mesmos cinco parâmetros de calibração K , n , c , ϕ e R_f , que podem ser obtidos em ensaios triaxiais, conforme item 2.3.1. Ressalte-se que esta equação é válida tanto para condições drenadas quanto para condições não-drenadas.

Conforme citado por Duncan *et al.* (1980), muitos solos possuem uma não linearidade da variação de volume e essa é dependente do nível de tensões confinantes e desviadoras as quais o solo está submetido. Assumindo-se que o módulo de deformação volumétrica (*Bulk Modulus -B*) varia apenas com relação à tensão confinante a que o solo está submetido.

Assim, de acordo com a teoria da Elasticidade, o valor do *Bulk Modulus* (B) pode ser calculado conforme EQUAÇÃO 2.26.

$$B = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3\varepsilon_V} \quad (2.26)$$

em que: $\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3$ é a soma da variação das tensões principais, e ε_V é a variação volumétrica do solo.

Entretanto, como nos ensaios triaxiais convencionais, o valor da tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) aumenta enquanto a tensão confinante é mantida constante, e que $\Delta\sigma_3 = 0$, $\Delta\sigma_2 = 0$ e $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$, a EQUAÇÃO 2.26, pode ser reescrita conforme EQUAÇÃO 2.27.

$$B = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\varepsilon_V} \quad (2.27)$$

Baseando-se na EQUAÇÃO 2.27 é possível calcular o valor de B em qualquer ponto da curva tensão x deformação do ensaio triaxial. Entretanto Duncan *et al.* (1980), recomendam que o valor de B seja calculado segundo os critérios a seguir:

- Se a curva de variação de volume não atingir uma tangente horizontal antes de mobilizar 70% da resistência do solo, o valor de B é calculado no ponto em que mobilizar 70% da resistência;
- Se a curva de variação de volume atingir uma tangente horizontal antes de mobilizar 70% da resistência do solo, o valor de B é calculado no ponto em que se atingir a tangente.

A EQUAÇÃO 2.28, mostra a variação do valor de B com a pressão confinante, sendo que usualmente ocorre um aumento de B com o valor da tensão confinante. Entretanto, no caso de ensaios não-drenados em argilas compactadas na umidade ótima, o valor de B diminui com o aumento da tensão confinante, sendo que este comportamento não usual pode ser atribuído à quebra do arranjo estrutural do solo (DUNCAN *et al.*, 1980).

$$B = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (2.28)$$

em que: K_b e m são parâmetros de calibração da equação, sem significado físico.

Embora o modelo hiperbólico seja capaz de ter uma boa correlação para vários tipos de solo, ele possui limitações devido às simplificações feitas no seu desenvolvimento. As principais limitações deste modelo constitutivo, segundo Duncan *et al.* (1980) são:

- O modelo hiperbólico não é aplicável para níveis de tensões e deformações após a ruptura, já que esse é baseado na lei de Hooke generalizada;
- Não é aplicável para solos que possuem o comportamento de dilatância, ao serem cisalhados;
- Os parâmetros de calibração do modelo não são propriedades fundamentais do solo, sendo dependentes da densidade do solo, teor de umidade, variações de tensões usadas durante os ensaios e das condições de drenagem. Dessa maneira, o solo deve ser submetido a ensaios de laboratório nas mesmas condições em que será submetido em campo.

2.3.1 Determinação experimental dos parâmetros elásticos

Para a descrição dos materiais elásticos não-lineares, é necessário se obter os cinco parâmetros de calibração K , n , c , ϕ e R_f , desconsiderando os parâmetros para o descarregamento e recarregamento (K_{ur} , K_b e m .) Entretanto Duncan *et al.* (1980) recomendam que, antes de determiná-los, se faz necessária uma seleção dos dados mais condizentes com as condições reais nas quais o solo estará submetido em campo, eliminando-se os dados inconsistentes (pontos inconsistentes na curva do ensaio triaxial ou mesmo descartar o ensaio).

2.3.1.1 Coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ)

A coesão e ângulo de atrito podem ser obtidos de duas maneiras. A primeira consiste na determinação, por meio dos círculos de Mohr, cuja obtenção foge dos objetivos do presente trabalho, sendo que o ângulo de atrito (ϕ) corresponde à inclinação da reta tangente aos círculos referentes a ruptura e a coesão (c) é a interseção da reta tangente com o eixo das tensões desviadoras (τ), conforme Figuras 2.5.

A segunda maneira consiste em obter os parâmetros em questão de forma indireta, através das correlações mostradas nas EQUAÇÕES 2.26 e 2.27 e através da Figura 2.6. Para a obtenção

da Figura 2.6 plota-se as trajetórias de tensões para cada tensão confinante em que foi realizado o ensaio triaxial, e faz então uma regressão linear entre os pontos de ruptura de cada trajetória.

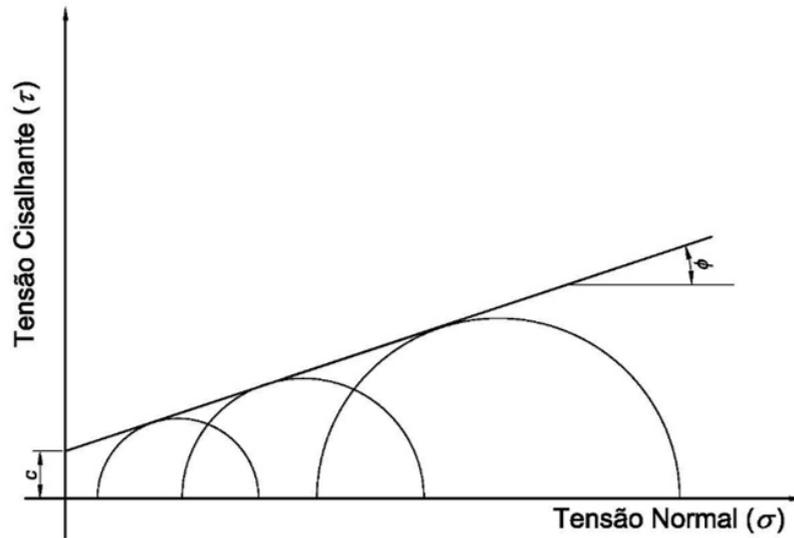


Figura 2.5: Envoltória de Mohr-Coulomb

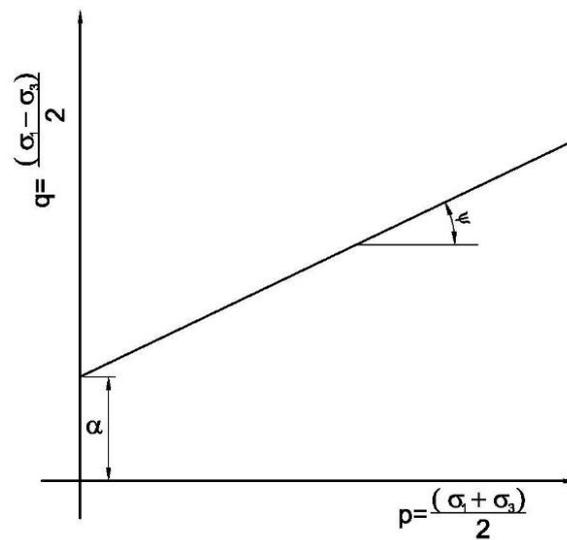


Figura 2.6: Trajetória de tensões qxp

$$c = \frac{\alpha}{\cos \phi} \quad (2.26)$$

$$\text{sen } \phi = \tan \psi \quad (2.27)$$

2.3.1.2 Parâmetros R_f e E_i

Os parâmetros R_f e E_i podem ser obtidos através das EQUAÇÕES 2.14, 2.15 e 2.17 e por meio da Figura 2.4. Para a obtenção da Figura 2.4 faz-se necessário o uso de uma regressão linear entre os pontos correspondentes à ruptura do solo em cada ensaio triaxial ou, conforme sugerido por Duncan *et al.* (1980), pode-se traçar uma linha reta entre os pontos correspondentes a 70% e 90% da resistência de ruptura do solo. Assim, serão obtidos três valores de R_f correspondentes a cada ensaio triaxial, entretanto, o valor utilizado para a calibração do modelo hiperbólico corresponderá à média dos valores obtidos.

2.3.1.3 Parâmetros K e n

Os parâmetros de K e n , podem ser determinados conforme mostrado na Figura 2.7, sendo que, no eixo das ordenadas, são plotados os valores de E_i/p_a dos três ensaios, e no eixo das abscissas, os valores de σ_3/p_a , utilizando em ambos os eixos escala logarítmica. Por meio de uma regressão linear, o valor de n será dado pela inclinação da reta gerada, e o valor de K será obtido conforme EQUAÇÃO 2.28.

$$K = 10^{k'} \quad (2.28)$$

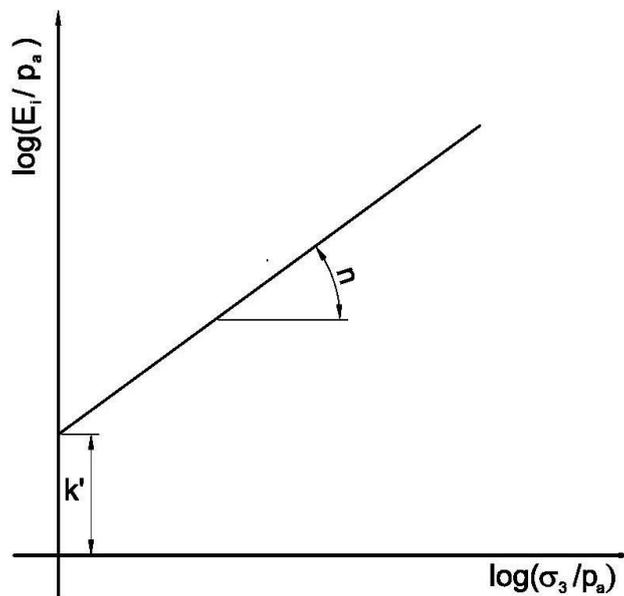


Figura 2.7: Obtenção dos parâmetros K e n

2.3.1.4 Parâmetros K_b e m

Os parâmetros de K_b e m podem ser determinados conforme mostrado na Figura 2.8, sendo que, no eixo das ordenadas, estão representados os valores de B/p_a dos três ensaios, e no eixo das abscissas, os valores de σ_3/p_a . Em ambos os eixos, utiliza-se escala logarítmica. Por meio de uma regressão linear, o valor de m será dado pela inclinação da reta gerada, e o valor de K_b será obtido conforme EQUAÇÃO 2.29.

$$K_b = 10^{kb'} \quad (2.29)$$

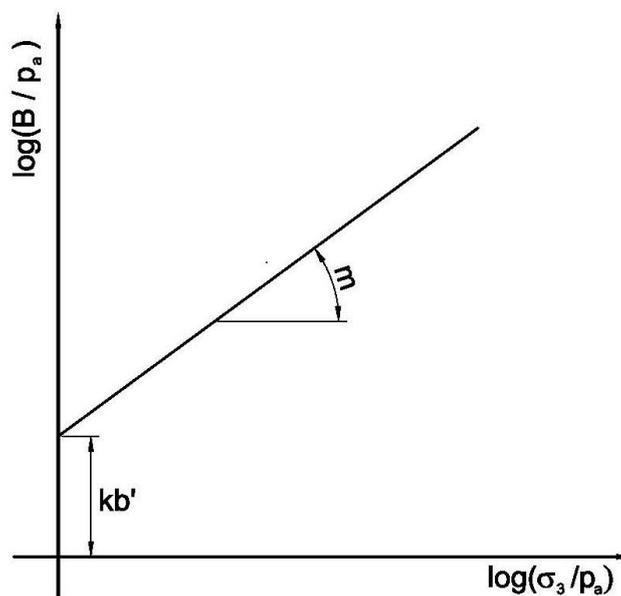


Figura 2.8: Obtenção dos parâmetros K_b e m

2.3.2 Parâmetros típicos do modelo hiperbólico encontrados na literatura

O método dos elementos finitos tem sido usado com cada vez mais frequência durante o dimensionamento das obras, considerando a interação solo-estrutura. Entretanto, em geral, não é comum conduzir grandes campanhas de investigação do solo durante a fase de desenvolvimento e pré-dimensionamento do projeto (BOSCARDIN *et al.*, 1990).

Dessa maneira, torna-se necessário obter-se na literatura propriedades representativas de solos típicos para fomentar os modelos teóricos, e, a partir desses, alcançar um pré-dimensionamento das estruturas.

Boscardin *et al.* (1990) fizeram um estudo que envolveu a investigação dos parâmetros de calibração do modelo hiperbólico em três diferentes tipos de solos= compactados: areia bem graduada, silte arenoso e uma argila. Esses solos foram compactados em diferentes densidades e na umidade ótima típica de cada solo, e, então, foram submetidos a ensaios de compressão triaxiais com diferentes tensões confinantes. A Tabela 2.1 apresenta as propriedades dos solos ensaiados e a Tabela 2.2 apresenta os parâmetros de calibração do modelo hiperbólico desses solos.

Tabela 2.1: Classificação e propriedades dos solos compactados

Tipo de solo	Classificação		Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)	Densidade seca máx. (kN/m ³)	Umidade ótima (%)
	SUCS	AASHTO				
Areia bem graduada	SW	A-1-a	-	-	22,1	7,4
Silte Arenoso	ML/CL-ML	A-4	20	4	19,1	12,1
Argila Siltosa	CL	A-6	32	15	16,5	21,0

Fonte: BOSCARDIN *et al.*, 1990

Tabela 2.2: Parâmetros de calibração dos solos compactados

Classificação do solo - SUCS	Densidade do solo em relação a densidade seca máxima (%)	K	n	R_f	c (kPa)	ϕ (°)
SW	95	950	0,60	0,70	0	48
	90	640	0,43	0,75	0	42
	85	450	0,35	0,80	0	38
	80	320	0,35	0,83	0	36
	61	54	0,85	0,90	0	29
ML	95	440	0,40	0,95	28	34
	90	200	0,26	0,89	24	32
	85	110	0,25	0,85	21	30
	80	75	0,25	0,80	17	28
	49	16	0,95	0,55	0	23
CL	95	120	0,45	1,00	62	15
	90	75	0,54	0,94	48	17
	85	50	0,60	0,90	41	18
	80	35	0,66	0,87	35	19
	45	16	0,95	0,75	0	23

Fonte: BOSCARDIN *et al.* (1990)

Duncan *et al.* (1980) também fizeram um extenso estudo dos parâmetros de calibração do modelo hiperbólico por meio de dados publicados na literatura. A partir desses dados, obtiveram os parâmetros de calibração de, aproximadamente, 80 diferentes tipos de solos, dentre os quais 41 para ensaios drenados e 39 para ensaios não-drenados.

Dessa maneira, baseando-se nos resultados encontrados, Duncan *et al.* (1980) concluíram que os fatores mais importantes que afetam as características das curvas tensão-deformação e a resistência de solos ensaiados em condições drenadas são: densidade relativa, distribuição granulométrica, forma dos grãos e composição mineralógica.

O aumento da densidade de solos que não possuem coesão irá resultar: no aumento da resistência (maior valor do ângulo de atrito), no aumento da rigidez (maior valor de K) e no aumento da tendência do solo em dilatar durante o cisalhamento (maior valor de K_b).

Os solos sem coesão mal-graduados, geralmente, possuem valores de K e K_b maiores do que os solos sem coesão bem-graduados, sendo que, os valores de ϕ , n , m e R_f não possuem uma correlação com a graduação do solo.

Os grãos arredondados possuem uma maior resistência a quebra durante o cisalhamento do que os grãos angulares. Dessa maneira, os solos com grãos arredondados tendem a ter maiores valores de K , n , K_b e m que os solos com grãos angulares, e, geralmente, possuem menores valores de ϕ . O valor de R_f não possui uma correlação com a forma dos grãos do solo.

Com relação aos ensaios em condições não-drenadas, Duncan *et al.* (1980) concluíram que os fatores mais importantes que afetam as características das curvas tensão-deformação, e a resistência dos solos sobre estas condições são: classificação do solo (Unificada), densidade, teor de umidade e arranjo estrutural dos grãos de solo devido ao processo de compactação ou processo de formação.

A retirada de amostras de solos argilosos em condições *in situ*, as quais serão utilizadas para determinação dos parâmetros do modelo hiperbólico em condições não adensadas e não drenadas, segundo Duncan *et al.* (1980), devem ser de alta qualidade, uma vez que esse tipo de solo está sujeito a perturbações em sua estrutura durante a amostragem, podendo causar alterações na curva tensão x deformação e na resistência do solo.

A estrutura dos solos compactados é determinada pelo método de compactação e pela relação entre o teor de umidade presente no solo com a umidade ótima. Dessa maneira, as amostras de solo utilizadas na determinação dos parâmetros do modelo hiperbólico em condições não adensadas e não drenadas devem ser compactadas utilizando processos similares aos que serão utilizados em campo, tendo a mesma densidade e o mesmo teor de umidade.

A Tabela 2.3 apresenta parâmetros conservativos encontrados por Duncan *et al.* (1980). Esses parâmetros são ditos conservativos uma vez que apresentam valores de módulos e de resistência baixos, e altos valores de densidade. Assim, os valores apresentados na Tabela 2.3 devem ser utilizados em estudos preliminares.

Tabela 2.3: Parâmetros conservadores de calibração solos compactados

Classificação do solo - SUCS	Classificação AASHTO	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	K	n	R_f	k_b	m
GW, GP, SW, SP	105	23,57	42	0	600	0,40	0,7	175	0,20
	100	22,8	39	0	450	0,40	0,7	125	0,20
	95	22,0	36	0	300	0,40	0,7	75	0,20
	90	21,2	33	0	200	0,40	0,7	50	0,20
SM	100	21,2	36	0	600	0,25	0,7	450	0,00
	95	20,4	34	0	450	0,25	0,7	350	0,00
	90	19,6	32	0	300	0,25	0,7	250	0,00
	85	18,9	30	0	150	0,25	0,7	150	0,00
SM-SC	100	21,2	33	24	400	0,60	0,7	200	0,50
	95	20,4	33	19	200	0,60	0,7	100	0,50
	90	19,6	33	14	150	0,60	0,7	75	0,50
	85	18,9	33	10	100	0,60	0,7	50	0,50
CL	100	21,2	30	19	150	0,45	0,7	140	0,20
	95	20,4	30	14	120	0,45	0,7	110	0,20
	90	19,6	30	10	90	0,45	0,7	80	0,20
	85	18,9	30	5	60	0,45	0,7	50	0,20

Fonte: Adaptado de DUNCAN *et al.* (1980)

2.4 Instrumentação

Pode-se definir o conceito de instrumentação geotécnica de obras de engenharia como sendo um conjunto de instrumentos empregados para a observação, detecção e caracterização de eventuais deteriorações que constituem risco potencial às condições da segurança global do empreendimento.

A instrumentação permite fazer um processo de aquisição, registro e processamento sistemático dos dados obtidos, a partir dos instrumentos de medida instalados em diferentes seções e zonas dos maciços investigados. Nessas análises são incluídos valores limites no programa de instrumentação de forma a facilitar a detecção imediata de possíveis anomalias. Assim, em condições adequadas, um programa de instrumentação tende a garantir acurácia, bem como fornecer parâmetros relacionados à confiabilidade das leituras, e à compatibilidade em relação às metodologias construtivas e às premissas de projeto (FONSECA, 2003).

Nas barragens de terra e de enrocamento, os instrumentos podem ser instalados nos aterros e espaldares da barragem, nas fundações, nas ombreiras, em interfaces do solo com outras

estruturas, em obras auxiliares (ensecadeiras, vertedores etc.) ou ao longo do próprio reservatório (FONSECA, 2003).

Frente ao objeto de estudo deste trabalho serão analisados apenas os instrumentos que tem como função a medição das deformações, deslocamentos e tensões da barragem, além das poropressões, sendo eles: placas de recalque do tipo IPT, inclinômetros do tipo Wilson, marcos superficiais e os piezômetros do tipo Hall.

2.4.1 Placas de recalque tipo IPT ou placas de recalque com tubos telescópicos

Compõem os medidores de recalques mais utilizados em barragens brasileiras sendo instalados durante a construção da barragem, tanto nas fundações, como ao longo do aterro compactado. No modelo convencional, as placas são soldadas às hastes ou tubos rígidos concêntricos (Figura 2.9), cujos deslocamentos relativos ao tubo principal são as referências para as medidas dos recalques (FONSECA, 2003).

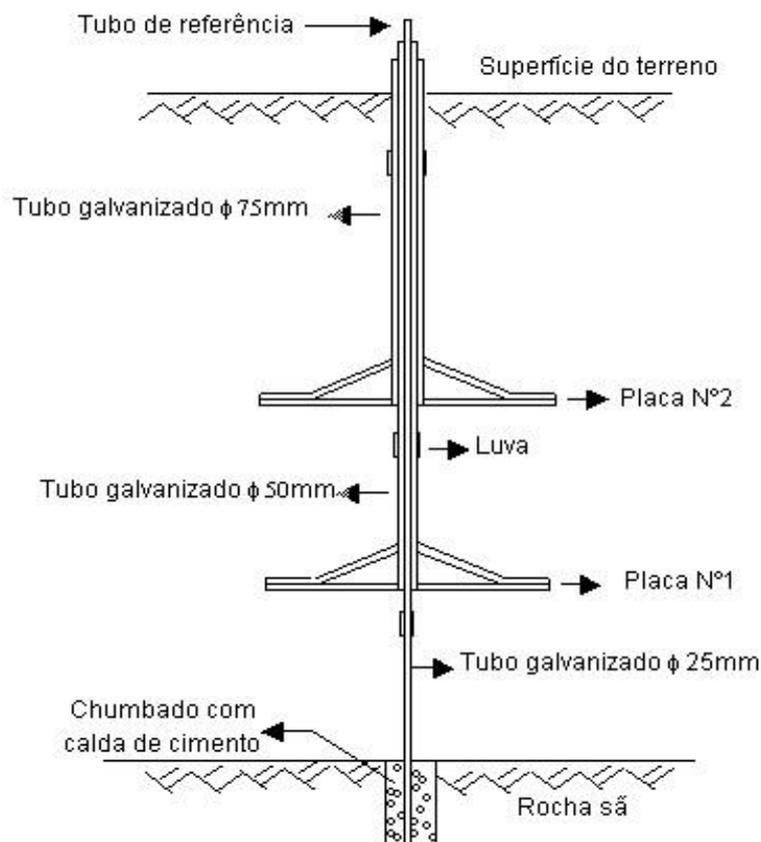


Figura 2.9: Medidor de recalque do tipo IPT (FONSECA, 2003)

Os instrumentos são instalados na fundação, por meio de um tubo de aço, cravado ou chumbado em rocha, ou em camada resistente. Após a instalação desse tubo guia, uma placa é colocada sobre a superfície do terreno (no ponto em que se deseja medir os recalques), sendo essa placa soldada a um tubo de aço que envolve verticalmente outro tubo de diâmetro inferior.

Os recalques da fundação são determinados diretamente pela distância vertical entre os topos desses tubos, que podem ser sucessivamente emendados, de acordo com o avanço da obra. Problemas específicos referem-se ao elevado potencial de danos passíveis de ocorrer a esses tubos durante as fases de terraplenagem (FONSECA, 2003).

2.4.2 Inclinômetros de recalque e horizontais (Wilson)

Os inclinômetros em questão são fabricados pela *Slope Indicator* e permitem obter-se os deslocamentos horizontais e as deformações verticais. O tubo utilizado nos inclinômetros da UHE de São Simão é de alumínio protegido por uma camada de tinta contendo resina epoxi, com 1,52 metros de comprimento e com diâmetro de 76mm, e, para a união dos tubos, foram empregadas juntas telescópicas com espaçamento entre tubos de 15cm. As referidas luvas, com 30,5 cm de comprimento interno, têm como objetivo permitir ao revestimento acompanhar as deformações verticais do aterro (CEMIG, 1977a).

Para o registro das deformações é utilizada a sonda *Slope Indicator* modelo 408, a qual é suspensa por uma trena de agrimensor do tipo Inuar, que mede a distância da base de cada tudo de revestimento, ao topo do revestimento de observação.

Para o registro dos movimentos horizontais é utilizado um torpedo (Figura 2.10) da série 200-B da *Slope Indicator*, cuja sensibilidade é da ordem de 1/1000. Esse torpedo é introduzido dentro dos tubos de revestimento (tubo guia), que contém quatro sulcos equidistantes (Figura 2.11), e é levado até o fundo desses. Após a estabilização do torpedo, o mesmo é puxado através do cabo de ligação, que passa por uma polia no topo do furo (para centralização do cabo do torpedo), e por uma catraca (que permite a fixação do cabo e impede a queda da sonda), sendo que as leituras de inclinação são feitas em intervalos frequentes de profundidade.

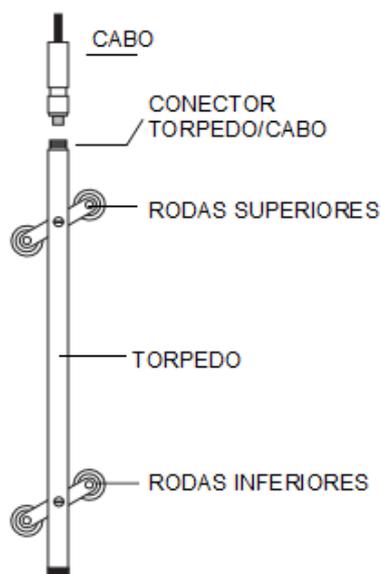


Figura 2.10: Torpedo de medição dos inclinômetros do tipo Wilson

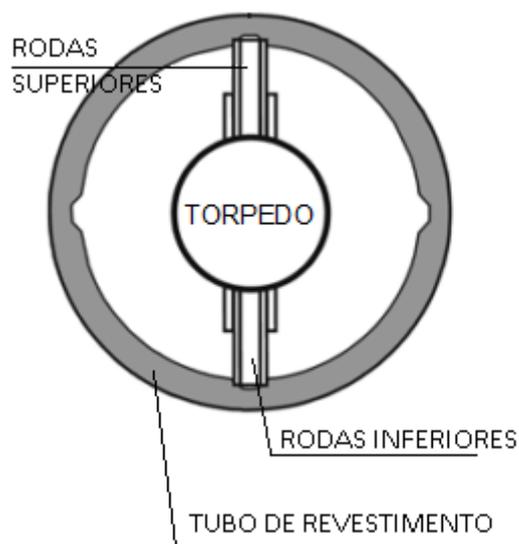


Figura 2.11: Corte Esquemático do tubo dos inclinômetros do tipo Wilson

2.4.3 Marcos Superficiais

São instrumentos destinados à determinação dos deslocamentos verticais (e também horizontais) dos maciços de terra e enrocamento. Geralmente são afixados ao longo dos taludes e na crista da barragem (Figura 2.12), e são construídos com vergalhões de aço CA-50 de 40mm de diâmetro e 1,1 m de comprimento. Na parte superior do vergalhão é instalada uma semi-esfera de 15 mm de diâmetro. Esta estrutura é então chumbada com um bloco de concreto com 0,3 m de diâmetro e 1,2 m de profundidade, nas regiões da crista, bermas e talude de jusante

Os deslocamentos são medidos através de levantamentos topográficos periódicos, em relação a marcos fixos (marcos de referência) instalados em locais ou pontos indeformáveis fora da região de influência da barragem.

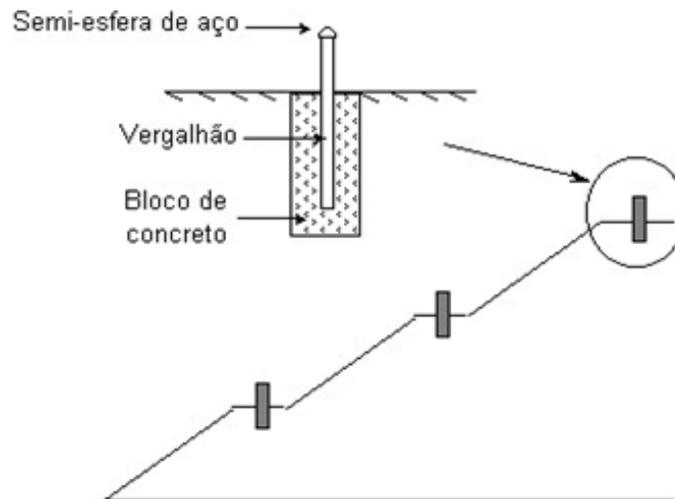


Figura 2.12: Croqui esquemático de um marco superficial (FONSECA, 2003)

2.4.4 Piezômetros do tipo Hall

Os piezômetros do tipo Hall, tem como princípio de funcionamento a equalização de pressões internas na célula piezométrica, forçando a deflexão de um diafragma associado à mesma. Para se obter essa equalização de pressões utiliza-se a injeção de um gás através dos tubos ligados a célula piezométrica (Figura 2.13a), a qual por sua vez, é conectada a um medidor externo de pressões através de dois tubos flexíveis, designados como ‘tubo de alimentação’ e ‘tubo de retorno’.

Através do tubo de alimentação, o gás comprimido é injetado com pressão conhecida até a célula piezométrica, atuando sobre uma das faces do diafragma flexível interno. No lado oposto do diafragma, atua a pressão da água intersticial (poro-pressão) que se deseja medir, atuando através da pedra porosa localizada na base da célula piezométrica (FONSECA, 2003).

Enquanto a pressão de gás aplicada (em estágios crescentes) for inferior à pressão da água, o diafragma mantém-se fechado, não permitindo o fluxo de gás em direção ao tubo de retorno (Figura 2.13b). Quando a pressão de gás torna-se maior que a pressão da água, o diafragma se abre, permitindo o fluxo de gás pela tubulação de retorno, que é detectado pelo operador em superfície. Ao se detectar fluxo de gás pela tubulação de retorno, a injeção de gás é suspensa e

a pressão de injeção reduz-se gradualmente até ocorrer a equalização das pressões da água e do gás no interior da célula piezométrica (diafragma fechado). O valor estabilizado da pressão do gás injetado é a medida indireta da poropressão desejada (FONSECA, 2003).

Ainda segundo Fonseca (2003), as principais vantagens deste tipo de instrumento são: confiabilidade, simplicidade, relativa rapidez das leituras, não interferência nas atividades construtivas, tempo de resposta relativamente pequeno, livre localização do aparelho de medições, tecnologia de construção não muito complexa, custo menor que o de outros piezômetros do tipo membrana e a possibilidade de ser instalado após a construção da obra. Como desvantagens principais, cite-se os problemas decorrentes da sua inadequação ou menor confiabilidade para medidas de pressões negativas, necessidade de recarregamento periódico das ampolas de gás comprimido e menor sensibilidade que outros piezômetros do tipo membrana.

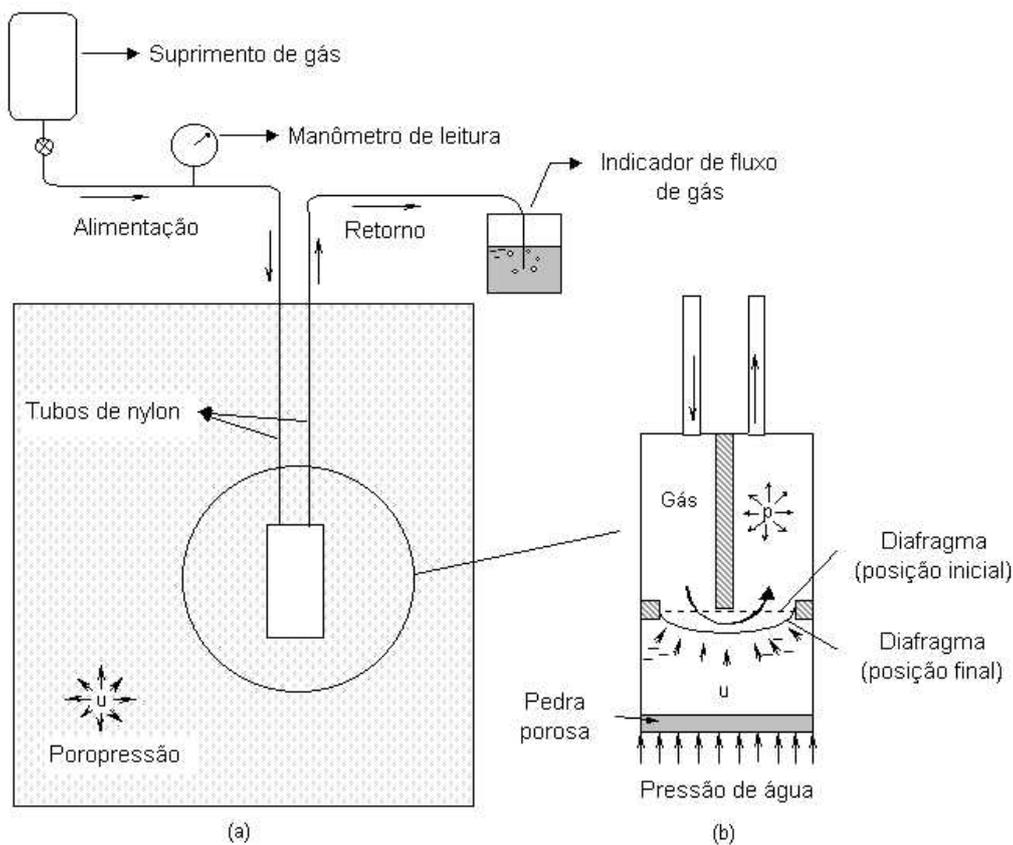


Figura 2.13: Princípio de funcionamento de piezômetros do tipo Hall (FONSECA, 2003)

2.5 Estudos análogos

Almeida (2010), realizou um estudo de tensão deformação na barragem de terra de enrocamento da UHE de Irapé, a qual pertence à Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG). Nesse estudo foram utilizados os modelos constitutivos elástico-linear, elasto-plástico e hiperbólico para o material do núcleo da barragem, porém, frente aos objetivos dessa dissertação, serão apresentados neste trabalho apenas os resultados obtidos na utilização do modelo hiperbólico.

O aproveitamento hidrelétrico de Irapé (UHE Irapé) encontra-se situado no norte de Minas Gerais, na região do Rio Jequitinhonha, sendo que a construção dessa usina teve início no ano de 2002 e o enchimento do reservatório foi iniciado em 2005. Irapé é a maior barragem em altura do Brasil e a segunda da América do Sul com 208 metros de altura e 551 metros de comprimento total (ALMEIDA, 2010). No geral, a barragem de Irapé é do tipo zonada, com perfil tipo enrocamento com núcleo argiloso, denominado por “cascalho”.

Na Figura 2.14 mostra-se a seção modelada por Almeida (2010), na qual foram feitas algumas simplificações da seção real da barragem. Destaca-se que os tipos de materiais constituintes dessa seção encontram-se listados na Tabela 2.4.

Nos resultados mostrados nas Figuras 2.15 e 2.16, Almeida (2010) aplicou o modelo constitutivo hiperbólico para o material do núcleo da barragem, denominado “cascalho”, e, para os demais materiais foi utilizado o modelo constitutivo do tipo linear elástico.

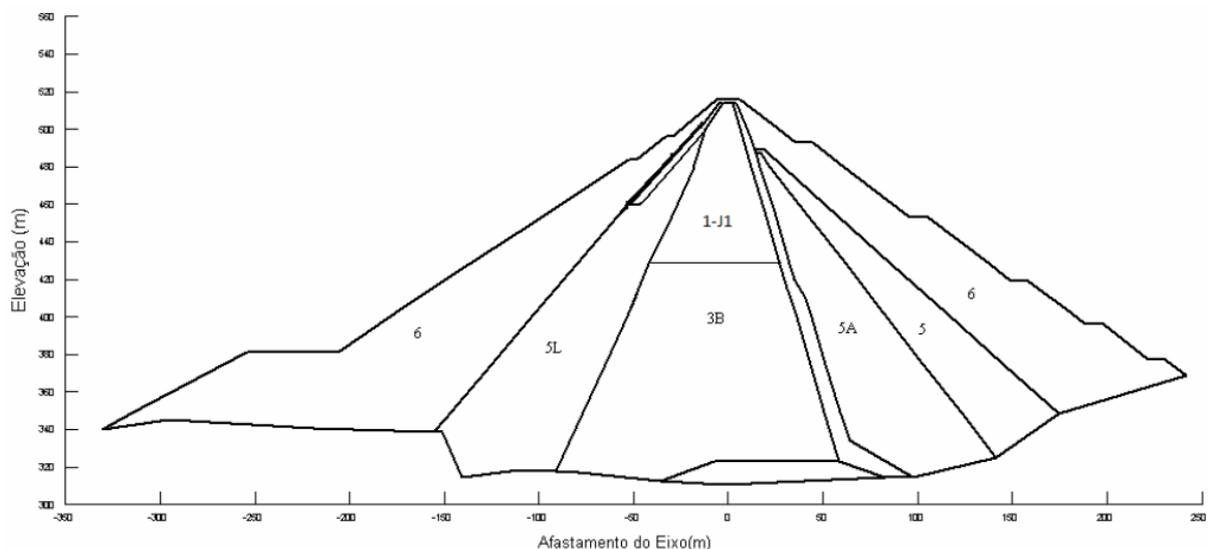


Figura 2.14: Seção modelada da UHE de Irapé (ALMEIDA, 2010)

Tabela 2.4: Materiais constituintes da modelagem numérica da UHE Irapé

Material	Descrição
1-J1	Solo argiloso
2	Filtros e transições
3B	“Cascalho”
5	Enrocamento de rocha pouco a mediamente decomposta
5A	Enrocamento de rocha pouco a mediamente a muito decomposta
5L	“Random”
6	Enrocamento de rocha pouco decomposta a sã

Fonte: Adaptado de ALMEIDA, 2010

Tabela 2.5: Parâmetros utilizados para a modelagem numérica da UHE Irapé

Material	E (Mpa)	ν	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ (°)
1-J1	35	0,30	20	10	34
Cascalho	Variável	0,33	21,5	10	35
Filtros	110	0,30	19	0	45
5	75	0,25	21,5	0	40
5A	90	0,25	22,5	0	39
5L	90	0,25	21	0	35
6	75	0,25	22	0	45

Fonte: Adaptado de ALMEIDA, 2010

Nas Figuras 2.15 e 2.16 são apresentados, respectivamente, os deslocamentos e as tensões totais verticais obtidas Almeida (2010) para o período de término da construção da barragem de Irapé.

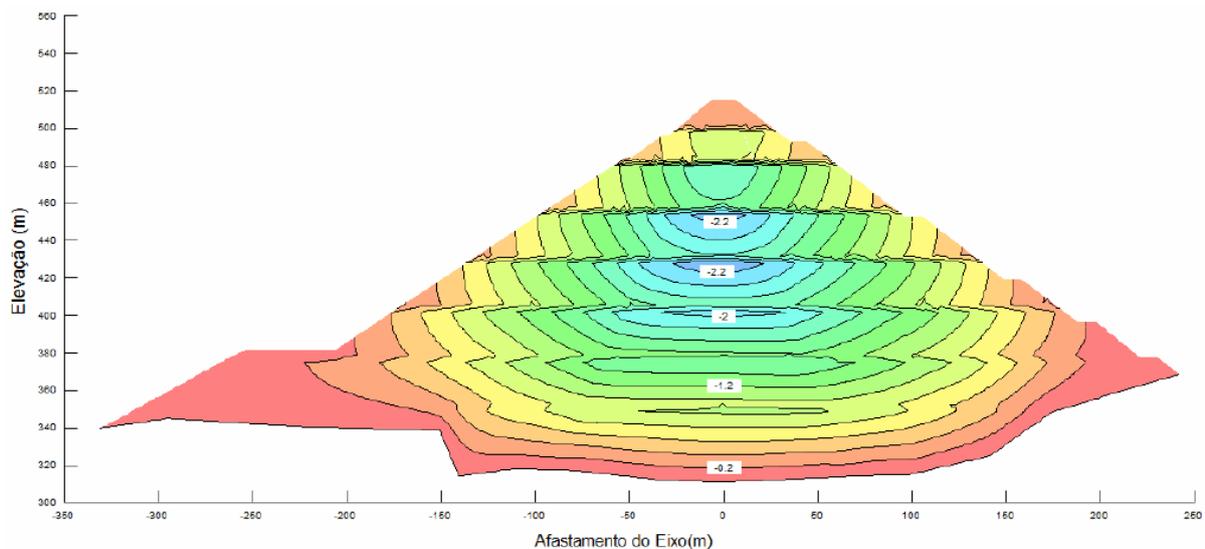


Figura 2.15: Deslocamento obtidos da UHE de Irapé (ALMEIDA, 2010)

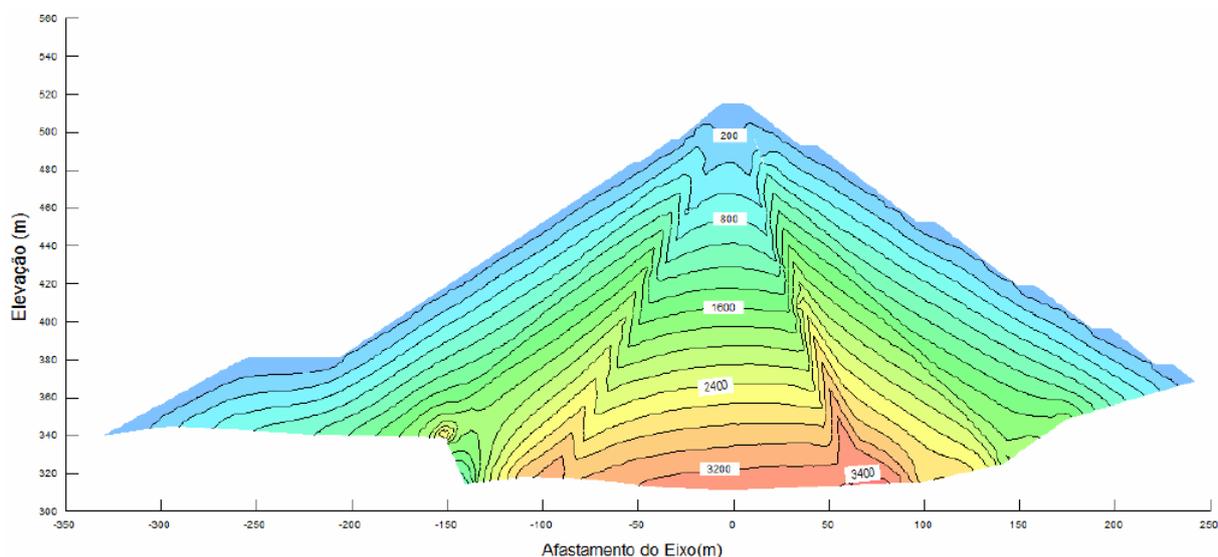


Figura 2.16: Tensões totais verticais obtidos da UHE de Irapé (ALMEIDA, 2010)

Segundo Almeida (2010), o estudo comparativo entre os recalques registrados pela instrumentação e aqueles recalques obtidos pelo modelo não foram satisfatórios, e, em geral, as simulações computacionais apresentaram recalques maiores que os observados em campo, sendo que, os recalques máximos em todas as simulações feitas da barragem se desenvolveram à meia altura dessa.

Segundo Castillo (2003) os recalques máximos obtidos em uma barragem, quando considerada apenas uma etapa de construção, ocorrem na crista dessa. Em contrapartida, caso se opte por realizar a simulação em etapas, simulando a construção da barragem, o recalque máximo ocorre à meia altura dessa.

Musmam (2002) realizou um estudo de tensão deformação na barragem de terra de enrocamento da UHE de Nova Ponte, a qual pertence à Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG). Nesse estudo simulado foi utilizado o modelo constitutivo hiperbólico para os materiais que compõem a seção da barragem.

O aproveitamento hidrelétrico de Nova Ponte (UHE Nova Ponte) encontra-se situado no rio Araguari, no município de Nova Ponte, no triângulo mineiro, sendo que a construção dessa ocorreu no período de 1987 a 1995, tendo como capacidade instalada 510MW.

A UHE Nova Ponte é composta por uma barragem de terra-enrocamento com 142m de altura máxima e de 1.600m de comprimento, um vertedouro de superfície, uma tomada d'água, condutos forçados e casa de força. O reservatório apresenta um volume total de acumulação de 13×10^9 m³ e área inundada de 443 km², para o N.A. máximo normal na El. 815,00 m (MUSMAM, 2002).

Segundo Musmam (2002) o aterro da barragem é constituído, basicamente, por “cascalho” e enrocamento de basalto. O “cascalho” foi utilizado no talude de montante e na região central, constituindo a zona de vedação da barragem. Já o enrocamento foi empregado principalmente na jusante. No flanco de montante foi utilizado enrocamento apenas no trecho acima da El. 770,00 m, permitindo-se a adoção de um talude mais íngreme a partir dessa cota. A seção típica e os parâmetros dos materiais utilizados na modelagem, são trazidos, respectivamente, na Figura 2.17 e na Tabela 2.6.

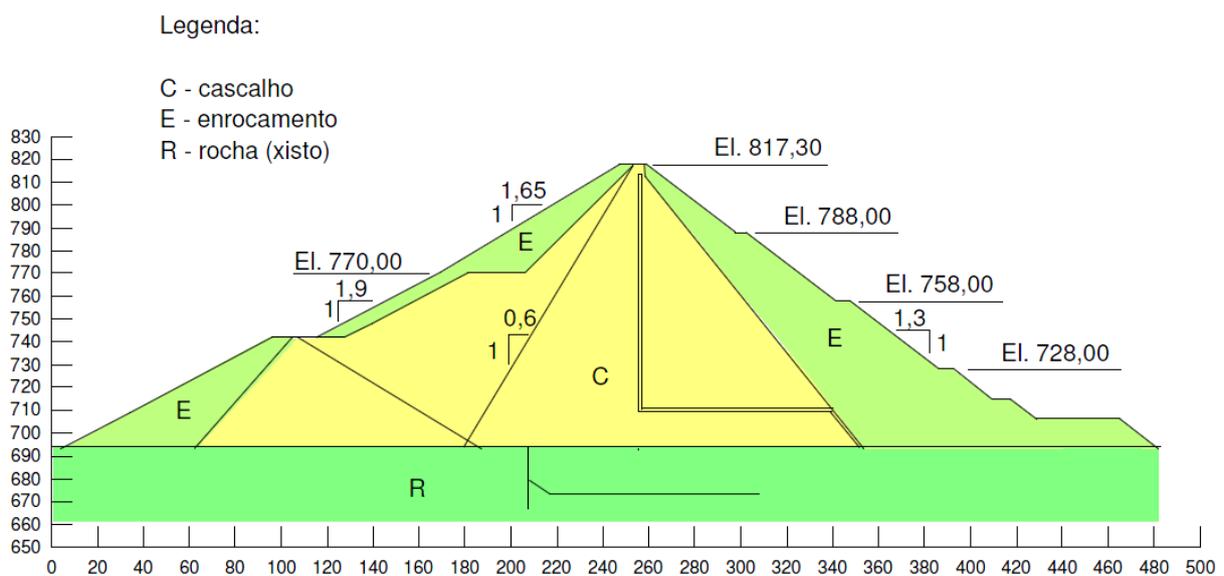


Figura 2.17: Seção modelada da UHE de Nova Ponte (MUSMAM, 2002)

Tabela 2.6: Parâmetros utilizados na modelagem numérica da UHE Nova Ponte

Tipo de Material	Critério de Ajuste	Parâmetros						
		K	n	k_b	m	c (kPa)	ϕ (°)	R_f
"Cascalho" Jazida A	1	40	2,7	139	0,63	0	39,3	0,59
	2	1254	0,82	139	0,63	0	39,3	0,62
	3	2254	0,98	139	0,63	0	39,3	0,69
"Cascalho" Jazida B	1	49	2,62	290	0,23	4,5	37,3	0,51
	2	1213	0,87	290	0,23	4,5	37,3	0,56
	3	2691	0,93	290	0,23	4,5	37,3	0,57
Enrocamento	1	353	0,52	158	0,32	0	45	0,7
	2	470	0,5	210	0,3	0	45	0,7

Fonte: Adaptado de MUSMAM, 2002

O material do aterro denominado “cascalho” é, na verdade, uma areia argilo-siltosa com grande porcentagem de pedregulhos. Porém, a presença de uma matriz fina, em conjunto com areia e pedregulho, é que faz com que o “cascalho” tenha características de baixa permeabilidade, razão pela qual pode ser utilizado na zona de vedação da barragem. Esse tipo de solo, quando compactado, apresenta ainda elevada resistência e baixa compressibilidade (MUSMAM, 2002).

Na modelagem realizada por Musmam (2002) foram utilizadas 27 etapas de construção da barragem (Figura 2.18), além de terem sido realizadas algumas simplificações na geometria real do problema, como a não modelagem do filtro de areia.

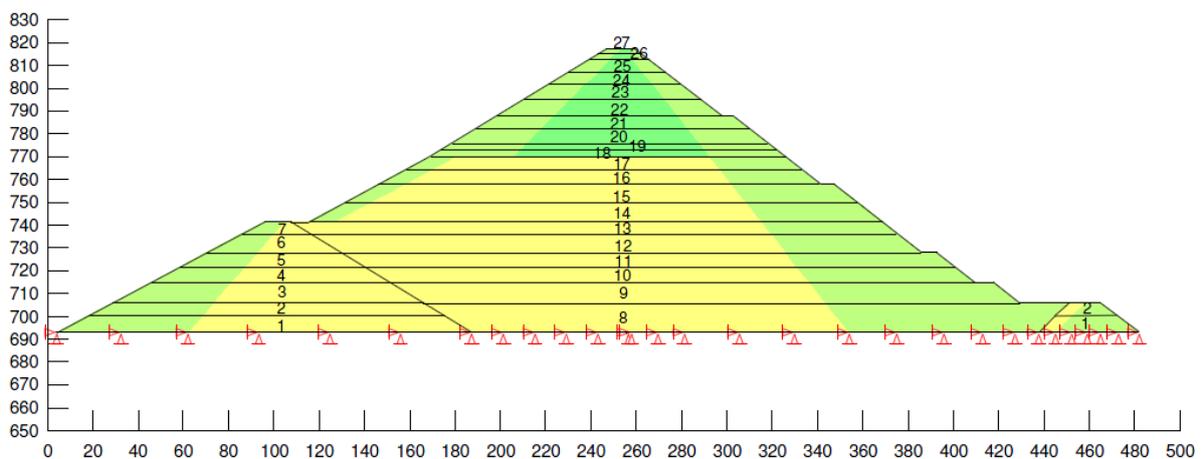


Figura 2.18: Etapas utilizadas para a simulação do processo construtivo (MUSMAM, 2002)

Musmam (2002) realizou as modelagens para quatro diferentes conjuntos de parâmetros para o modelo hiperbólico. Entretanto, para todas as análises realizadas, os deslocamentos verticais

máximos foram superiores aos registrados pela instrumentação. Porém, assim como Almeida (2010), os deslocamentos máximos encontrados ocorreram , aproximadamente, a meia altura da barragem, conforme pode ser visto nas Figuras 2.19 a 2.22.

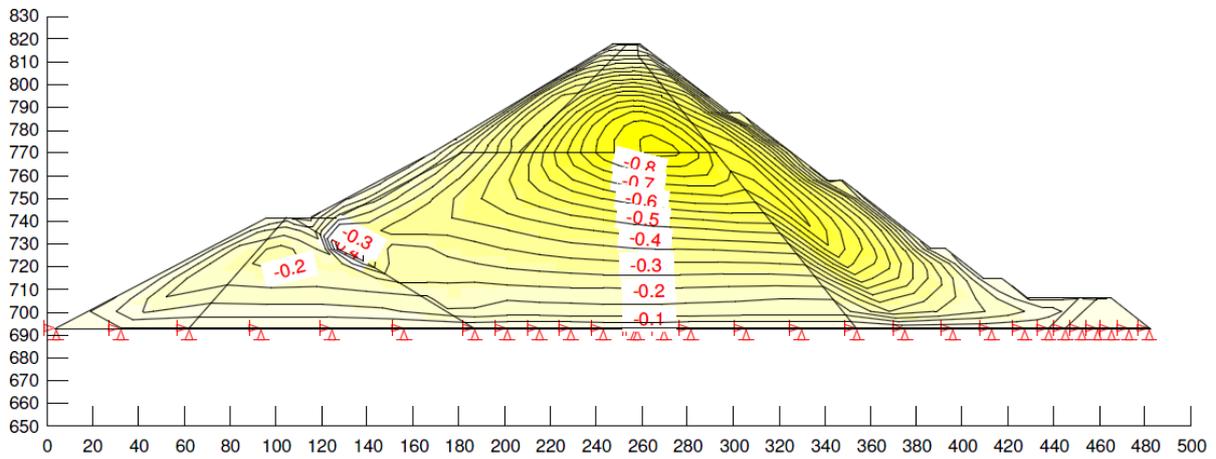


Figura 2.19: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 1 (MUSMAM, 2002)

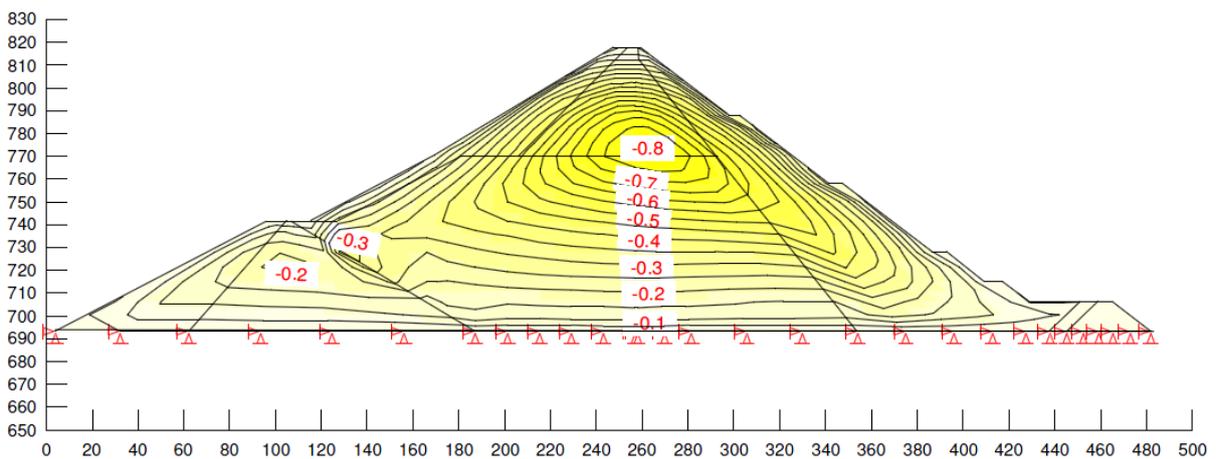


Figura 2.20: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 2 (MUSMAM, 2002)

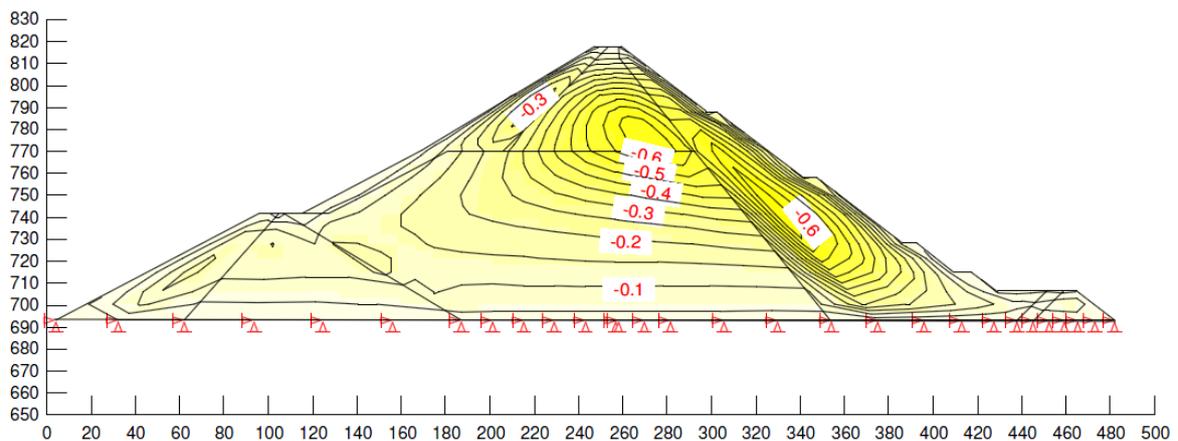


Figura 2.21: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 3 (MUSMAM, 2002)

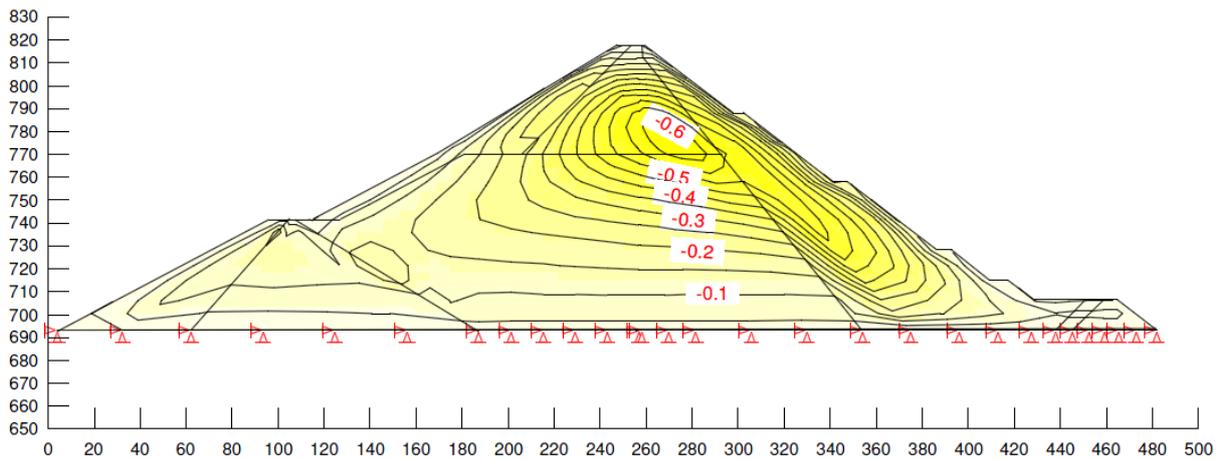


Figura 2.22: Deslocamentos verticais para UHE Nova Ponte – Caso 4 (MUSMAM, 2002)

Com relação aos deslocamentos horizontais houve uma discrepância entre os resultados dos deslocamentos horizontais previstos na modelagem e os medidos pela instrumentação, fato esse que pode ser justificado, segundo Musmam (2002), pela não consideração do enchimento do reservatório e o estabelecimento da rede de percolação nas análises realizadas.

3 MATERIAL E MÉTODOS

Os principais materiais usados para o desenvolvimento do trabalho são os dados da própria barragem, como as características geológicas e geotécnicas da região na qual está localizada e os resultados dos ensaios triaxiais dos diferentes materiais que compõem a barragem e suas seções transversais. Posteriormente, este capítulo apresenta a metodologia proposta para o desenvolvimento da dissertação no que concerne, principalmente, conseguir que o modelo teórico apresente resultados satisfatórios quando comparado com os registros da instrumentação de campo, tendo como base a barragem de terra da UHE de São Simão, pertencente à CEMIG.

Desta maneira, a primeira fase para o desenvolvimento da presente dissertação trata do estudo de caso da UHE de São Simão, caracterizando-a, definindo as seções de estudo, coletando e sistematizando os registros da instrumentação de campo. A segunda fase compreende a simulação numérica inicial das seções, tendo como dados de entrada os parâmetros obtidos através dos ensaios triaxiais e, se necessário, a complementação desses com dados da literatura. Já a terceira etapa, consiste em comparar os resultados da simulação inicial com os dados da instrumentação, para posteriormente fazer ajustes nos parâmetros de entrada do modelo, tendo como base as comparações com os dados da instrumentação.

3.1 Estudo de caso UHE São Simão

A UHE São Simão (Figura 3.1) é a maior hidrelétrica da CEMIG, sendo parte integrante do sistema de aproveitamento hidrelétrico do Rio Paranaíba, localizado na fronteira entre os estados de Minas Gerais e Goiás (Figura 3.2) (FONSECA, 2003). Está localizada entre as coordenadas 19° 01' 05'' S e 50° 29' 57'' W do trecho inferior do rio Paranaíba. As empresas IESA/IECO (consórcio CIE) foram as responsáveis pela elaboração dos projetos básico e executivo da barragem e a construção da mesma foi realizada pelo consórcio Impregilo/C.R.Almeida, em quatro etapas distintas, no período entre junho de 1973 a junho de 1977.



Figura 3.1: Visão geral da UHE São Simão

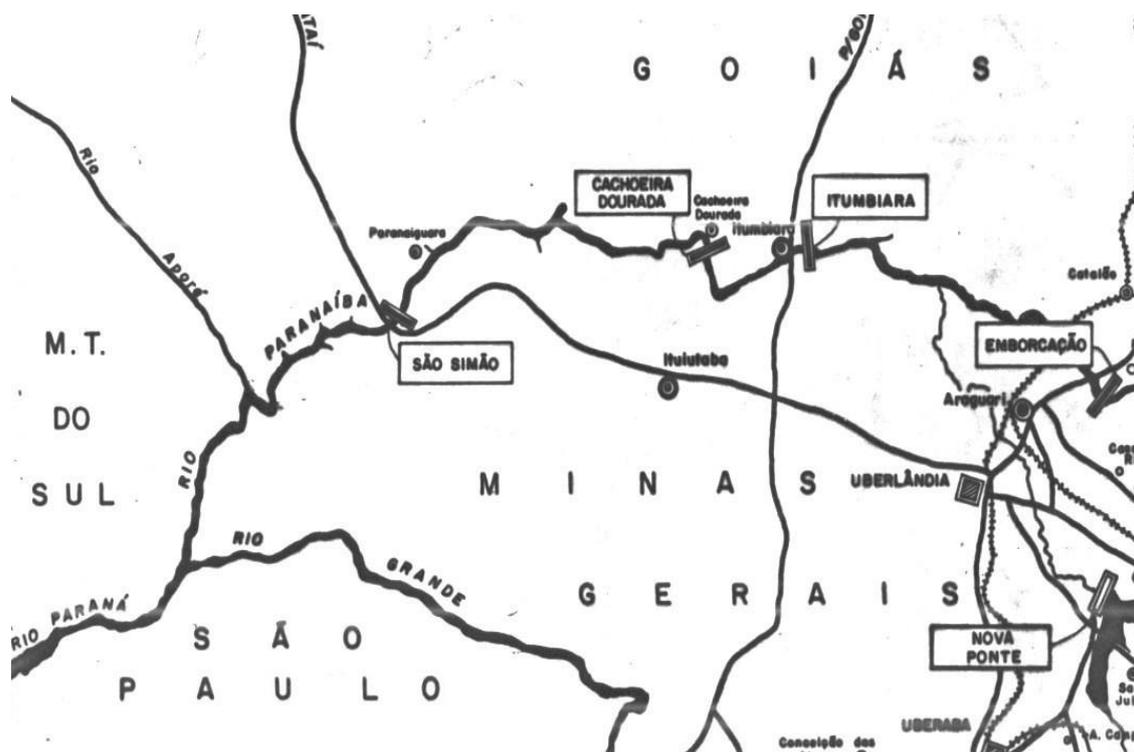


Figura 3.2: Posição Geográfica da UHE São Simão (FONSECA, 2003)

O enchimento do reservatório foi realizado entre agosto de 1977 e dezembro de 1978, com uma velocidade que variou de 1,5 m/dia no primeiro mês até 0,3 m/dia na parte final do processo. O reservatório apresenta uma área de inundação de 722,25 km², para um nível de

água máximo normal na elevação EL. 401,0 m, com volume total e útil de, respectivamente, 12,5 e 8,79 bilhões de m³ de água (VIOTTI *et al.*, 1983).

A UHE São Simão é composta por barragens de terra nas margens direita e esquerda, uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso no leito do rio, uma barragem de gravidade em concreto, estruturas hidráulicas, ensecadeiras, canal de descarga e canal de desvio e subestação, conforme pode ser visto na Figura 3.3. Ressalta que na Figura 3.3 a barragem de terra da margem direita e esquerda estão designadas como ombreira direita e ombreira esquerda, respectivamente, uma vez que estas barragens estão localizadas nas ombreiras do empreendimento.

Ressalta-se que a UHE de São Simão recebeu no dia 01/11/13 a premiação International Milestone Rockfill Dam Project Award, o qual reconhece as barragens consideradas referências para o setor energético mundial. Este prêmio foi durante a abertura do Hydropower 2013 e do 3º Simpósio Internacional de Barragens de Enrocamento, na cidade de Kunming, no Sudoeste da China. São Simão foi escolhida por unanimidade para receber o prêmio, obtendo a aprovação de todos os seis especialistas internacionais que a analisaram, sendo que era necessário apenas 2/3 dos votos para a conquista da premiação. Além de São Simão, única barragem brasileira reconhecida esse ano, outras quatro usinas receberam o prêmio: Bakun da Malásia, Nam Ngum 2 do Laos, La Yesca do México e Jiudianxia da China.

Os empreendimentos foram selecionados considerando as inovações dos projetos, tanto na construção quanto na operação, o bom desempenho operacional, além da atenção com os aspectos sociais e ambientais. Segundo a avaliação dos especialistas internacionais que selecionaram as cinco usinas, elas podem servir de exemplo para novos projetos do setor energético, se tornando verdadeiras referências para futuras construções.

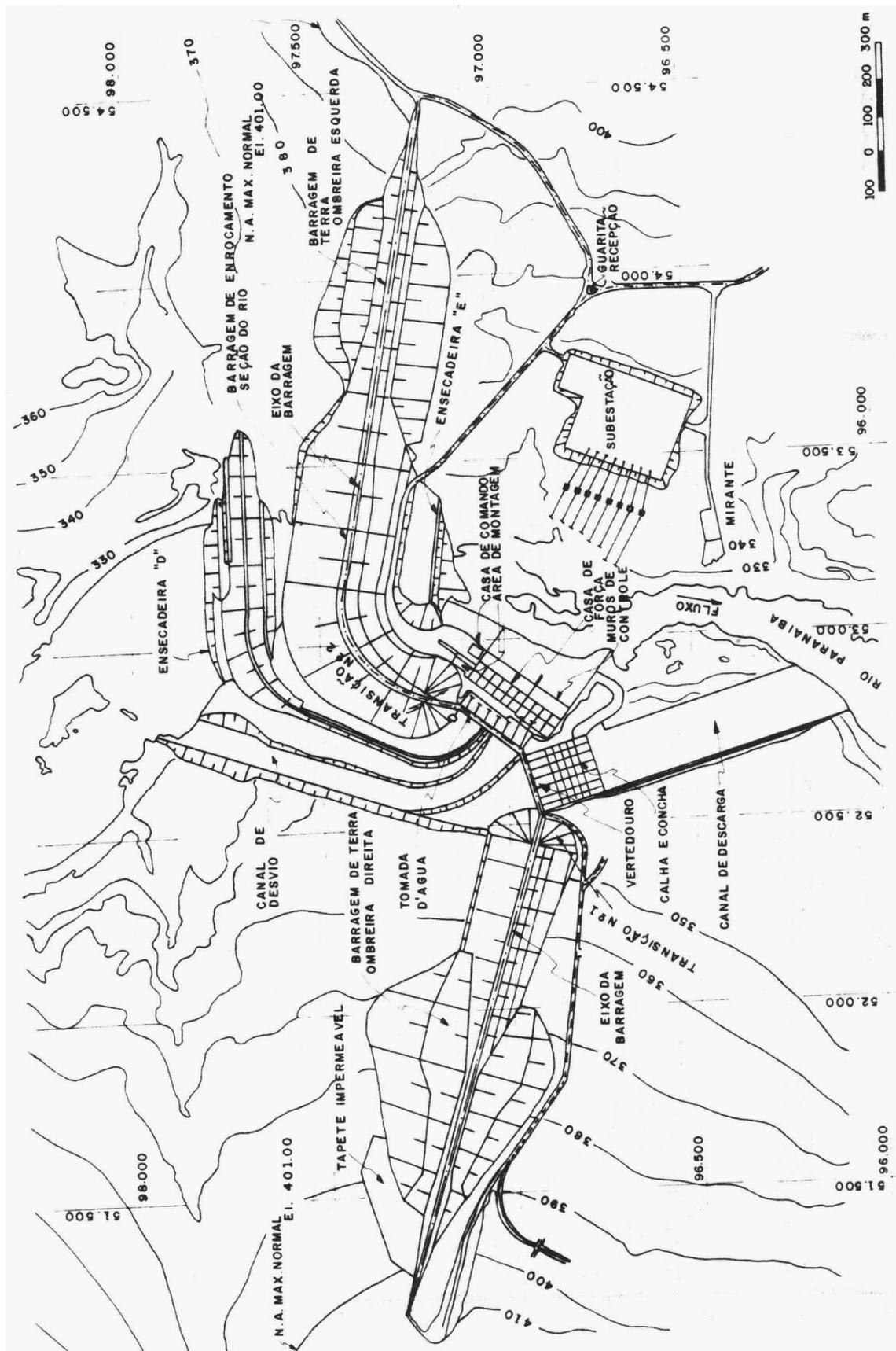


Figura 3.3: Arranjo geral da UHE de São Simão (FONSECA, 2003)

A barragem da margem direita (Figura 3.4) possui uma extensão aproximada de 1.260 m e uma altura máxima de 71 m, sendo que a crista possui 10 m de largura e foi projetada com uma sobre-elevação de 0,30 m como uma tentativa de compensar os recalques após a construção. A crista da barragem apresenta-se como uma pista de rolamento asfaltada, sendo que uma das seções típicas desta ombreira/margem está situada na seção 5 (estaca 1 + 240,0) conforme apresentado na Figura 3.5.

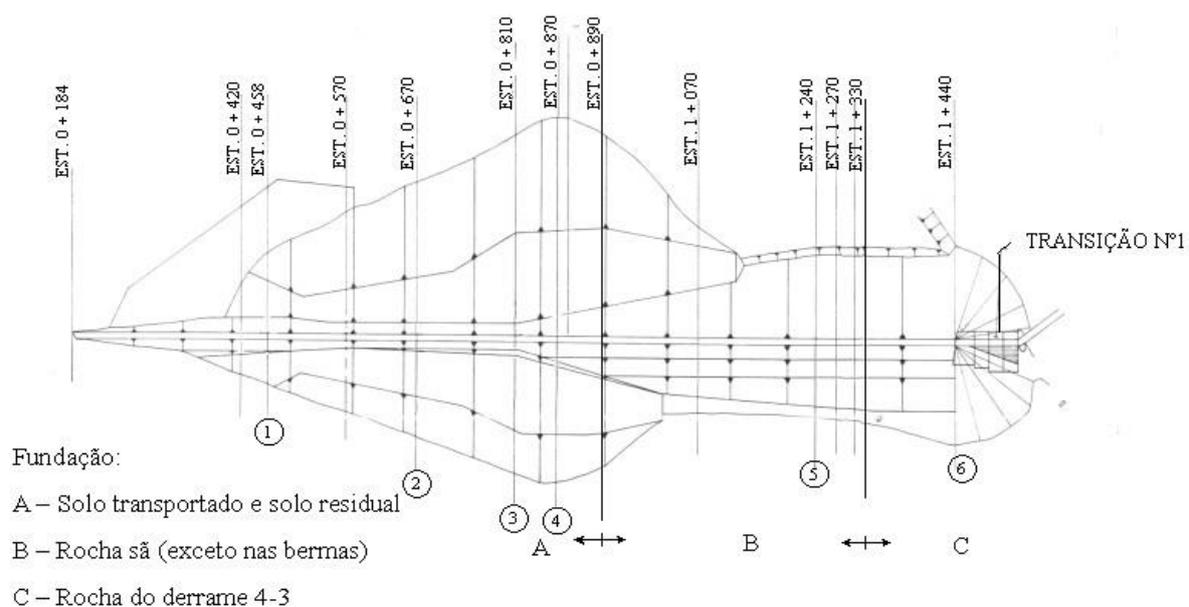


Figura 3.4: Barragem de terra da margem direita da UHE de São Simão (FONSECA, 2003)

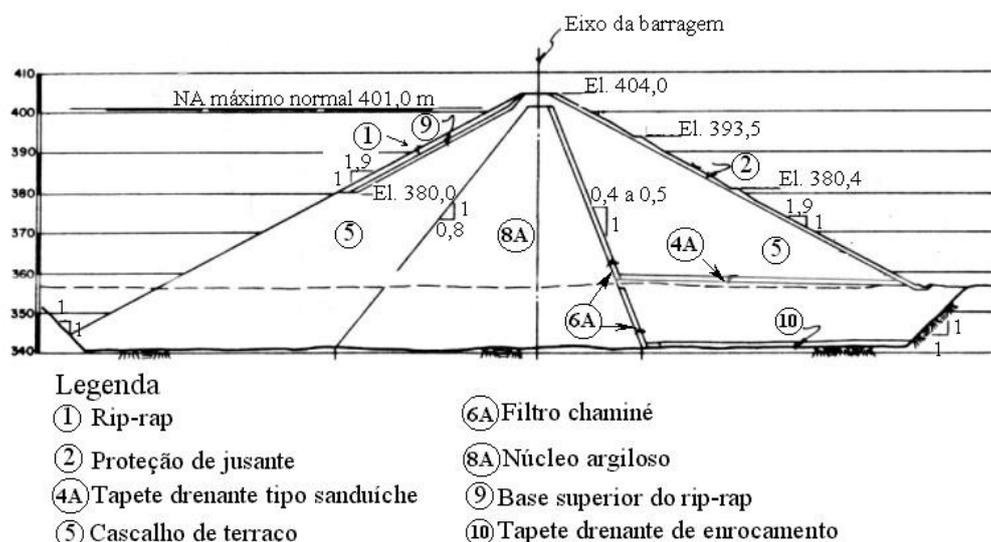


Figura 3.5: Seção típica da barragem de terra margem direita (FONSECA, 2003)

A seção típica supracitada (Figura 3.5) é composta pelos seguintes elementos (IESA,1980):

- Núcleo Argiloso (8A): núcleo impermeável de areia argilosa com topo na EL.401,00; tendo o talude de montante a inclinação de 1:1,25 (H:V) e o de jusante inclinação variável de 1:2,5 a 1:2,0 (H:V), sendo que a partir da EL.395,00 a argila do núcleo foi substituída por cascalho de terraço, visando atender a aspectos construtivos;
- Sistema de drenagem interna (4A, 6A e 10): constituído por um filtro chaminé de areia com topo na EL.401,00 ligado ao nível do terreno natural através de um tapete drenante de areia e brita (sanduiche). É constituído, também, por um tapete drenante de enrocamento em contato com a superfície de escavação e ligado ao filtro chaminé no mesmo alinhamento que o anterior, separado desse por cascalho de terraço;
- Zona de transição (1, 2, 5 e 9): é constituída por cascalho de terraço com taludes de montante e de jusante iguais a 1,9:1 (H:V), protegida a montante por “rip-rap” com 1,30m de espessura acima da EL.380,00 e a jusante por proteção de talude com 1,0m de espessura, até o terreno natural.
- Segundo Viotti (1975) a fundação da barragem da margem direita, foi escavada até a rocha sã na região próxima à barragem de transição 1, e então essa escavação foi gradualmente reduzida no sentido do rio para as margens, fazendo com que a fundação passasse a ser sobre solo residual.

A barragem da margem esquerda (Figura 3.6) possui uma extensão aproximada de 952,00m e altura máxima de 64m. A crista dessa está na EL.404,00 e apresenta uma largura de 10m, sendo a mesma asfaltada. Assim como a ombreira direita, a esquerda também foi projetada com uma sobre-elevação de 0,30 m na tentativa de se compensar os recalques após a construção. Uma das seções típicas da barragem de terra da margem esquerda (Figura 3.7) encontra-se localizada na seção 5 (estaca 2 + 780,0).

As areias argilosas transportadas possuem baixa plasticidade, são de cor marrom, e, no gráfico de plasticidade de Casagrande, encontram-se em uma faixa imediatamente acima da linha A, na região CL-ML e CL. As principais características desse material são (IESA, 1980):

- O material retido na peneira nº 200 é superior a 30%, sendo que o diâmetro máximo das partículas situa-se entre 1 e 3 mm;
- A massa específica dos grãos é, em média, 27,6 kN/m³;
- O limite de liquidez (LL) varia entre 20% e 30% e o índice de plasticidade (IP) entre 5% e 12%, já o índice de contração varia entre 10% e 27%;
- A umidade ótima situa-se entre 10% e 12%;
- O peso específico aparente seco máximo é em torno de 20,0 kN/m³;

O cascalho de terraço consiste em um material bem graduado, contendo uma porcentagem de partículas graúdas (retidas na peneira de nº4) variando de 30 a 70%, e cerca de 20% de material fino, passando na peneira de nº200. As partículas graúdas são de forma arredondada, com tamanho máximo, em média, de 10cm, constituídas de quartzo (70%), arenito, calcedônia e opala. As principais características desse material são (IESA, 1980):

- A densidade aparente em estado natural situa-se em torno de 18,0 a 20,0 kN/m³;
- O material que passa na peneira de nº 4 é de natureza areno-argilosa de baixa plasticidade e tem como características LL de 20 a 135% e IP de 5 a 15% e, a massa específica dos grãos de 28,0 a 29,0 kN/m³.

Os basaltos possuem textura fina, com pequena ocorrência de basalto vesicular, provenientes dos derrames 5 e 4/3, conforme será descrito no item 3.1.1. Possuem faturamento com orientação irregular, sendo que a porcentagem de material graúdo varia entre 90 e 95%. A massa específica aparente “in-situ” varia entre 21,5 e 22,8 kN/m³. A permeabilidade é bastante variável, apresentando valores entre $3,8 \times 10^{-2}$ e $7,3 \times 10^0$ cm/s. Já o índice de vazios varia entre 0,32 e 0,36 (IESA, 1980).

Os depósitos do rio (areia natural) são constituídos por grãos de quartzo com granulometria de média a fina, bem graduada, com 80% a 90% do material passando na peneira de nº 4. A compactidade relativa média foi de 87% e a massa específica aparente seca “in-situ” apresenta um valor médio de 19,3 kN/m³ (IESA, 1980).

Ressalta-se que todas as características acima descritas, segundo IESA (1980) correspondem a valores médios dos resultados dos ensaios realizados durante o período de construção da barragem. Entretanto, após uma extensiva busca no acervo da CEMIG, não foi encontrada nenhuma ficha dos ensaios realizados, o que impossibilita a comprovação dos valores citados.

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros adotados no dimensionamento das estruturas das barragens de terra, e, no Anexo A, são apresentadas as curvas granulométricas dos materiais que compõem as seções das barragens.

Tabela 3.1: Parâmetros adotados no dimensionamento das estruturas das barragens de terra

Material	Tipo de ensaio	Parâmetros totais	Parâmetros efetivos
Areias Argilosas	UU	$c=80\text{kPa}$ e $\phi=32^\circ$	-
	CU	$c=100\text{kPa}$ e $\phi=12^\circ$	$\phi'=30^\circ$
	CD	-	$\phi'=30^\circ$
Cascalho de Terraço	UU	$c=10\text{kPa}$ e $\phi=31^\circ$	-
	CU	$c=100\text{kPa}$ e $\phi=14^\circ$	$\phi'=35^\circ$

Fonte: IESA (1980)

3.1.1 Geologia local

A geologia da área é formada por uma sucessão de derrames basálticos, praticamente horizontais, de espessuras variáveis desde 5 a 40m (VIOTTI, 1975). A Tabela 3.2 sistematiza a estratigrafia desses derrames, mostrando suas características geométricas e as elevações aproximadas de ocorrência. Por sua vez, a Figura 3.8 mostra a disposição de tais derrames.

Tabela 3.2: Sequência estratigráfica dos diversos derrames e interderrames da área de projeto (IESA, 1980)

Nº Derrame/ interderrame	Tipo de material	Espessura	Elevação aproximada de ocorrência
Derrame 7	Apresenta-se sob a forma de um solo residual e/ou rocha extremamente decomposta de basalto denso com uma zona vesículo-amigdaloidal no topo.	25,0 a 30,0 m	Ombreira direita: EL.400 a EL.370. Ombreira Esquerda: EL.400 a EL.375.
Interderrame 6	-	Ocorre raramente. É mais comum o contato direto entre os derrames 6 e 7.	Ombreira direita: EL.370. Ombreira Esquerda: EL.375.
Derrame 6	O topo do derrame é constituído de basalto vesicular amigdaloidal, as vezes extremamente alterado. O basalto denso é, de um modo geral, apresenta intenso fraturamento, com uma maior alteração nestas juntas de baixa resistência ao cisalhamento. A base do derrame é constituída de “spiracles” que são intrusões irregulares de gás, vapor d’água e material clástico, de um modo geral alterados.	26,0 m	Ombreira direita: EL.370 a EL.344. Ombreira Esquerda: EL.380 a EL.354.
Interderrame 5	A superfície do contato é constituída de 0,10 m de material brechóide (matriz argilosa com fragmentos de basalto alterado). Apresenta-se normalmente mal consolidado, aberto e permeável.	Ocorre muito esparsamente	Ombreira direita: EL.344. Ombreira Esquerda: EL.354.
Derrame 5	Apresenta as mesmas características do derrame 6.	13,0 m	Ombreira direita: EL.344 a EL.344. Ombreira Esquerda: EL.354 a EL.340.
Interderrame 4	Brecha sedimentar de siltito e arenito com fragmentos de basalto vesicular do topo do derrame 4/3. A sua resistência é medida em função do grau de alteração dos fragmentos de basalto, sendo facilmente desagregável pela ciclagem natural e é friável. Níveis irregulares do topo do derrame 4/3, não o recobrando inteiramente.	Atinge espessura de até 3,0 m.	Ocorre nas Elevações 328 e 333.

Tabela 3.3: Sequência estratigráfica dos diversos derrames e interderrames da área de projeto – continuação (IESA, 1980)

Nº Derrame/ Interderrame	Tipo de material	Espessura	Elevação aproximada de ocorrência
Derrame 4/3	É um complexo de subderrames. Basicamente cada subderrame tem uma zona superior de basalto vesicular amigdalóide de até 3,0 m de espessura, passando gradualmente para basalto denso. Na base ocorre uma camada de até 0,20 m de basalto vesicular. O complexo 4 e 3 são dotados de cavidades, cavernas e juntas horizontais. O subderrame superior apresenta uma junta-falha no topo do basalto denso, sendo esta junta localmente decomposta.	24,0 m	EL.334 a EL. 310.
Interderrame 2	Brecha sedimentar composta de fragmentos de basalto vesicular englobados por matriz de arenito e siltito. Apresenta contato nítido e irregular com a base do derrame 4/3, sendo o contato inferior irregular e de difícil definição. É impermeável, não tem fraturas, sendo pouco, ou não, intemperizada.	3,0 a 4,0 m, podendo atingir 12,0 m, caso se considere a sua ocorrência nas escórias do topo do derrame 2.	Base na EL.312, podendo atingir a EL.298 (base das escórias do derrame 2).
Derrame 2	O basalto vesicular do topo do derrame 2 está quase totalmente incorporado ao interderrame 2. Na sequência, o derrame é formado por basalto denso, constituindo a litologia mais sã da área de projeto.	38,0 a 28,0 m	EL.308 a 270 ou EL. 298,0, caso a escória seja considerada como interderrame 2.
Interderrame 1	É constituído de siltito ou arenito silicificado, altamente resistente, envolvendo na base alguns fragmentos de basalto vesicular.	0,50 m	270
1	Teve apenas o topo de basalto vesicular pesquisado pelas sondagens.	50,0 m	270 (topo).

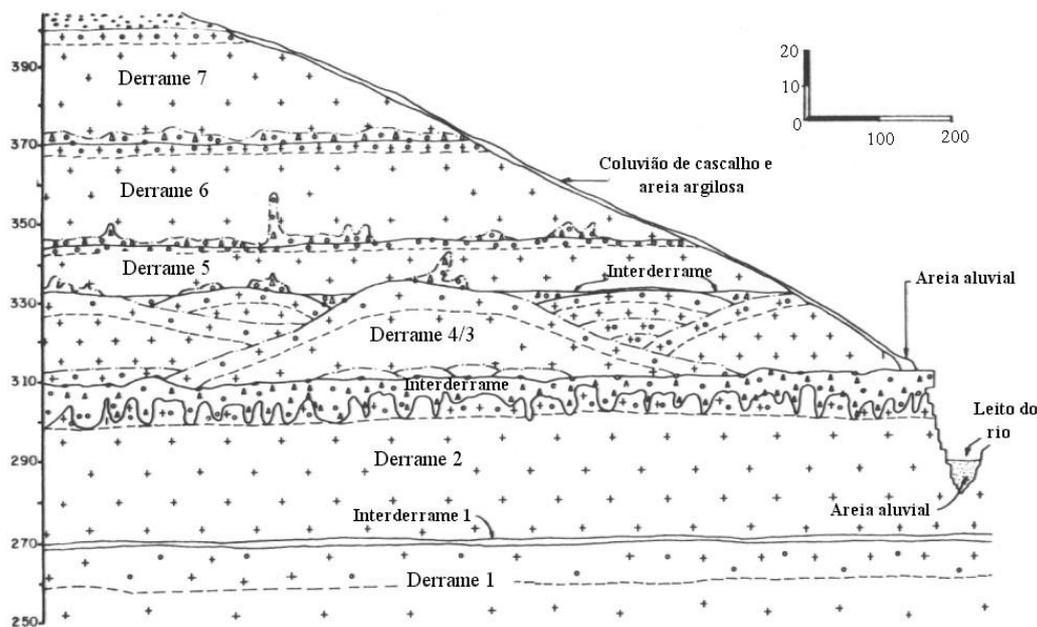


Figura 3.8: Estratigrafia local – Margem Direita (FONSECA, 2003)

Os principais aspectos geológicos-geotécnicos que influenciaram no detalhamento do projeto da fundação da barragem de terra da ombreira esquerda, de acordo com IESA (1980), foram:

- Existência de uma camada superficial de solo residual de até 10,0m de espessura, com baixa resistência ao cisalhamento e compressível;
- Existência de rocha sã junto ao solo residual, correspondente ao derrame 6, que poderia produzir recalque diferencial acentuado e, conseqüentemente, trincas no maciço;
- Existência de camadas contínuas, de baixa resistência, de solo residual a rocha extremamente decomposta, correspondente aos interderrames 4 e 5, abaixo de material de boa resistência que governa a estabilidade do maciço de terra;
- Ocorrência dos derrames 5 e 6, rocha decomposta a sã, e respectivos contatos permeáveis;
- Ocorrência de altas perdas d'água na parte superior da brecha do interderrame 2, no contato com o derrame 4/3, entre as EL. 310,0 e 325,0, possivelmente devido a uma brecha basáltica escurecida sem cimentação.

Com relação à fundação da barragem de terra da ombreira direita, os principais aspectos geológicos-geotécnicos que influenciaram no projeto dessa, conforme IESA (1980), foram:

- Solo transportado, com espessura média de 5,0 m, de baixa resistência, alta permeabilidade, altamente compressível e colapsível quando saturado;
- Cascalho argiloso coluvionar, com espessura média de 1 a 2 metros;

- Solos residuais e rochas extremamente decompostas, compressíveis, permeáveis e de baixa resistência, com espessura de até 20,0m;
- Existência de material de baixa resistência na base do derrame 5, do qual suspeitava-se ter continuidade suficiente para comprometer a estabilidade do trecho de jusante da barragem de terra junto a transição 1.

Segundo Viotti (1975) as características e propriedades mencionadas acima, tanto para a barragem da margem direita, quanto para aquela da esquerda, foram altamente condicionantes do projeto, uma vez que a alta permeabilidade do solo poroso exigiu a construção de tapete impermeabilizante no montante da seção da barragem assente sobre tal material. A deformabilidade elevada dos solos exigiu escavações de modo a reduzir, a valores aceitáveis, os recalques diferenciais causados pela fundação. A baixa resistência ao cisalhamento, apresentada principalmente pelo solo residual, contribuiu para um aumento nas escavações e, em especial, para a criação de bermas nas seções em que a barragem se assenta em solo.

3.1.2 Seções de estudo

A seção de estudo da margem esquerda foi a seção C, localizada na estaca 3+300, conforme pode ser visto na Figura 3.9. Essa seção foi escolhida por tratar-se de uma seção típica da barragem, além de possuir uma seção de instrumentação em suas proximidades. A seção de instrumentação mais próxima dessa seção encontra-se na estaca 3+160. Nessa seção de estudo, a barragem está assentada em rocha levemente alterada, segundo Viotti (1975).

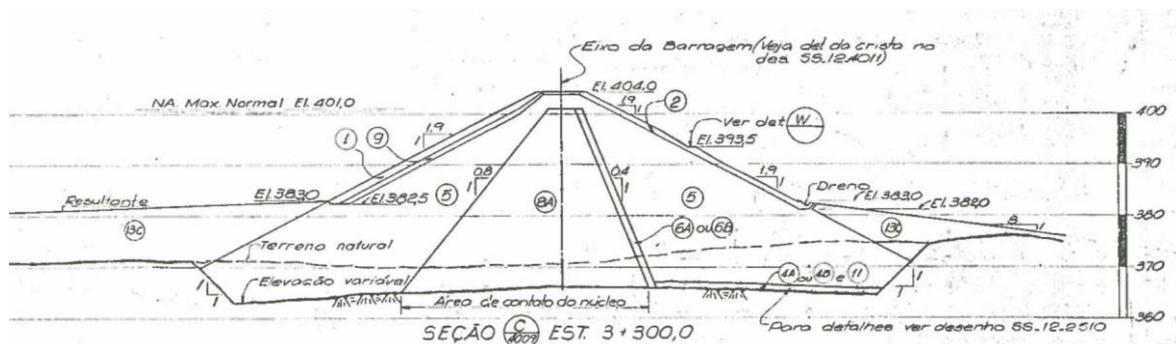


Figura 3.9: Seção de estudo da margem esquerda (CEMIG, 1973a)

A seção de estudo da margem direita foi a seção D, localizada na estaca 0+850, conforme pode ser visto na Figura 3.10. Essa seção foi escolhida por se tratar de uma seção típica da barragem, e também, por apresentar uma seção de instrumentação em suas proximidades. A seção de instrumentação mais próxima dessa seção encontra-se locada na estaca 0+810. Na

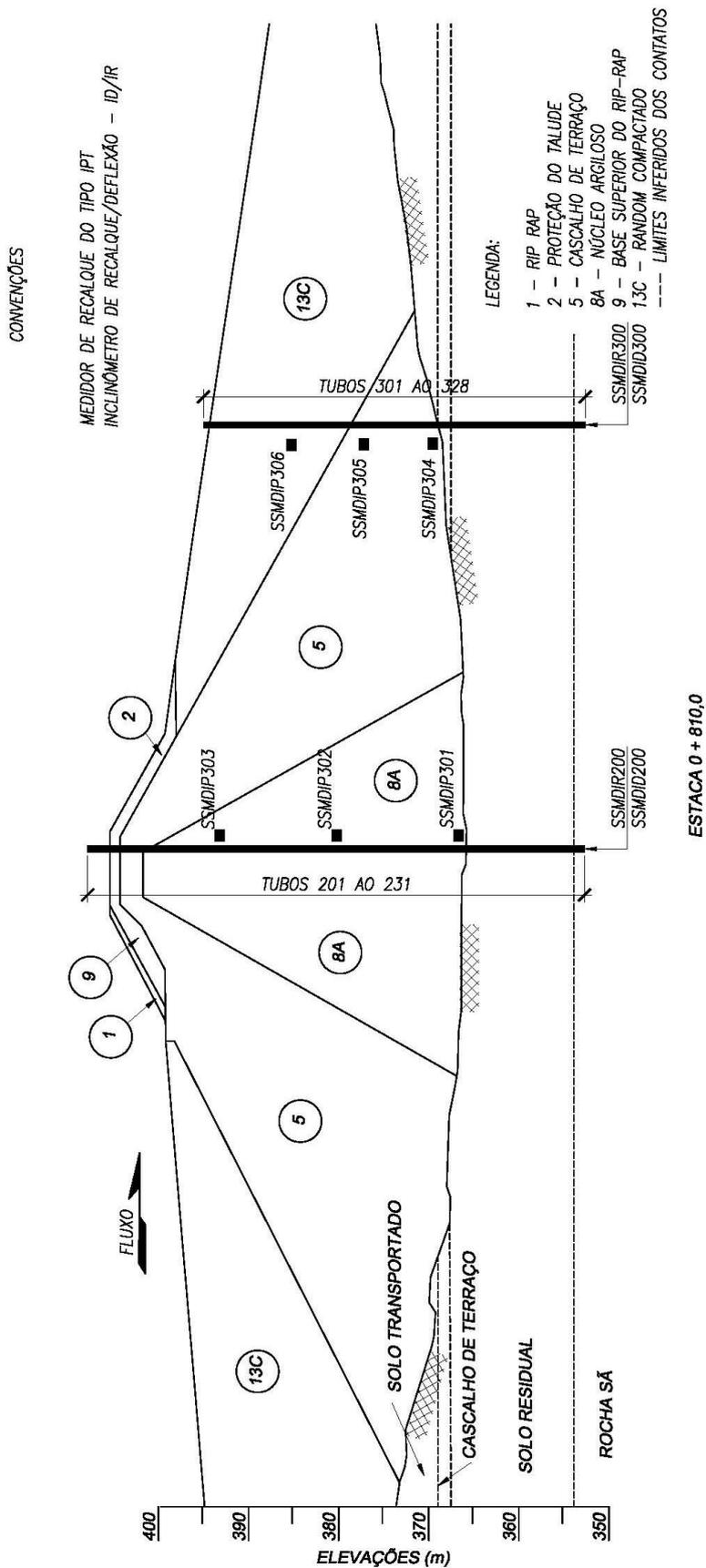


Figura 3.11: Seção instrumentada da margem direita (CEMIG, 2010)

Na seção da margem esquerda, locada na estaca 3+160, foram instalados quatro piezômetros do tipo Casagrande, 16 piezômetros do tipo HALL, seis placas de recalque do tipo IPT e dois inclinômetros do tipo Wilson. Na Figura 3.12 é mostrada a locação das placas de recalque e dos inclinômetros.

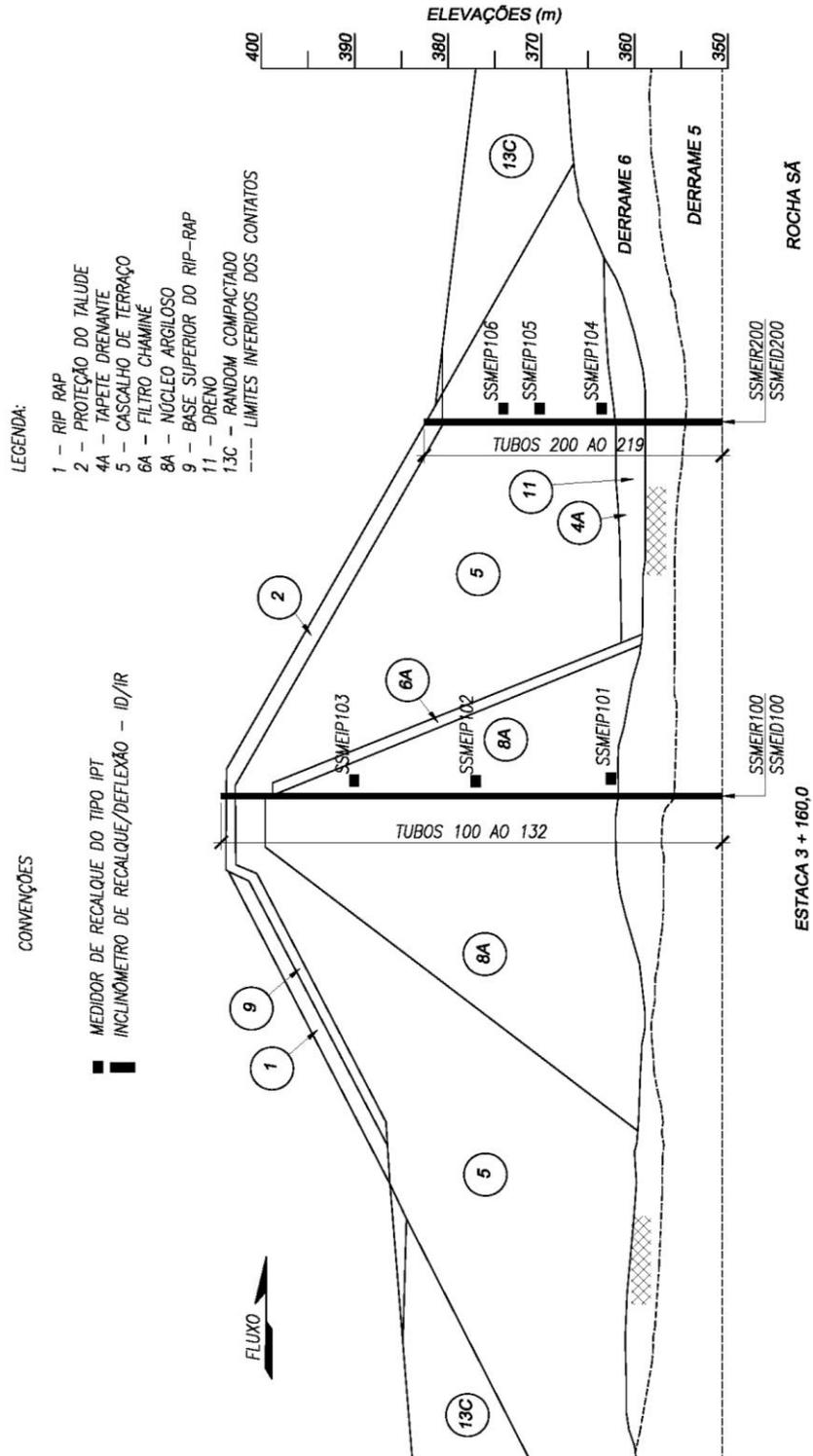


Figura 3.12: Seção instrumentada da margem esquerda (CEMIG, 2010)

Na Tabela 3.3 é apresentada a codificação da instrumentação, a ser utilizada para a comparação entre os resultados da modelagem numérica e os dados obtidos dos instrumentos listados. A locação dos marcos superficiais pode ser vista nos Anexos B e C, e, aquela referente aos demais instrumentos, pode ser vista nas Figuras 3.11 e 3.12.

Tabela 3.4: Codificação da instrumentação analisada

Margem direita			Margem esquerda		
Medidores de Recalque	Inclinômetros	Marcos Superficiais	Medidores de Recalque	Inclinômetros	Marcos Superficiais
SSMDIP301	SSMDID200	SSMDMS007	SSMEIP101	SSMEID200	SSMEMS003
SSMDIP302	SSMDID300	SSMDMS013	SSMEIP102	SSMEID100	SSMEMS009
SSMDIP303	-	SSMDMS020	SSMEIP103	-	SSMEMS015
SSMDIP304	-	SSMDMS023	SSMEIP104	-	SSMEMS021
SSMDIP305	-	SSMDMS027	SSMEIP105	-	SSMEMS025
SSMDIR200	-	SSMDMS033	SSMEIP106	-	-
SSMDIR300	-	-	SSMEIR100	-	-
	-	-	SSMEIR200	-	-

3.2 A Modelagem numérica

As seções típicas (Figuras 3.9 e 3.10) das barragens de terra da UHE São Simão foram modeladas no programa computacional SIGMA/W versão 2007, sendo esse um programa que utiliza o método dos elementos finitos para a análise do comportamento tensão-deformação de obras geotécnicas.

O SIGMA/W baseia-se na teoria das pequenas deformações e realiza análises bidimensionais, considerando a hipótese do estado plano de deformações ou de problemas axissimétricos. Sendo assim, tem aplicabilidade para obras em que a seção transversal se repita continuamente ao longo do comprimento.

De certo, a análise bidimensional em toda a barragem da UHE de São Simão não é válida. Entretanto, como o eixo longitudinal das barragens de terra da margem esquerda e da margem direita não apresenta curvatura no sentido longitudinal, a seção transversal da barragem permanece a mesma em quase toda a sua extensão, e também as seções de estudo estão

locadas aproximadamente no meio da barragens, sendo assim, a análise bidimensional é aplicável.

O modelo utilizado deve ser capaz de gerar resultados compatíveis com os registros de instrumentação, fazendo com que os dados de entrada do modelo (parâmetros de calibração) exerçam papel fundamental na qualidade dos resultados. Os referidos parâmetros de calibração, obtidos por meio dos resultados de ensaios de laboratório e dados obtidos da literatura especializada, podem ser vistos no item 4.1.

Posteriormente, esses parâmetros foram aferidos tendo como base os registros da instrumentação de campo, a fim de que as respostas do modelo se aproximem aos registros obtidos com instrumentação. A Figura 3.13 apresenta um fluxograma com a metodologia adotada na dissertação.

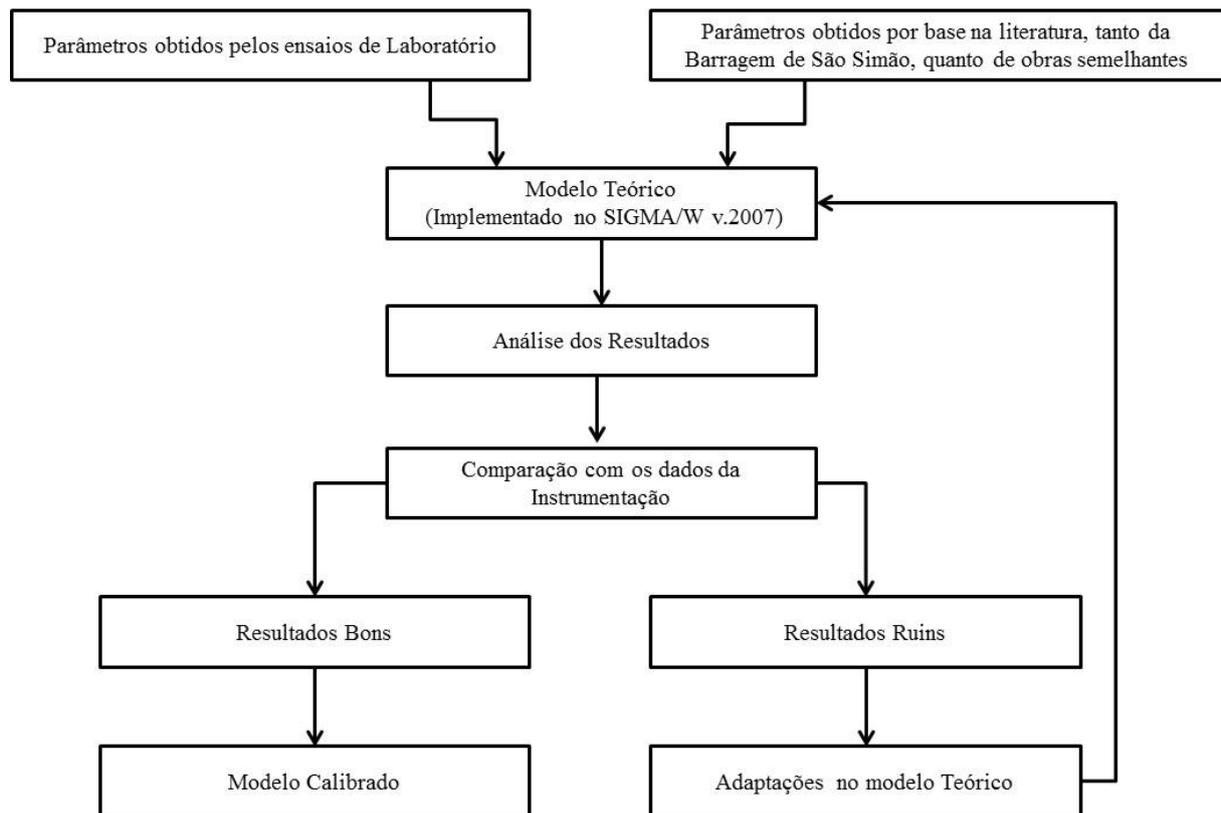


Figura 3.13: Fluxograma da metodologia adotada

Vale destacar que ao se fazer uma modelagem numérica de qualquer obra de engenharia, convém-se utilizar primeiramente modelos constitutivos mais simples, para posteriormente utilizar outros modelos mais complexos, uma vez que geralmente, é possível avaliar o comportamento dos resultados da modelagem numérica baseando-se nas respostas dos

modelos mais simples. Esta avaliação preliminar dos resultados permite identificar possíveis falhas ou inconsistências na modelagem numérica.

Em virtude dos diversos estudos já desenvolvidos sobre o assunto, e do atual estado de desenvolvimento dos programas computacionais, não se justifica, para qualquer situação, a adoção do critério de construção instantânea (PARRA, 1985, *apud* MUSMAN 2002). A fim de se obter respostas quantitativas dos valores de tensão e deformação, durante o tempo de construção da barragem, utilizou-se a construção da barragem em 15 etapas distintas, para a seção da margem direita e de 14 etapas para a seção da margem esquerda, sendo que, tanto o modelo linear elástico, quanto o modelo hiperbólico, apresentam respostas no tempo infinito de cada etapa. Entretanto, visando uma comparação entre resultados da modelagem com várias etapas de construção e com uma única etapa, para os itens 4.4 e 4.6 foi utilizada apenas uma etapa de construção.

O número de etapas escolhido corresponde, aproximadamente, à metade do número total de meses entre as primeiras datas de leitura da instrumentação (margem direita março de 1975 e margem esquerda outubro de 1975) e a data de início do enchimento do reservatório (agosto de 1977), fazendo com que exista um significado físico entre o número de etapas do modelo teórico e o tempo real de construção da barragem.

As Figuras 3.14 à 3.28 apresentam as etapas de construção utilizadas na modelagem da seção escolhida da margem direita e as Figuras 3.29 à 3.42, as etapas de modelagem da seção escolhida da margem esquerda. Ressalta-se que não foram encontrados registros de como foi executada a construção da barragem, desta maneira as etapas escolhidas para modelagem não correspondem exatamente às etapas de construção real.

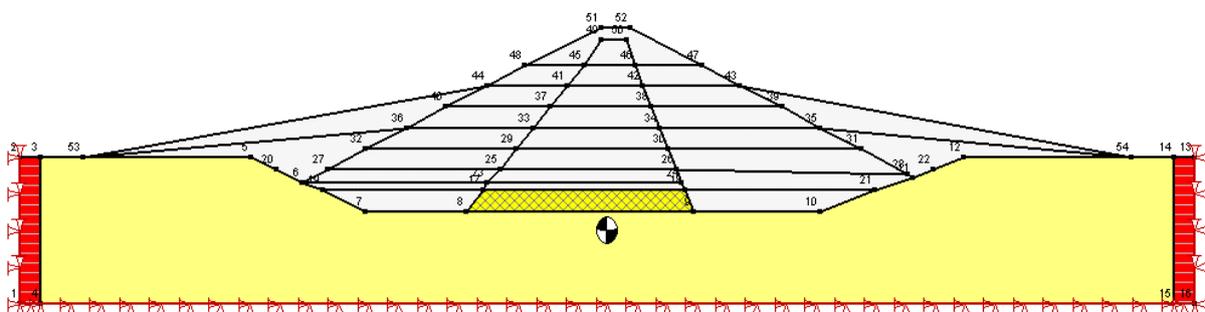


Figura 3.14: Etapa 1 da barragem da margem direita

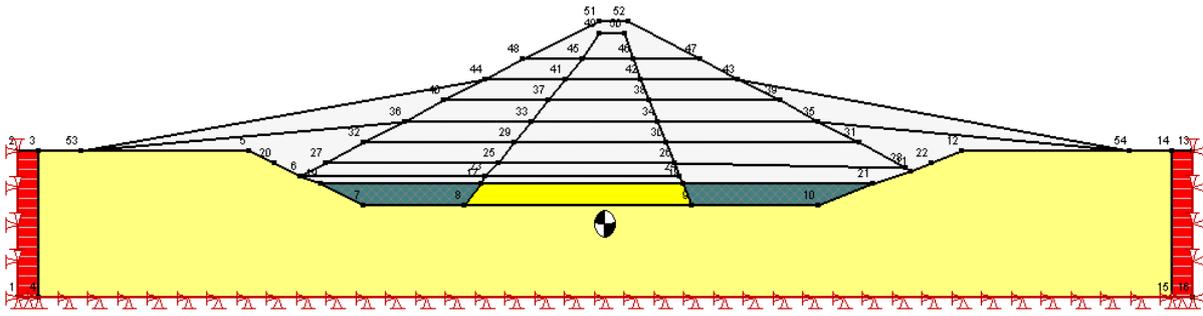


Figura 3.15: Etapa 2 da barragem da margem direita

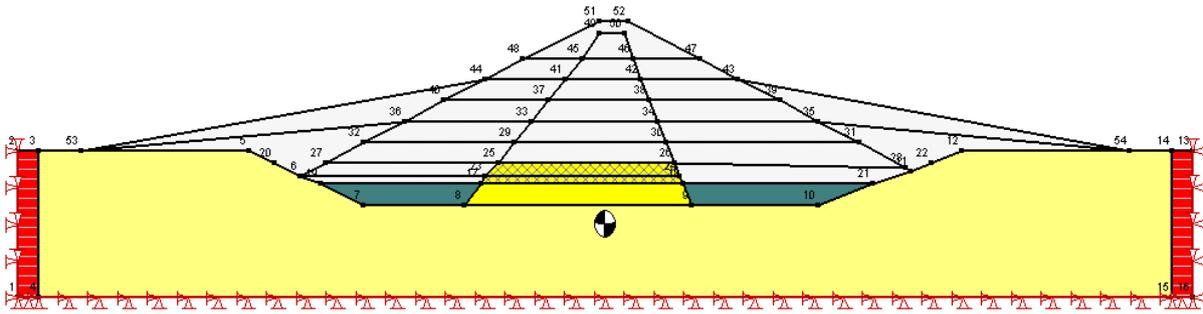


Figura 3.16: Etapa 3 da barragem da margem direita

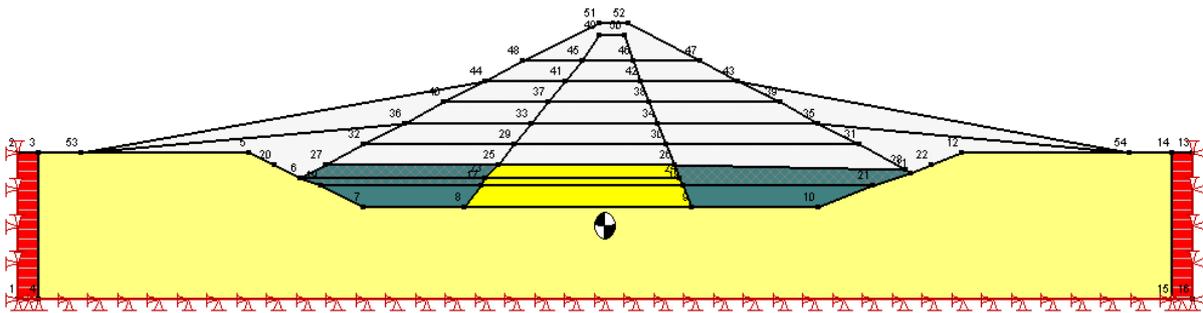


Figura 3.17: Etapa 4 da barragem da margem direita

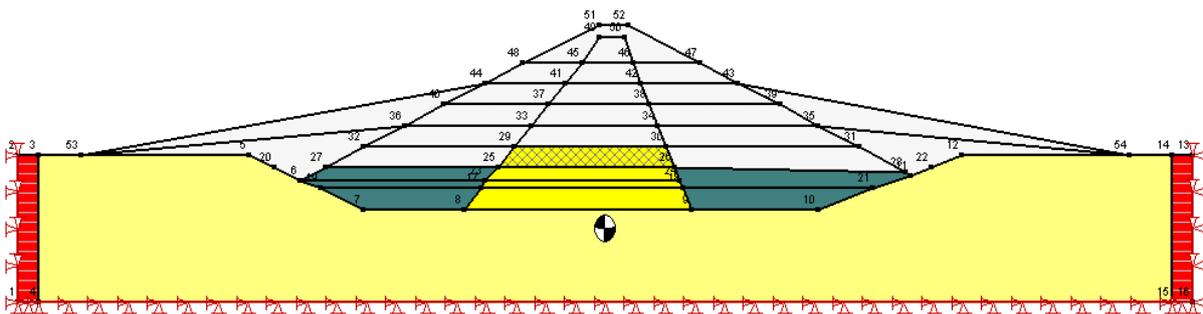


Figura 3.18: Etapa 5 da barragem da margem direita

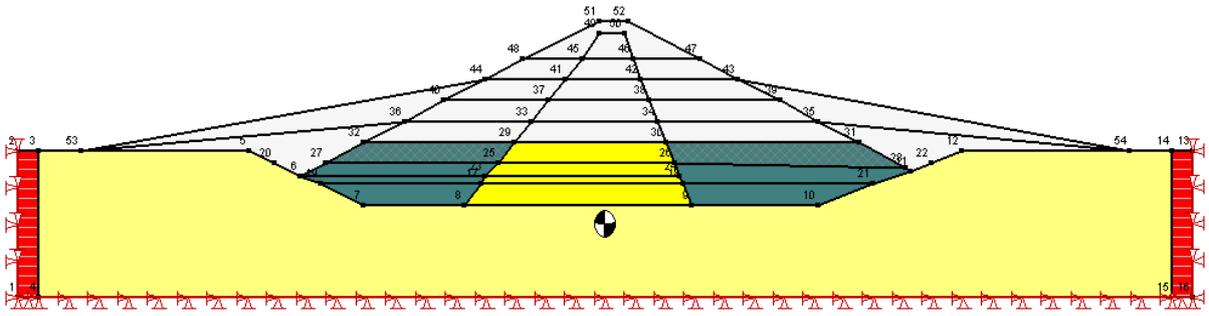


Figura 3.19: Etapa 6 da barragem da margem direita

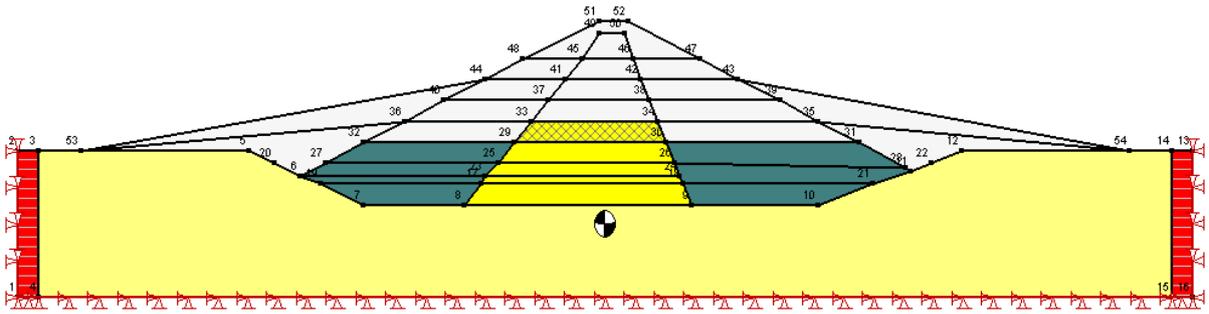


Figura 3.20: Etapa 7 da barragem da margem direita

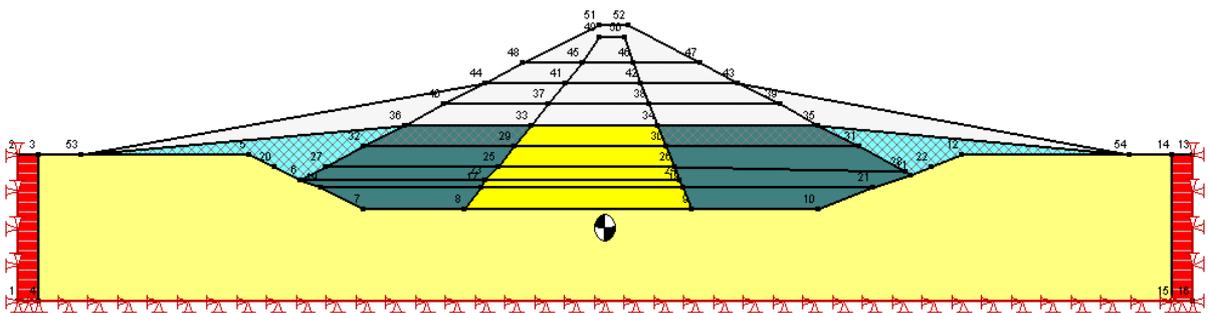


Figura 3.21: Etapa 8 da barragem da margem direita

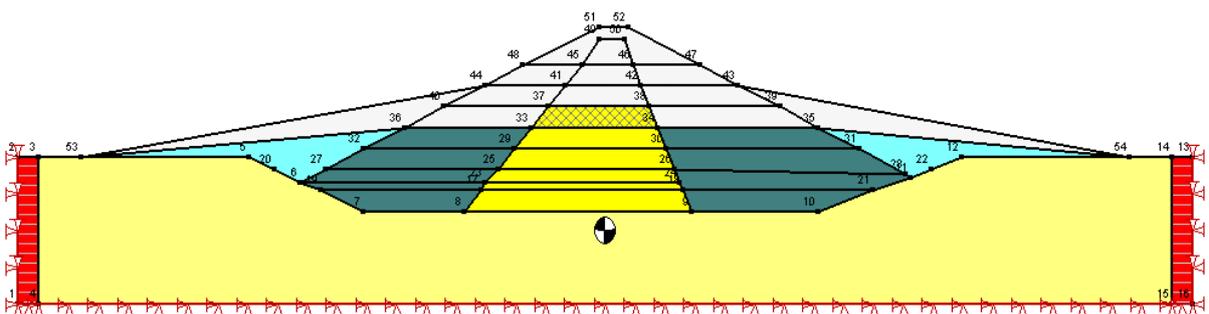


Figura 3.22: Etapa 9 da barragem da margem direita

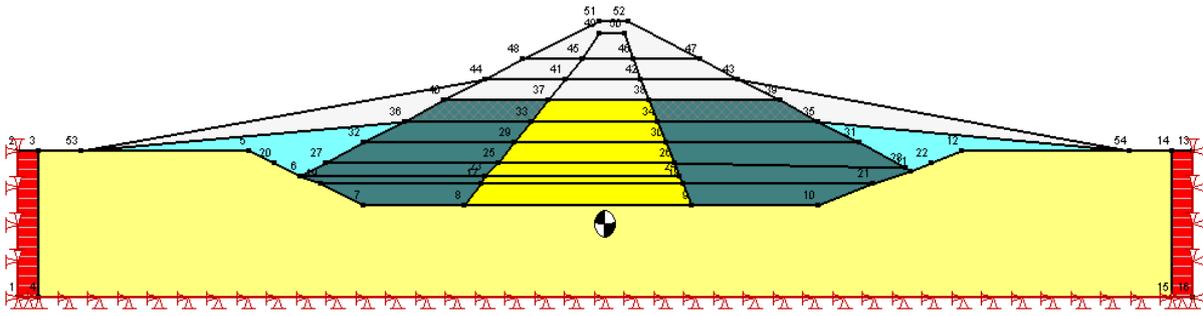


Figura 3.23: Etapa 10 da barragem da margem direita

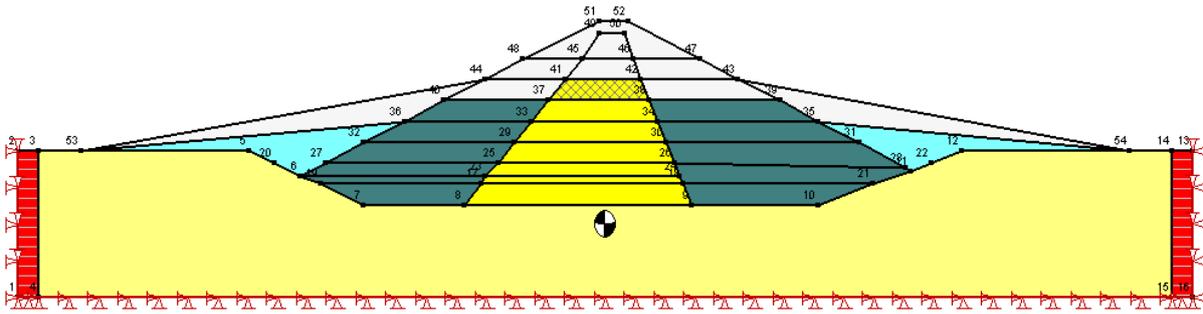


Figura 3.24: Etapa 11 da barragem da margem direita

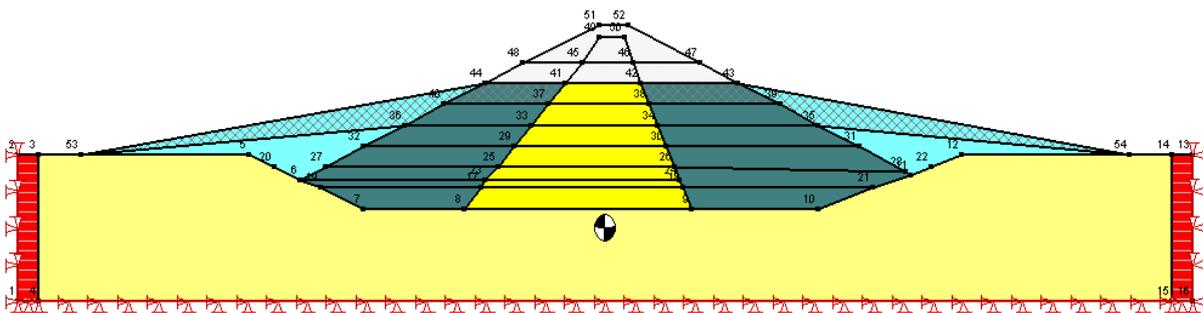


Figura 3.25: Etapa 12 da barragem da margem direita

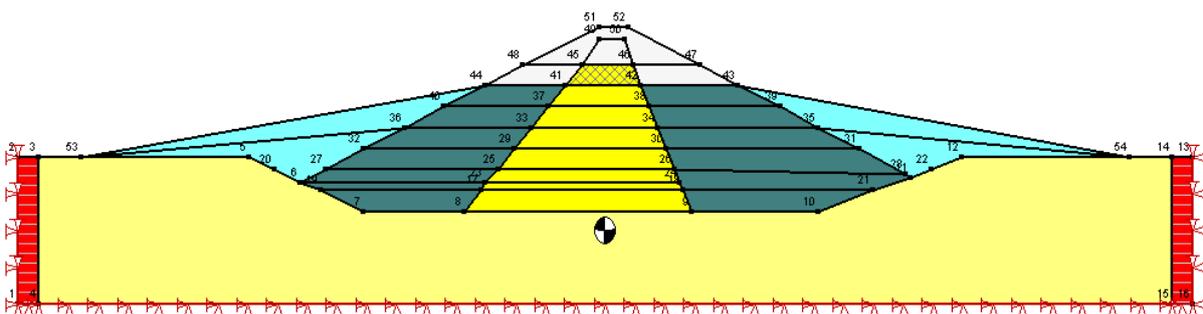


Figura 3.26: Etapa 13 da barragem da margem direita

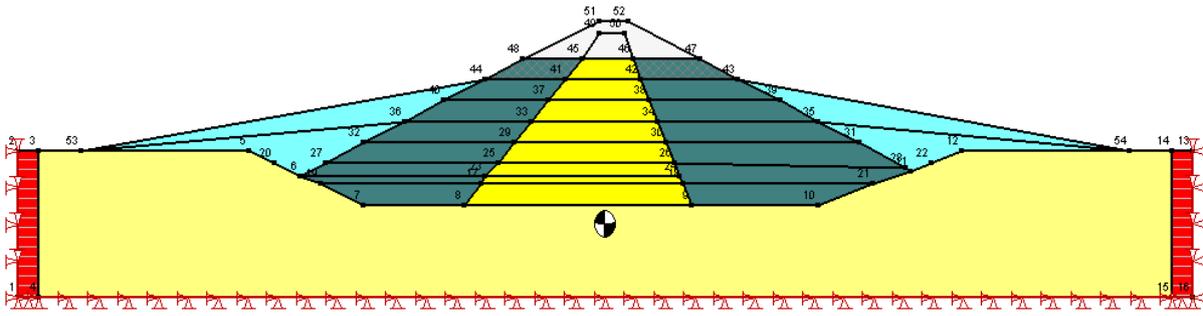


Figura 3.27: Etapa 14 da barragem da margem direita

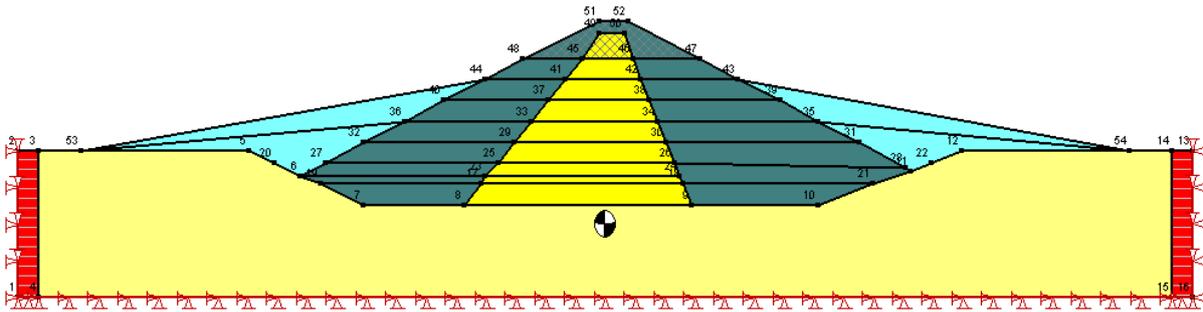


Figura 3.28: Etapa 15 da barragem da margem direita

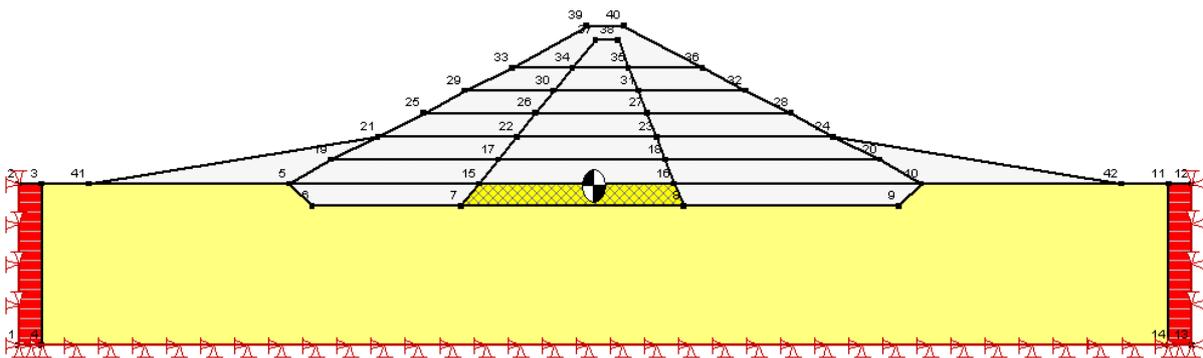


Figura 3.29: Etapa 1 da barragem da margem esquerda

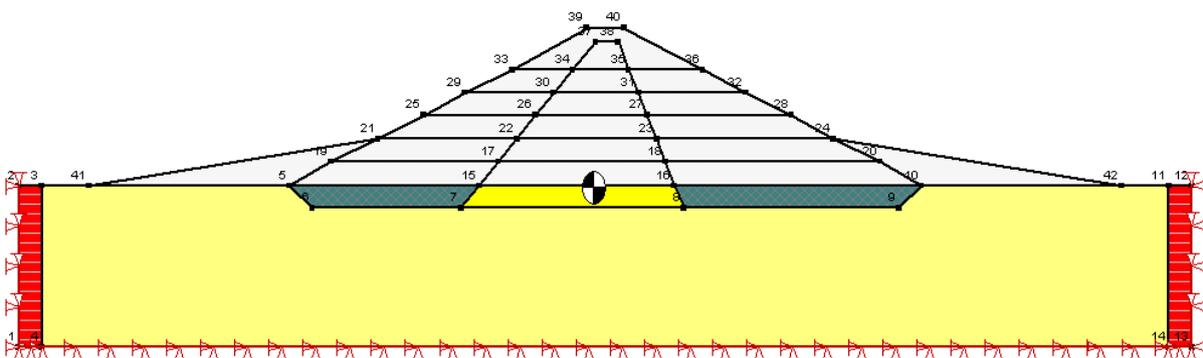


Figura 3.30: Etapa 2 da barragem da margem esquerda

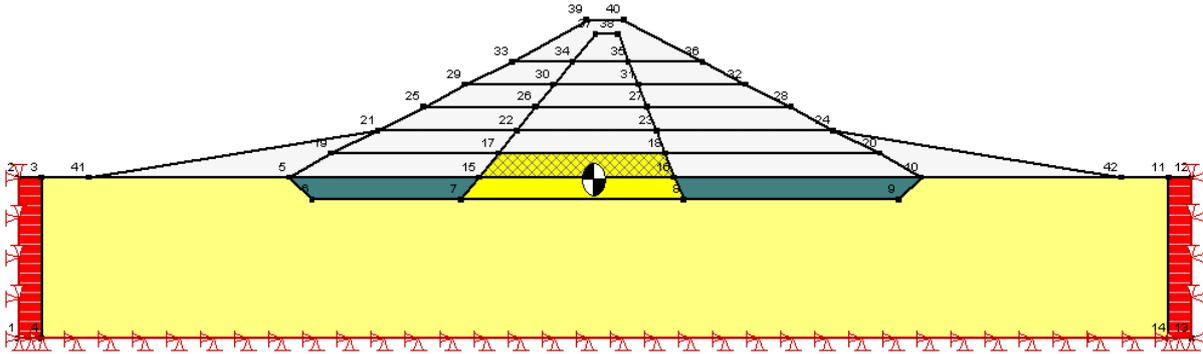


Figura 3.31: Etapa 3 da barragem da margem esquerda

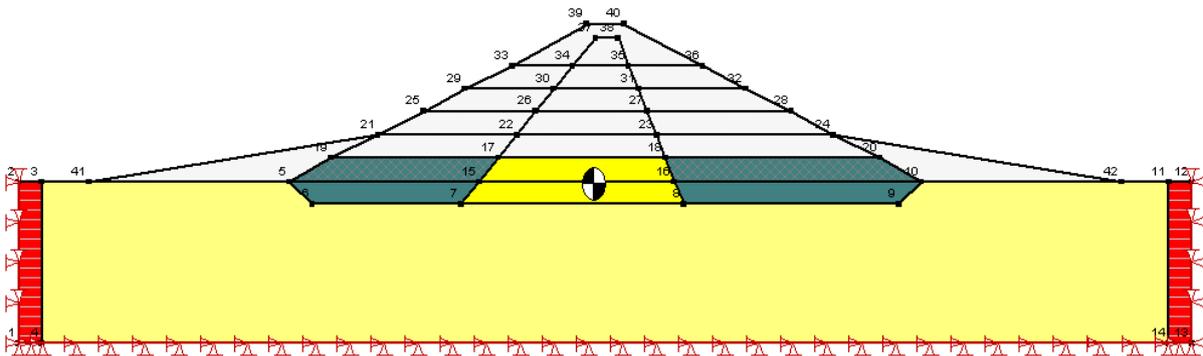


Figura 3.32: Etapa 4 da barragem da margem esquerda

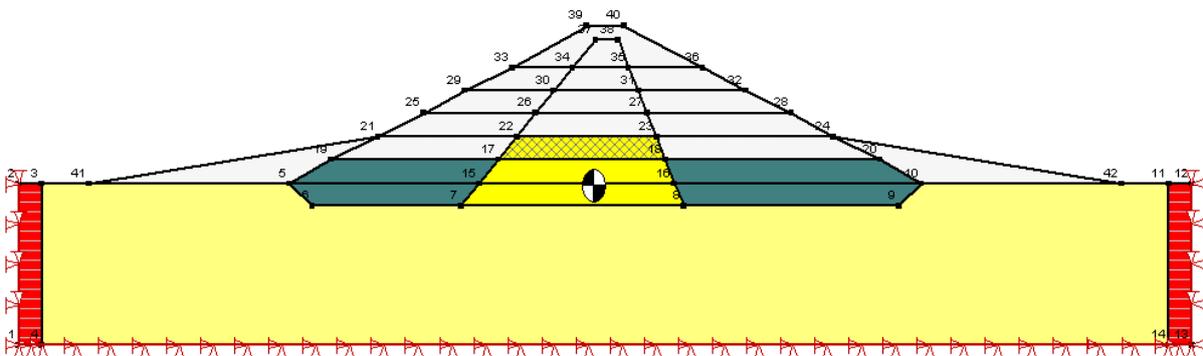


Figura 3.33: Etapa 5 da barragem da margem esquerda

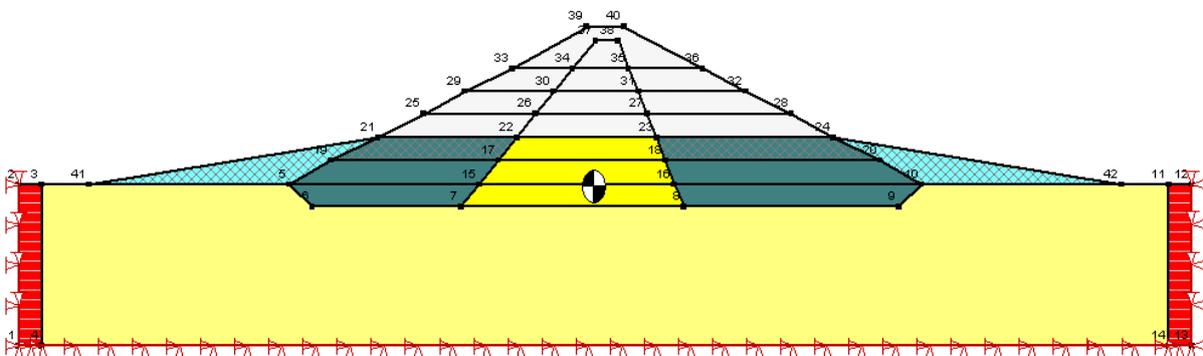


Figura 3.34: Etapa 6 da barragem da margem esquerda

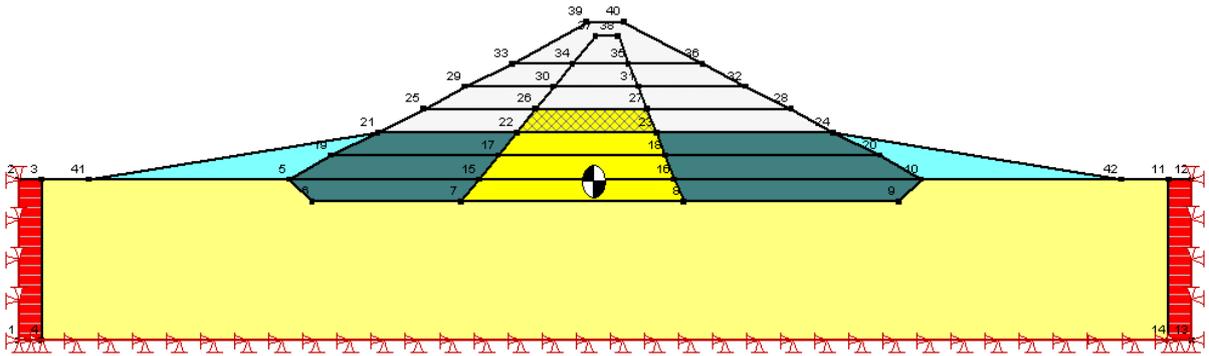


Figura 3.35: Etapa 7 da barragem da margem esquerda

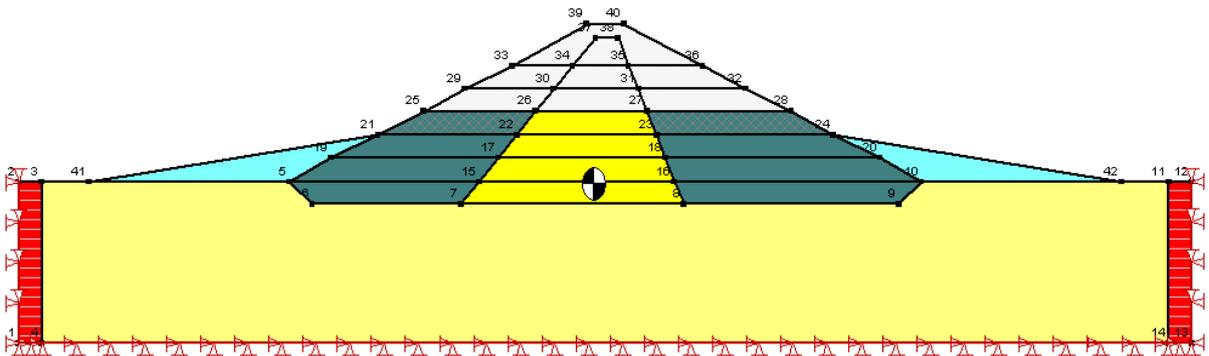


Figura 3.36: Etapa 8 da barragem da margem esquerda

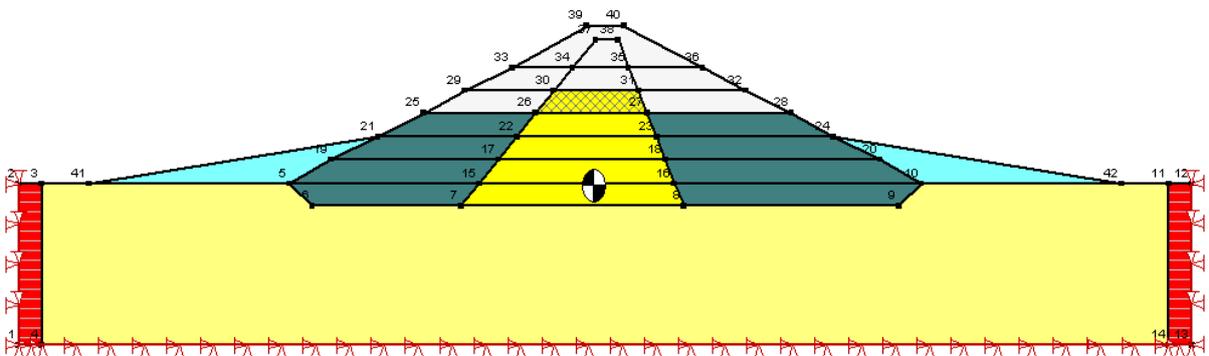


Figura 3.37: Etapa 9 da barragem da margem esquerda

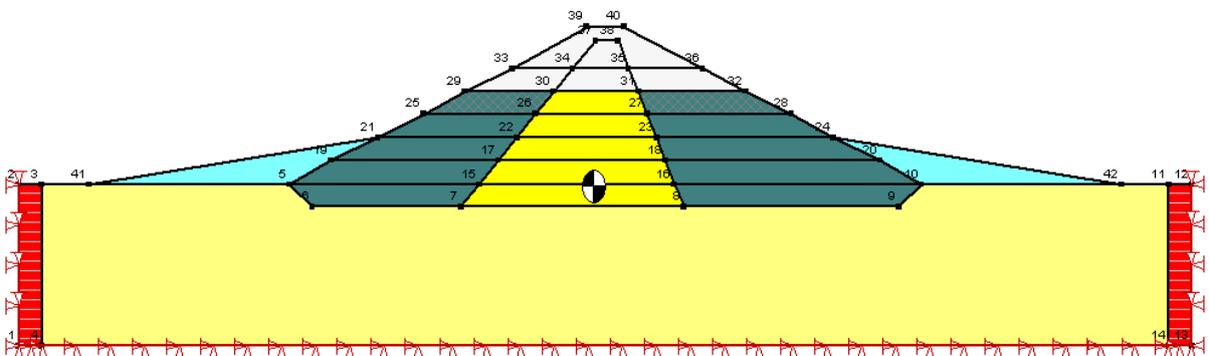


Figura 3.38: Etapa 10 da barragem da margem esquerda

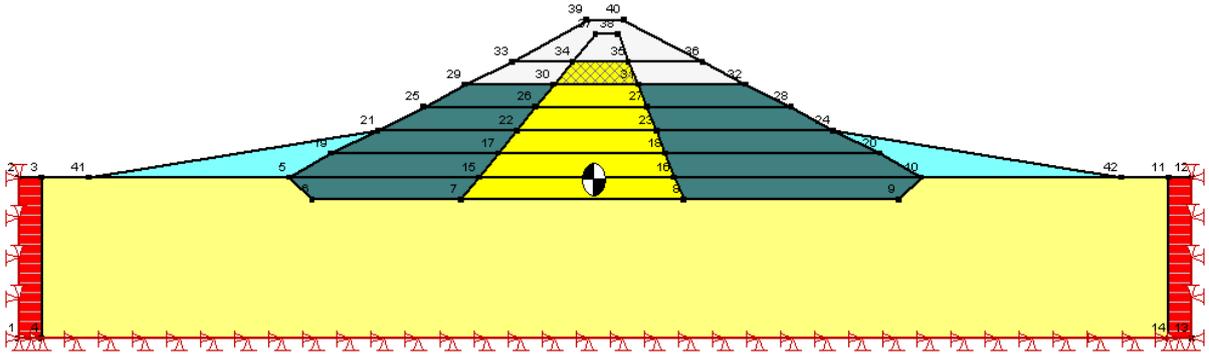


Figura 3.39: Etapa 11 da barragem da margem esquerda

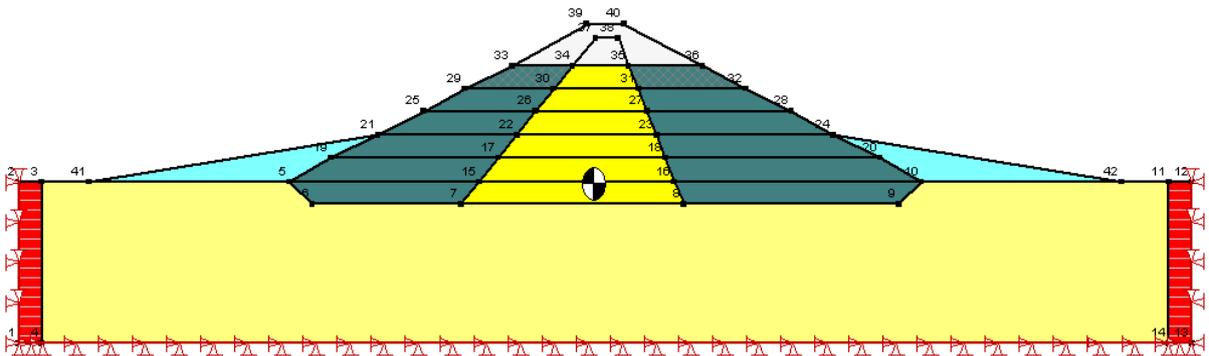


Figura 3.40: Etapa 12 da barragem da margem esquerda

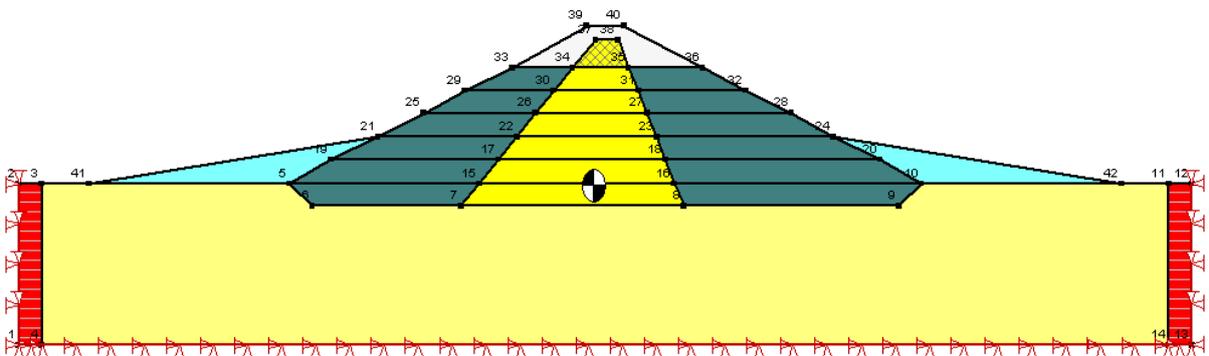


Figura 3.41: Etapa 13 da barragem da margem esquerda

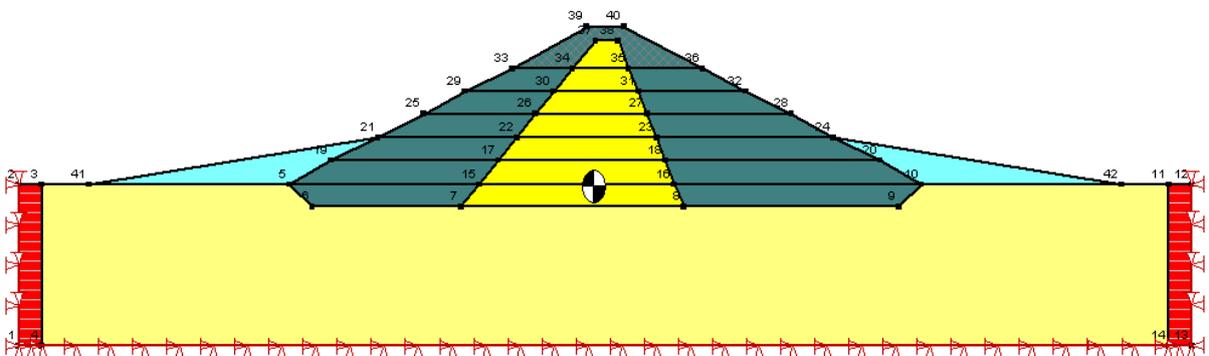


Figura 3.42: Etapa 14 da barragem da margem esquerda

Posteriormente à definição da seção geométrica e à implementação dessa, no programa computacional, é necessário definir-se a malha de elementos finitos, na qual se procurou fazer simplificações na geometria real do problema, além de ajustar a malha para que essa não tenha um número elevado de nós, a fim de não comprometer a capacidade de processamento do software. Desta maneira, nas Figuras 3.43 e 3.44 é possível ver a malha escolhida para a seção da margem direita e esquerda, respectivamente. Sendo que para as análises desenvolvidas nesse trabalho optou-se por utilizar elementos do tipo quadrangulares para a fundação e triangulares para o maciço da barragem.

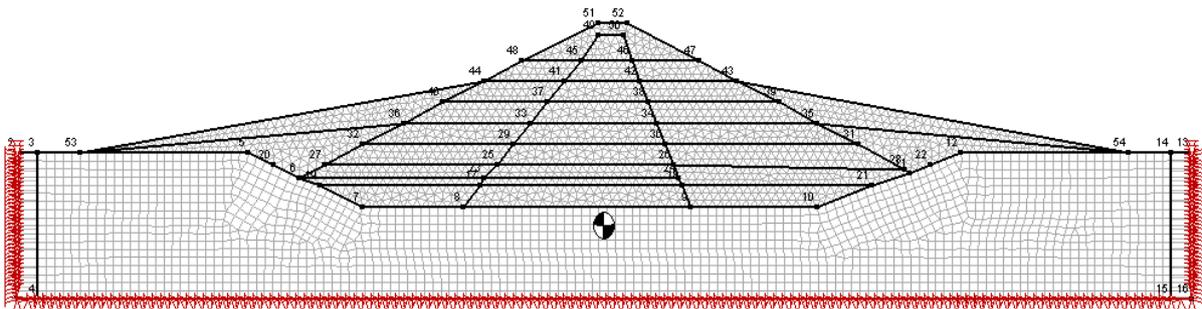


Figura 3.43: Malha de elementos finitos – margem direita

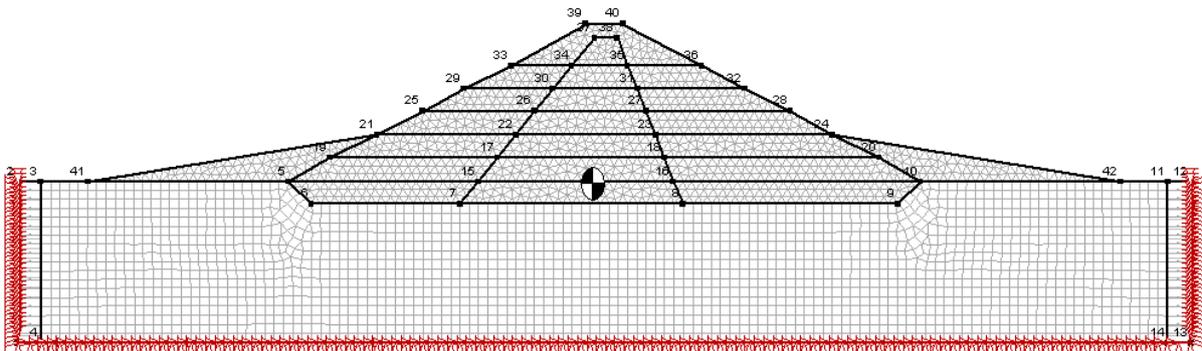


Figura 3.44: Malha de elementos finitos – margem esquerda

Foram necessárias simplificações na geometria real do problema, uma vez que pequenas variações na sua geometria não iriam afetar, de maneira significativa, os resultados e as irregularidades geométricas, que podem causar instabilidades numéricas nos resultados das análises (GeoStudio, 2008).

Dessa maneira, o filtro vertical de drenagem, de pequena espessura, não foi considerado nas análises. Outra simplificação adotada nessa dissertação diz respeito à modelagem do material do tipo 13C (solo escavação comum, randon compactado), na qual a geometria desse material foi simplificada, uma vez que o foco principal de estudo é o núcleo da barragem.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Esse capítulo apresenta os resultados obtidos e a comparação desses com os dados da instrumentação de campo. Foram analisados os resultados para três diferentes conjuntos de parâmetros de calibração, sendo o primeiro obtido a partir dos resultados dos ensaios triaxiais realizados durante o projeto de construção da barragem para os solos do tipo areia argilosa e do tipo cascalho de terraço, e para o solo de fundação foi adotado o valor sugerido por IESA (1980). Para o segundo conjunto de parâmetros, variou-se os parâmetros de resistência do solo da fundação e o terceiro conjunto de parâmetros, utilizou-se os parâmetros sugeridos por DUNCAN *et al.* (1980). Devido a impossibilidade de obter os parâmetros de resistência para o solo do tipo randon compactado através de ensaios triaxiais, foi utilizado para todas as análises os parâmetros sugeridos por DUNCAN *et al.* (1980).

Conforme citado anteriormente, convém-se utilizar o modelo constitutivo elástico linear antes de se utilizar o modelo hiperbólico, visando uma avaliação preliminar do comportamento dos resultados da modelagem numérica. Os resultados dessas modelagens preliminares não são apresentados, uma vez que procurou-se fazer a calibração dos parâmetros para o modelo constitutivo hiperbólico, para posteriormente, utilizá-los no modelo elástico linear, buscando assim, um comparativo entre os resultados, conforme pode ser visto nos itens 4.5 e 4.6.

4.1 Resultados para o conjunto 1 de parâmetros - modelo constitutivo hiperbólico

Devido a impossibilidade de se encontrar ensaios para os solos de fundação considerou-se esse solo um material do tipo elástico linear. Assim, foram utilizados os parâmetros sugeridos por IESA (1980), no qual, o módulo de elasticidade é de 5.000 MPa, e o peso específico é de 22kN/m³. Destaca-se que o módulo sugerido por IESA(1980) corresponde a um material muito rígido, indeformável, o que gera uma possível incompatibilidade com o tipo de solo da fundação da barragem.

Tanto para o solo do tipo areia argilosa (solo do tipo 8A), utilizado para o núcleo da barragem, como para o solo do tipo cascalho de terraço (solo do tipo 5) foram feitas as calibrações conforme descrito no item 2.3.1. Para tanto, utilizou-se um ensaio triaxial do tipo adensado e não drenado (CU) o qual foi executado durante a construção da barragem. Por se tratarem de ensaios triaxiais do tipo CU, em que não há variação de volume, o coeficiente de

Poisson torna-se igual ao valor de 0,49, sendo que o peso específico de ambos os materiais foi considerado de 20 kN/m³, conforme sugerido por IESA (1980).

Segundo Holtz e Kovacs (1981) o ensaio triaxial do tipo CU deve ser utilizado na hipótese em que forem aplicados acréscimos de tensões sobre um solo consolidado, de maneira rápida, de modo que não haja dissipação do excesso de poropressão, citando como exemplo obras de alteamento de barragens de terra e o rebaixamento rápido o lençol freático.

O tempo para a aplicação de tensões de maneira não-drenada (rápida) está diretamente relacionado com a permeabilidade de solo. Sendo assim, admitiu-se que o tempo de construção da barragem em estudo foi suficientemente pequeno quando comparado com a permeabilidade dos solos utilizados na construção dessa, caracterizando assim condições necessárias para a aplicação do ensaio triaxial do tipo CU.

As Figuras 4.1 e 4.2 mostram as curvas tensão-deformação do ensaio e as curvas geradas a partir da calibração do modelo para a areia argilosa e para o cascalho de terraço, respectivamente. Conforme pode ser observado, o modelo hiperbólico foi capaz de reproduzir de maneira satisfatória os resultados dos ensaios triaxiais para ambos os solos, sendo que, na Tabela 4.1 são apresentados os parâmetros de calibração do modelo hiperbólico.

Com relação ao solo do tipo randon compactado, devido impossibilidade de obter os ensaios triaxiais referentes à esse tipo de solo, optou-se por utilizar os parâmetros sugeridos por Duncan *et al.* (1980), conforme Tabela 2.3. Sendo assim, os parâmetros utilizados nessas análises estão sintetizados na Tabela 4.1.

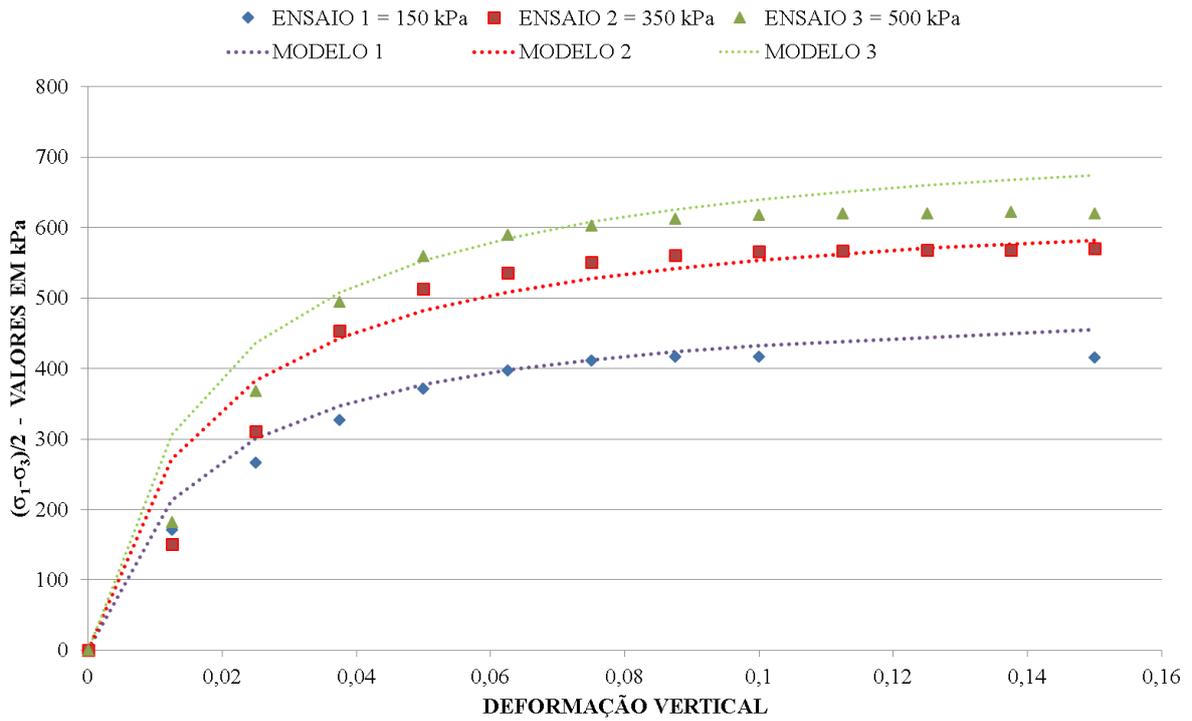


Figura 4.1: Curvas tensão deformação da areia argilosa

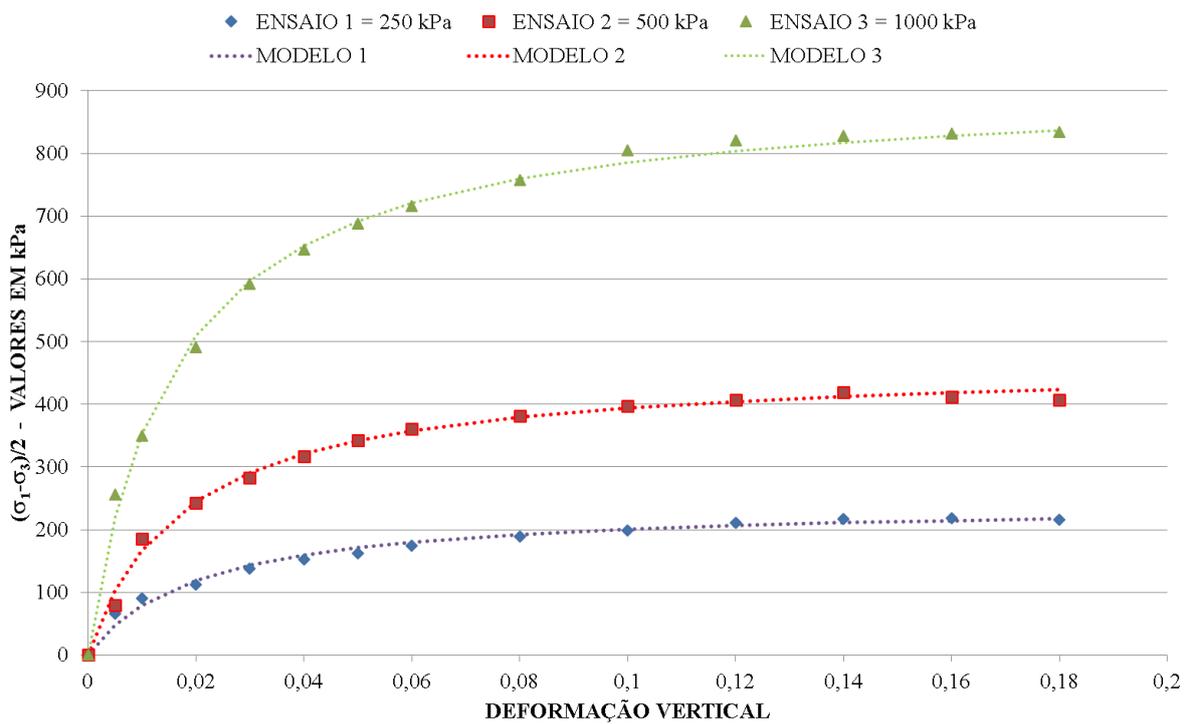


Figura 4.2: Curvas tensão deformação do cascalho de terraço

Tabela 4.1: Calibração do modelo hiperbólico

Solo	K	n	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	γ (kN/m ³)	R_f	ν
Areia Argilosa	520	0,28	226	22	20	0,84	0,49
Cascalho de Terraço	81	1,1	11	26	20	0,89	0,49
Randon Compactado	150	0,25	0	30	20	0,70	0,49

Conforme pode ser visto na Tabela 4.1, o parâmetro K obtido da areia argilosa foi maior que o do cascalho de terraço, fazendo com que a areia argilosa seja mais rígida que o cascalho de terraço. Tal fato não é condizente com a realidade, entretanto esses parâmetros foram utilizados afim de permitir uma comparação dos resultados da modelagem numérica com os dados da instrumentação. Posteriormente foi realizado um ajuste nesses parâmetros baseando-se na literatura.

Na Figura 4.3 são mostradas as isolinhas dos deslocamentos verticais da margem esquerda, correspondente à última etapa de construção da barragem, e na Figura 4.4 são apresentadas as tensões verticais dessa mesma etapa de construção.

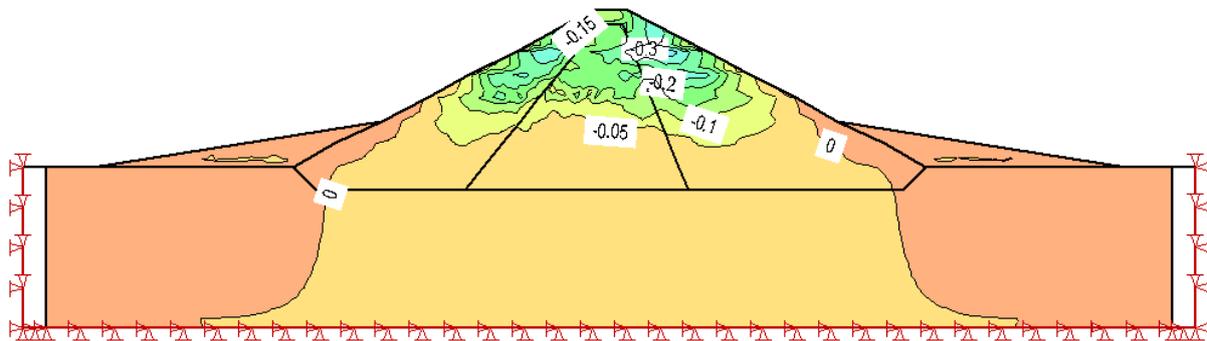


Figura 4.3: Deslocamentos verticais – margem esquerda (valores em m)

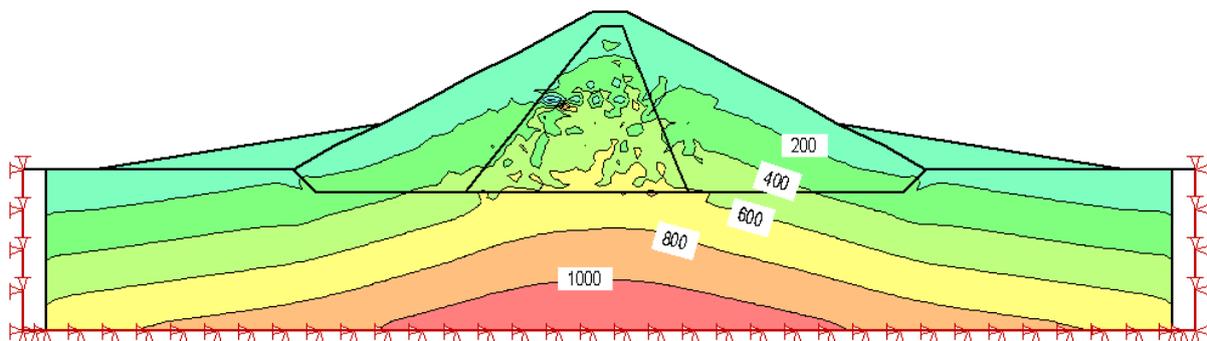


Figura 4.4: Tensões verticais – margem esquerda (valores em kPa)

Na Figura 4.5 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMEIR100, instalado, aproximadamente, no eixo da barragem. Na

Figura 4.6 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMEIR200, instalado a jusante da barragem, conforme Figura 3.12.

A evolução dos perfis de recalque, conforme apresentado nas Figuras 4.5 e 4.6, baseou-se nos dados da instrumentação e nas etapas de construção do modelo teórico. Para se obter os perfis de recalque da instrumentação foi assumido que, na data da instalação de cada segmento do inclinômetro, o recalque correspondente ao segmento instalado era igual a zero, o que fez com que os recalques anteriores à instalação desse instrumento fossem desprezados. Em contrapartida, no modelo teórico, os deslocamentos obtidos correspondem aos recalques totais apresentados no nó da malha de elementos finitos, ao longo de todas as etapas de construção. Ressalta-se que não existe uma correlação direta entre a etapa de construção e o tempo real da instalação do instrumento.

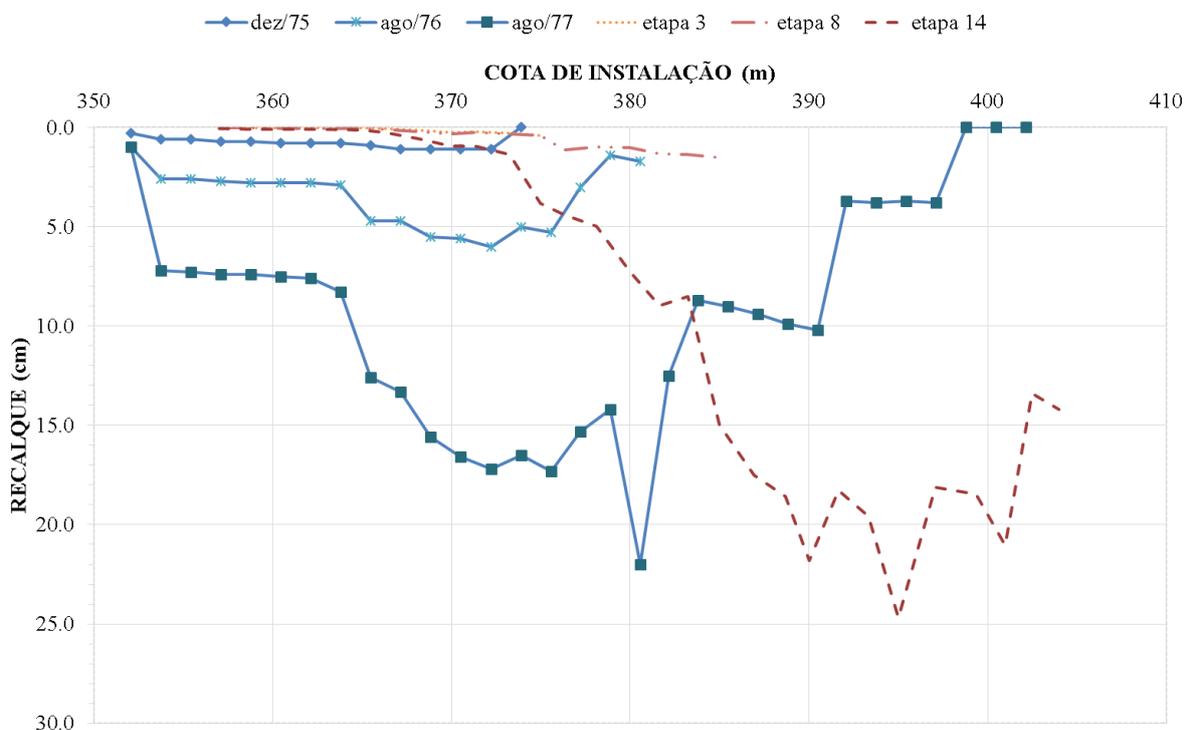


Figura 4.5: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100

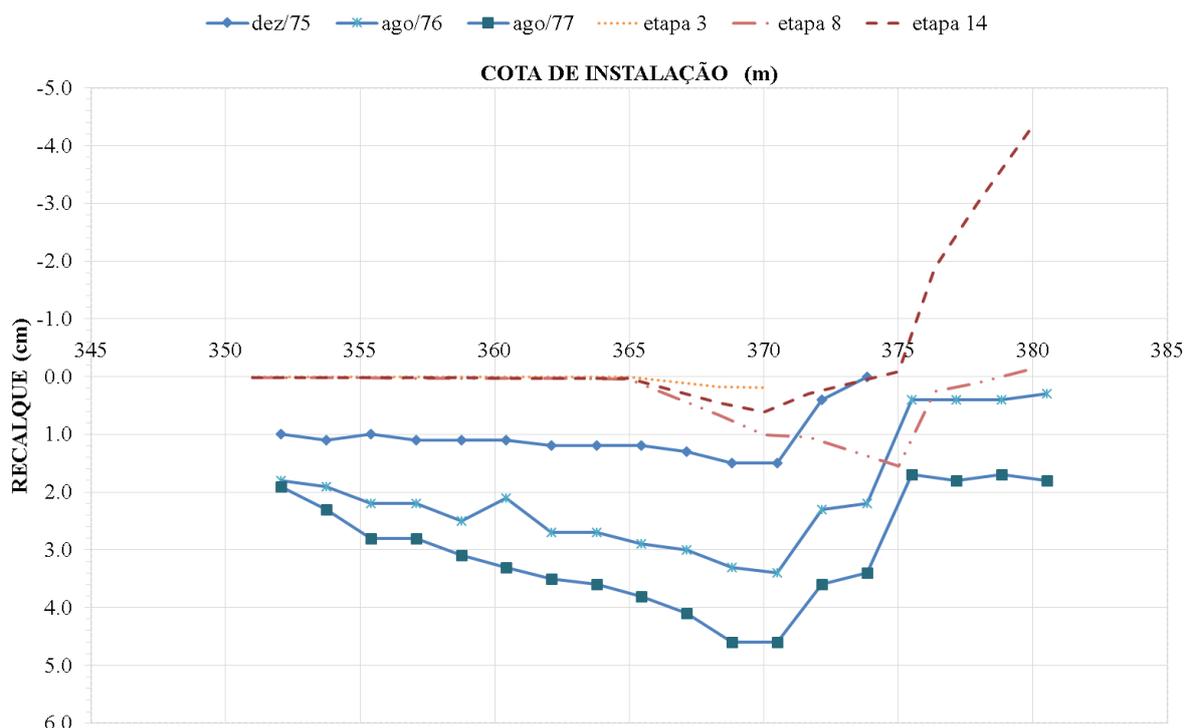
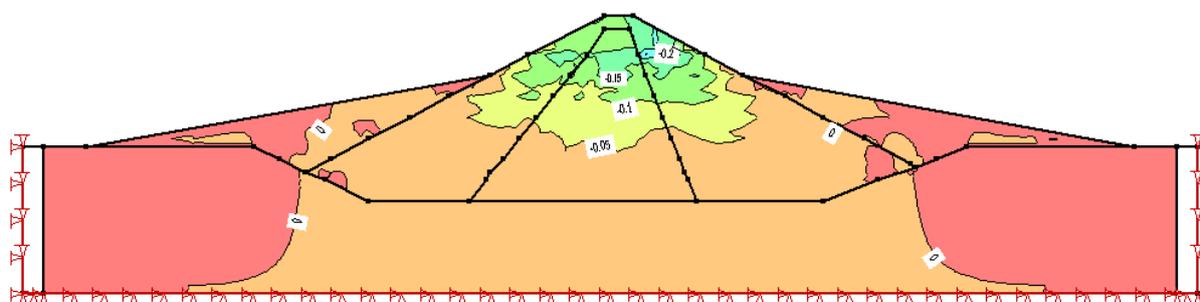


Figura 4.6: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR200

Conforme pode ser visualizado nas Figuras 4.5 e 4.6 os resultados do modelo teórico não estão satisfatórios em nenhum instrumento. Já com relação à fundação, na data de conclusão da barragem (agosto/1977), essa havia recalcado em torno de 8cm para o instrumento SSMEIR100 (Figura 4.5) e 3,8 cm para o instrumento SSMEIR200 (Figura 4.6), enquanto que, no modelo teórico, essa deformação foi praticamente nula, mostrando, dessa maneira, que o módulo de elasticidade para o solo de fundação adotado, conforme sugerido por IESA (1980), está superdimensionado.

Com relação à margem direita, na Figura 4.7 são apresentadas as isolinhas dos deslocamentos verticais da referida margem, correspondente à última etapa de construção da barragem, e, na Figura 4.8 são apresentadas as tensões verticais totais dessa mesma etapa de construção.



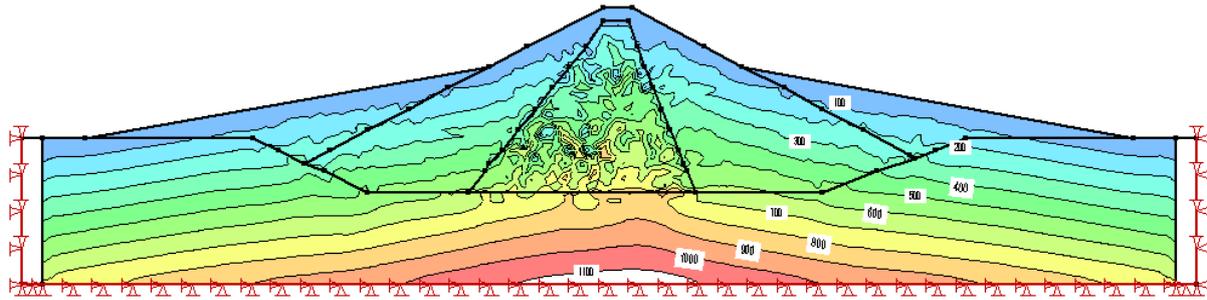


Figura 4.8: Tensões verticais – margem direita (valores em kPa)

Na Figura 4.9 é mostrada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMDIR200, instalado, aproximadamente, no eixo da barragem. Já a Figura 4.10 é demonstrada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMDIR300, instalado a jusante da barragem, conforme Figura 3.11.

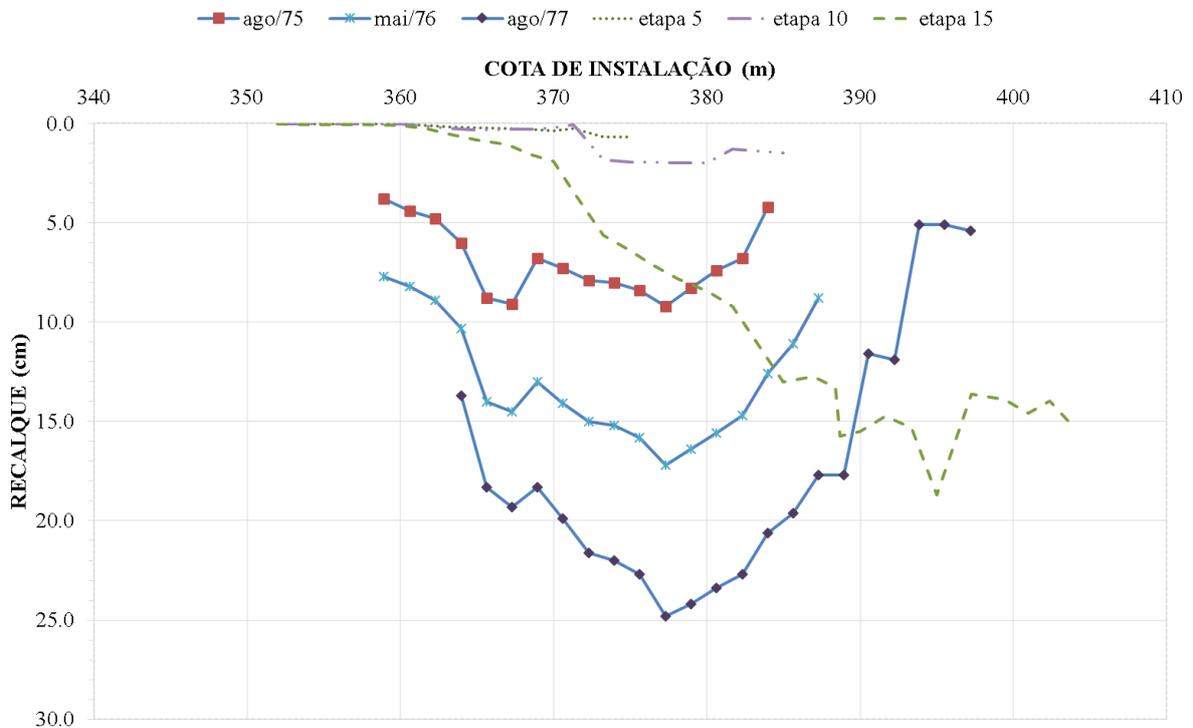


Figura 4.9: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200

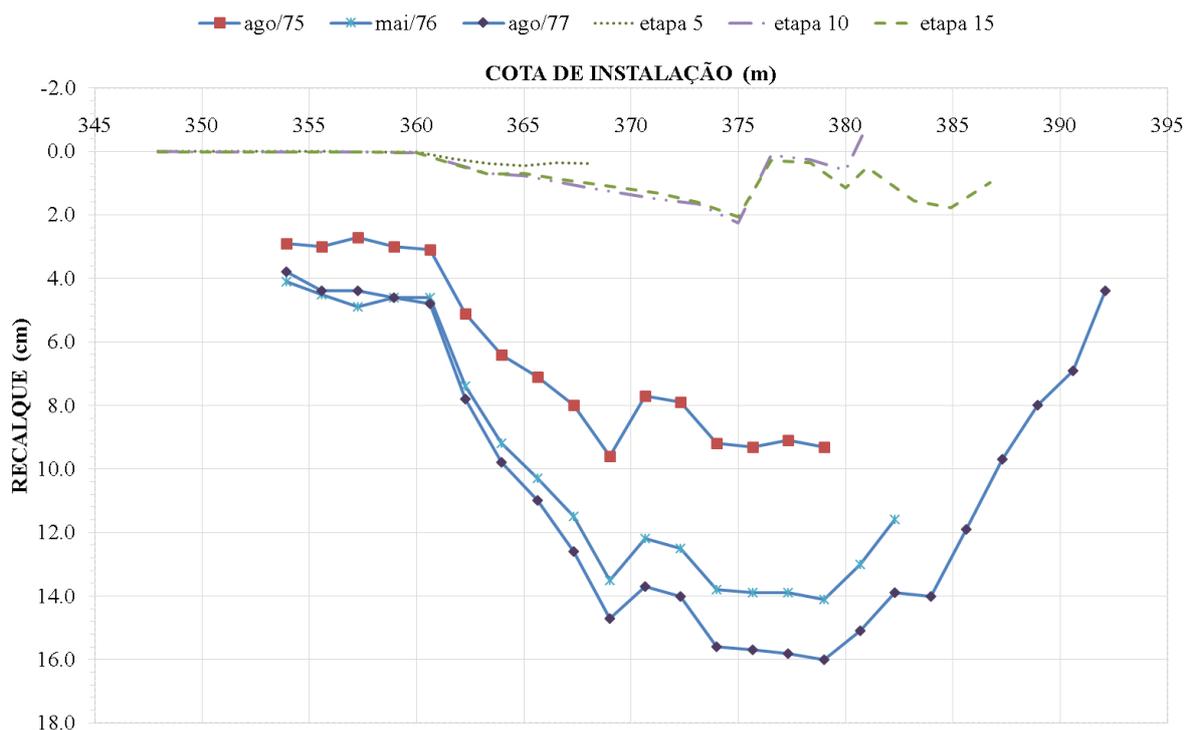


Figura 4.10: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR300

Conforme pode ser visualizado nas Figuras 4.9 e 4.10 os resultados do modelo teórico não estão satisfatórios em nenhum instrumento. Já com relação à fundação, na data de conclusão da barragem (agosto/1977), essa havia recalcado em torno de 18cm para o instrumento SSMDIR200 (Figura 4.9) e 10 cm para o instrumento SSMDIR300 (Figura 4.6), enquanto que, no modelo teórico, essa deformação foi praticamente nula, mostrando, dessa maneira, que o módulo de elasticidade adotado está superdimensionado.

4.2 Resultados para o conjunto 2 de parâmetros - modelo constitutivo hiperbólico

Visando obter resultados mais coerentes com os dados da instrumentação, foram modificados os parâmetros de resistência do solo de fundação e do randon compactado, conforme pode ser observado na Tabela 4.2. Sendo, que conforme descrito no item 3.1.2, a barragem da margem esquerda encontra-se assentada sobre os derrames de basalto 6 e 5, enquanto que a barragem da margem direita, assenta-se em solo residual, fazendo com que os parâmetros do solo de fundação da barragem da margem esquerda seja diferente do solo da margem direita. Os parâmetros utilizados para o solo do tipo randon compactado foram obtidos através da Tabela 2.3, sugeridos por Duncan *et al.* (1980). Ressalta-se que para a areia argilosa e para o cascalho de terraço foram mantidos os mesmos parâmetros utilizados nas análises do item 4.1.

Tabela 4.2: Parâmetros para o solo de fundação e randon compactado

Solo	K	n	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	R_f	ν	E (kPa)
Solo Fundação Margem Direita	-	-	-	-	20	-	0,45	35.000
Solo Fundação Margem Esquerda	-	-	-	-	22	-	0,49	50.000
Randon Compactado Margem Direita	150	0,25	0	30	19	0,70	0,49	19
Randon Compactado Margem Esquerda	200	0,60	0	33	19	0,70	0,49	18

Por se tratarem de ensaios triaxiais do tipo CU, em que não há variação de volume, o coeficiente de Poisson torna-se igual ao valor de 0,49, sendo que o peso específico de ambos os materiais foi considerado de 20 kN/m³, conforme sugerido por IESA (1980).

Assim, na Figura 4.11 são apresentadas as isolinhas dos deslocamentos verticais da margem esquerda, correspondentes à última etapa de construção da barragem, e, na Figura 4.12 são apresentadas as tensões verticais totais dessa mesma etapa de construção.

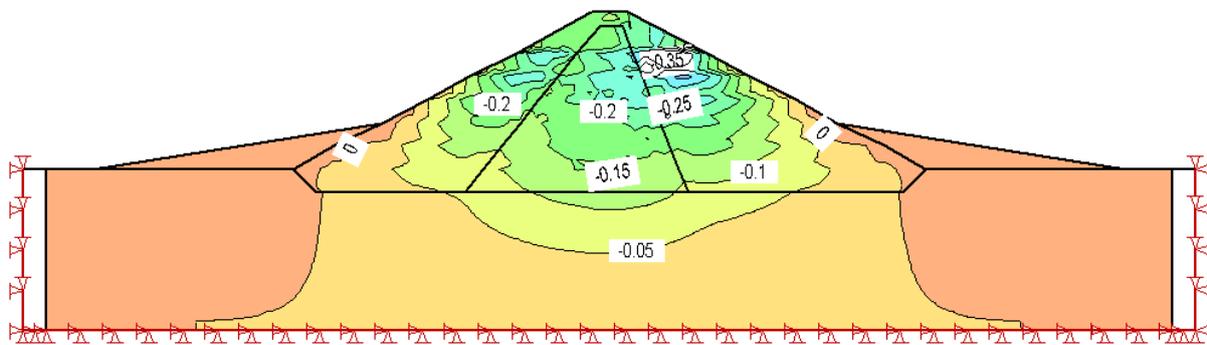


Figura 4.11: Deslocamentos verticais 2 – margem esquerda (valores em m)

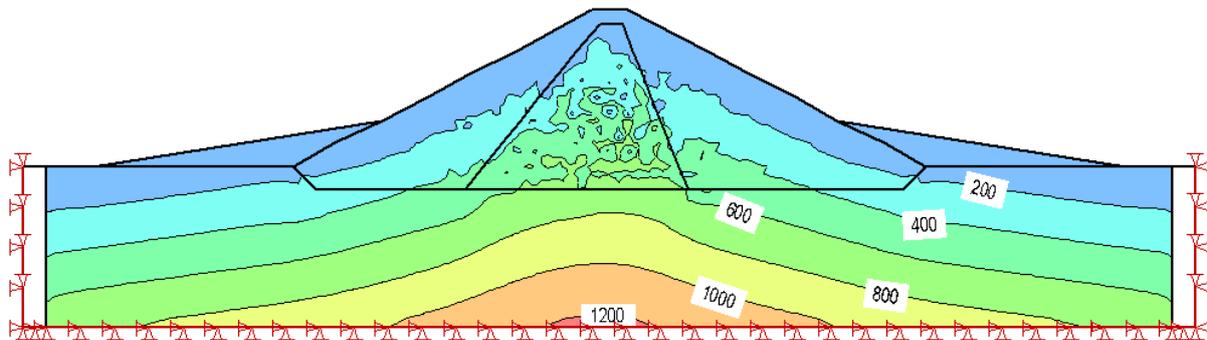


Figura 4.12: Tensões verticais 2 – margem esquerda (valores em kPa)

Na Figura 4.13 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMEIR100, e, na Figura 4.14 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMEIR200, sendo que, os citados instrumentos estão locados conforme Figura 3.12.

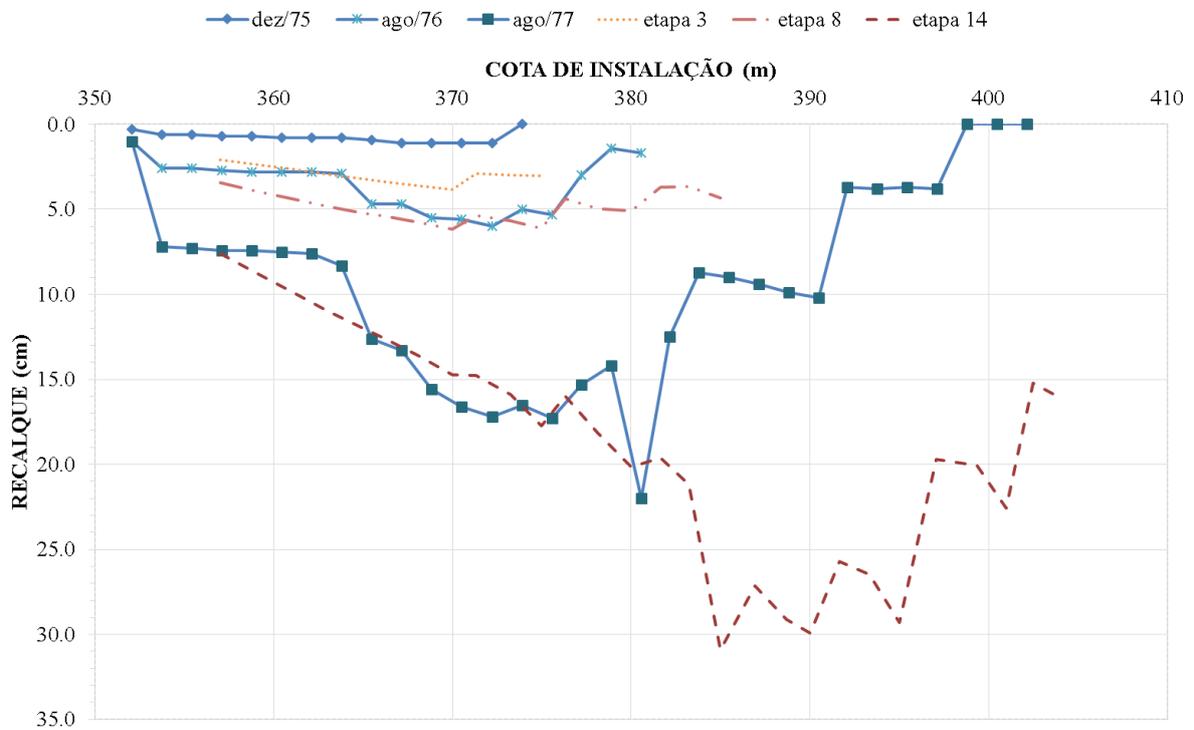


Figura 4.13: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100

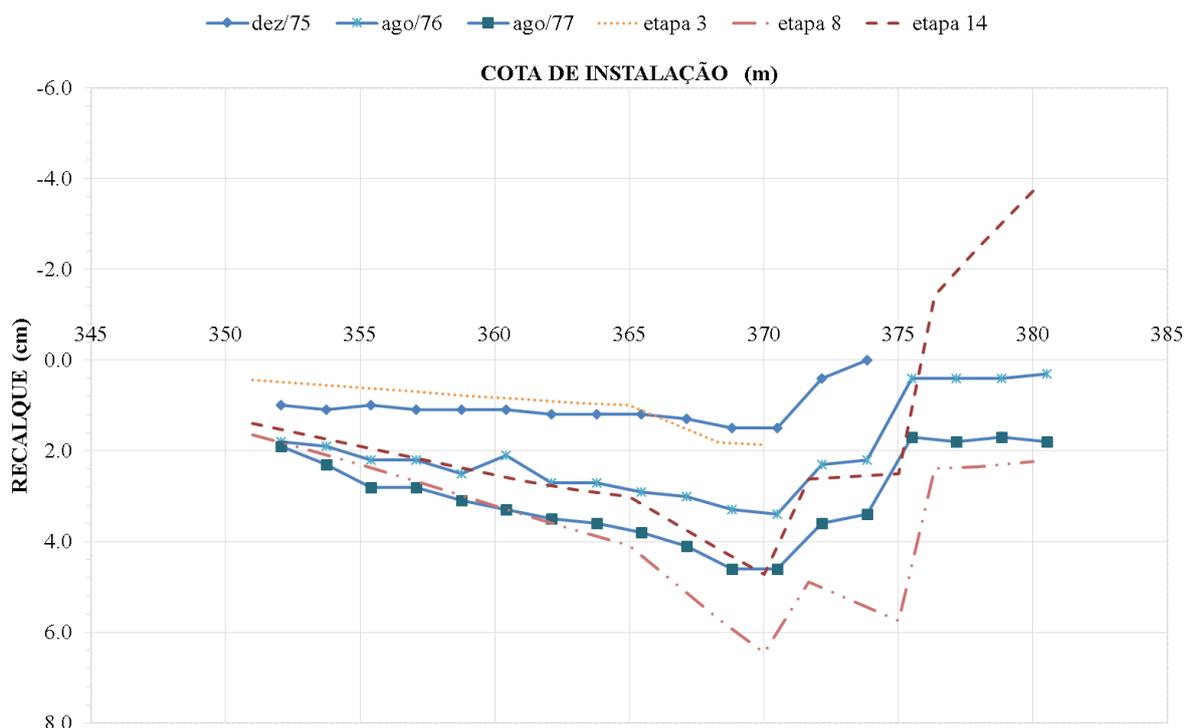


Figura 4.14: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR200

Conforme pode ser observado nas Figuras 4.13 e 4.14 os resultados do modelo teórico estão mais coerentes com os dados da instrumentação, sendo que, com relação ao instrumento SSMEIR100, o modelo teórico foi capaz de reproduzir os dados da instrumentação de maneira bastante satisfatória da EL. 350,000 à EL. 380,00, e, na etapa 14, o modelo teve como recalque, na EL.380,00, um valor de 20cm, contra um valor de 22cm para a instrumentação em agosto/1977. Outra observação é que o comportamento recalques demonstrando pelas etapas 8 e 3 foram coerentes com os dados da instrumentação.

Já com relação ao instrumento SSMEIR200, o modelo teórico foi capaz de reproduzir os dados da instrumentação de maneira bastante satisfatória da EL. 350,000 à EL. 375,00, sendo que, na etapa 14, o modelo teve como recalque, na EL.375,00, um valor de 2,5cm, contra um valor de 1,4cm para a instrumentação em agosto/1977, entretanto, o comportamento da curva de recalques da etapa 8, não foi coerente com os dados da instrumentação.

Devido a uma maior coerência entre os resultados do modelo e os dados da instrumentação, para esse conjunto de parâmetros, quando comparado com os resultados do item 4.1, será feita a comparação desses novos resultados para com os demais instrumentos presentes nessa seção de estudo da barragem. Assim, nas Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 é feita a comparação dos recalques verticais do modelo com os dados das placas de recalque do tipo IPT, localadas no

eixo da barragem, e, na Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 é mostrada a comparação para com as placas locadas a jusante da barragem (para locação das placas de recalque do tipo IPT ver Figura 3.12).

Os resultados obtidos na última etapa do modelo estão coerentes para com os instrumentos MEIP101, MEIP102, MEIP104 e MEIP106, e, para com os demais instrumentos, esses não estão coerentes. Para as demais etapas do modelo os resultados não estão coerentes, o que pode ser justificado pela diferença entre as etapas implementadas no modelo e as etapas reais de construção da barragem.

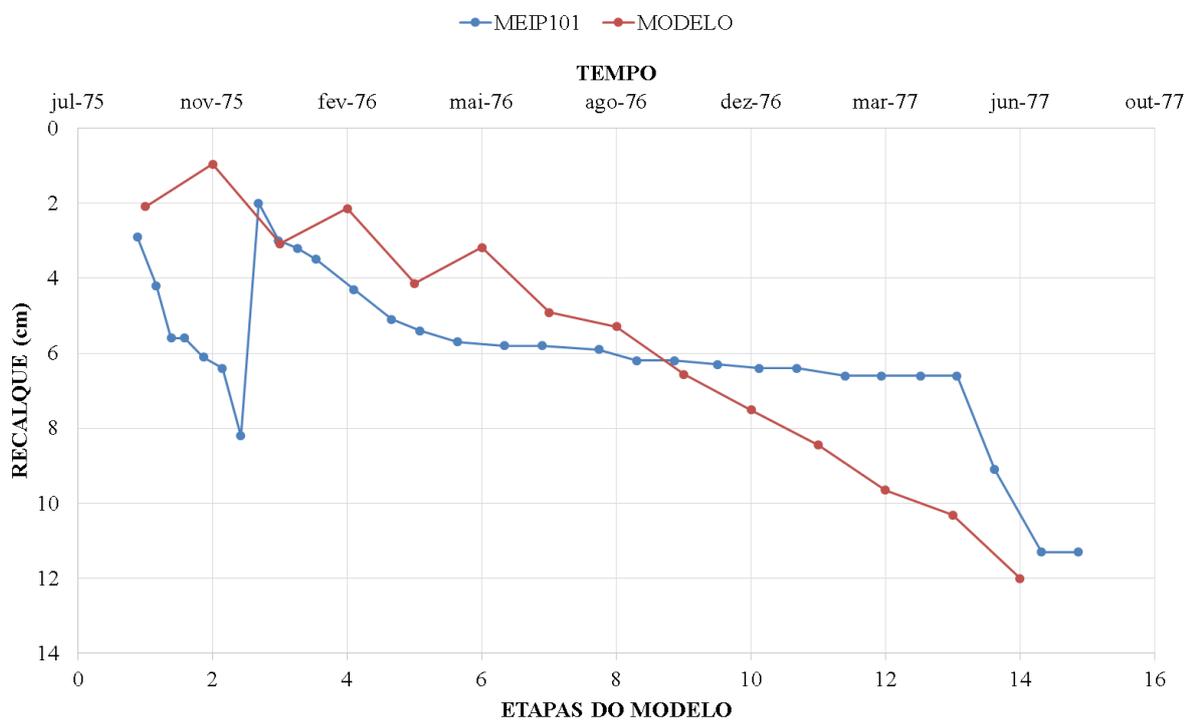


Figura 4.15: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP101

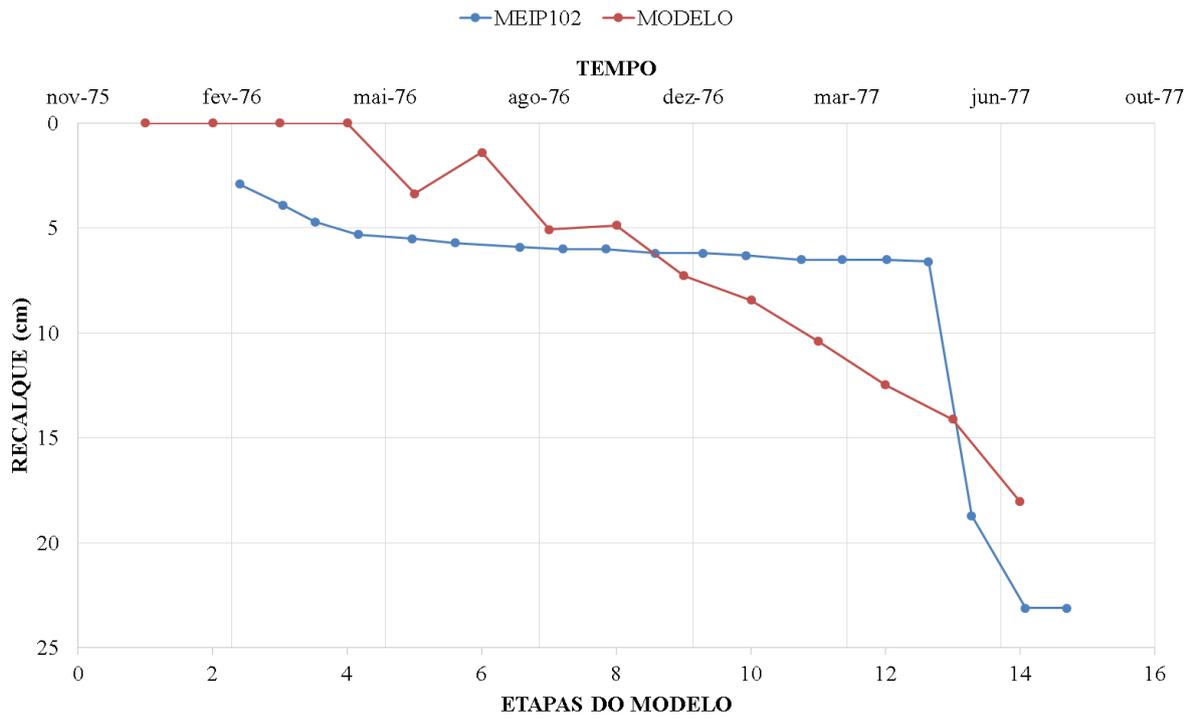


Figura 4.16: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP102

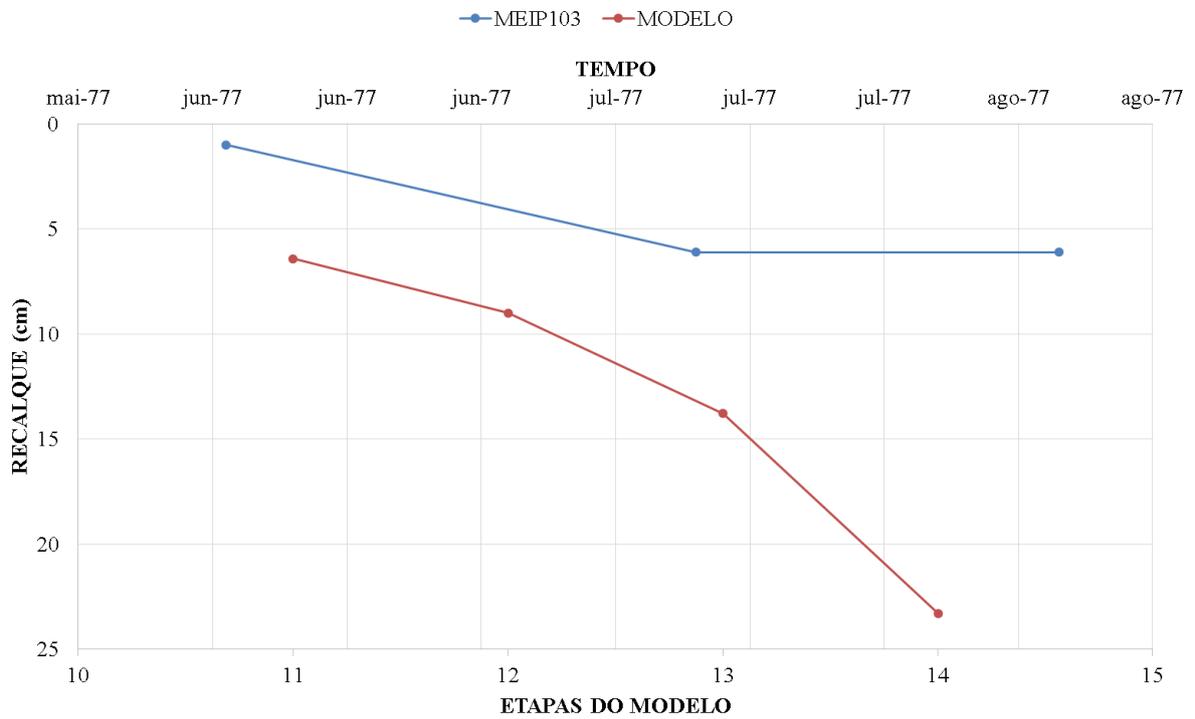


Figura 4.17: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP103

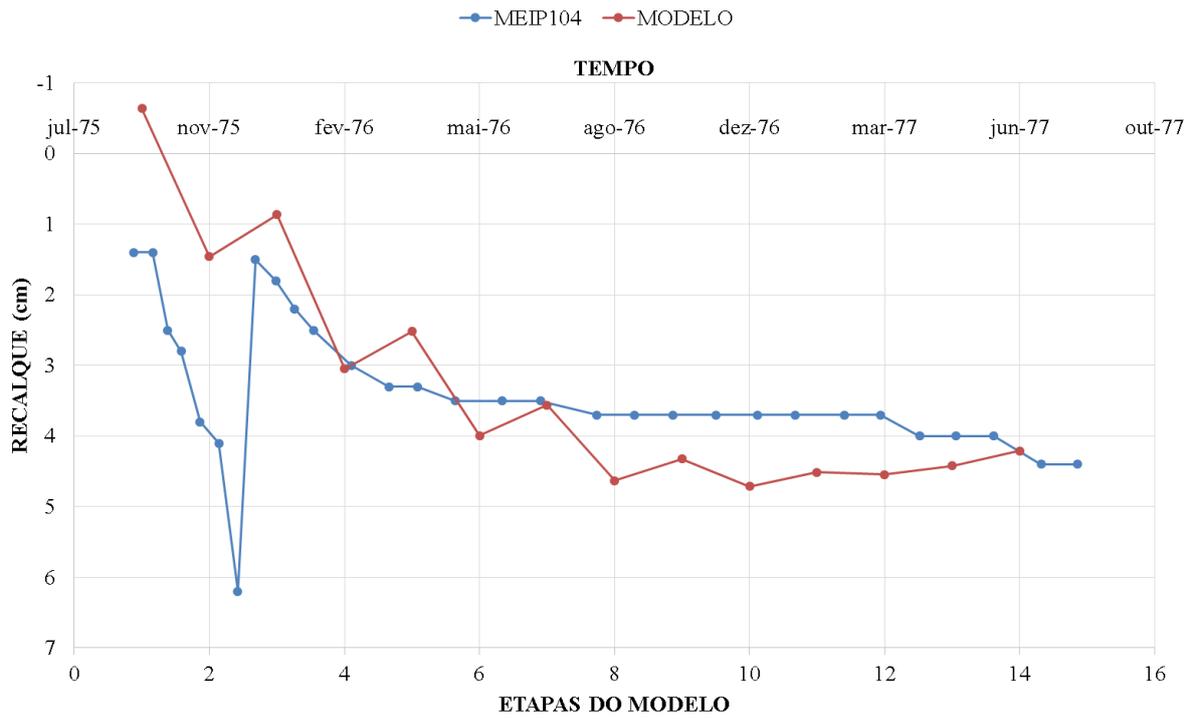


Figura 4.18: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP104

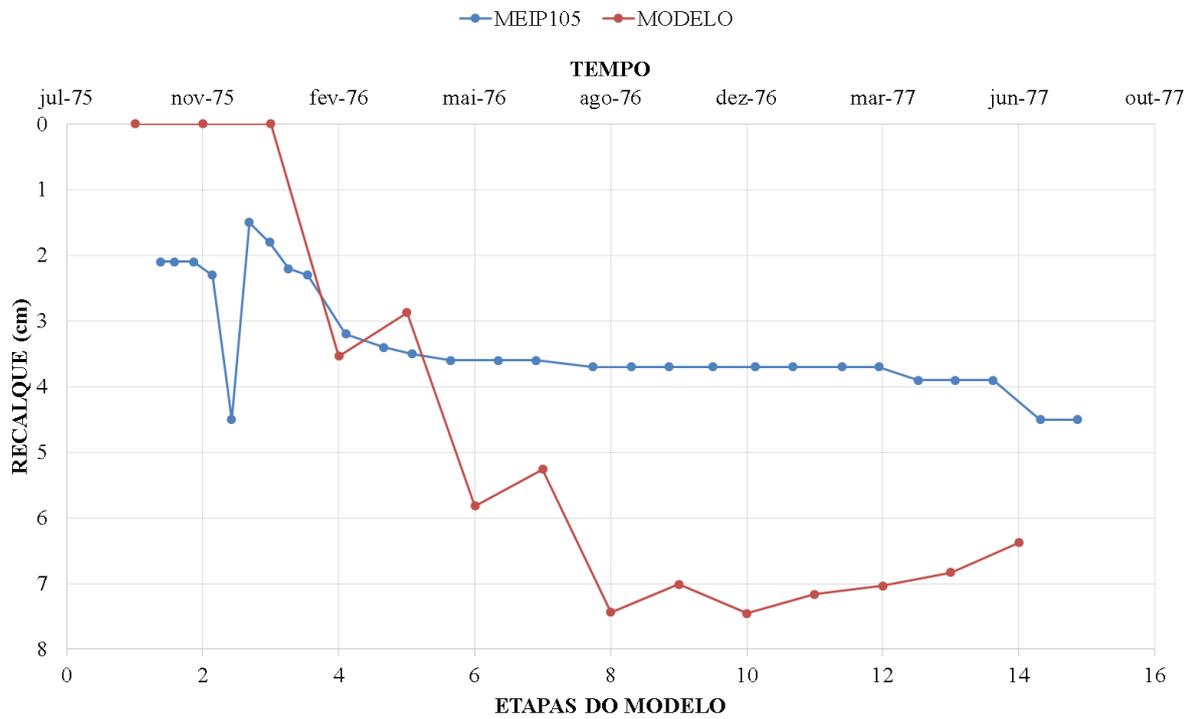


Figura 4.19: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP105

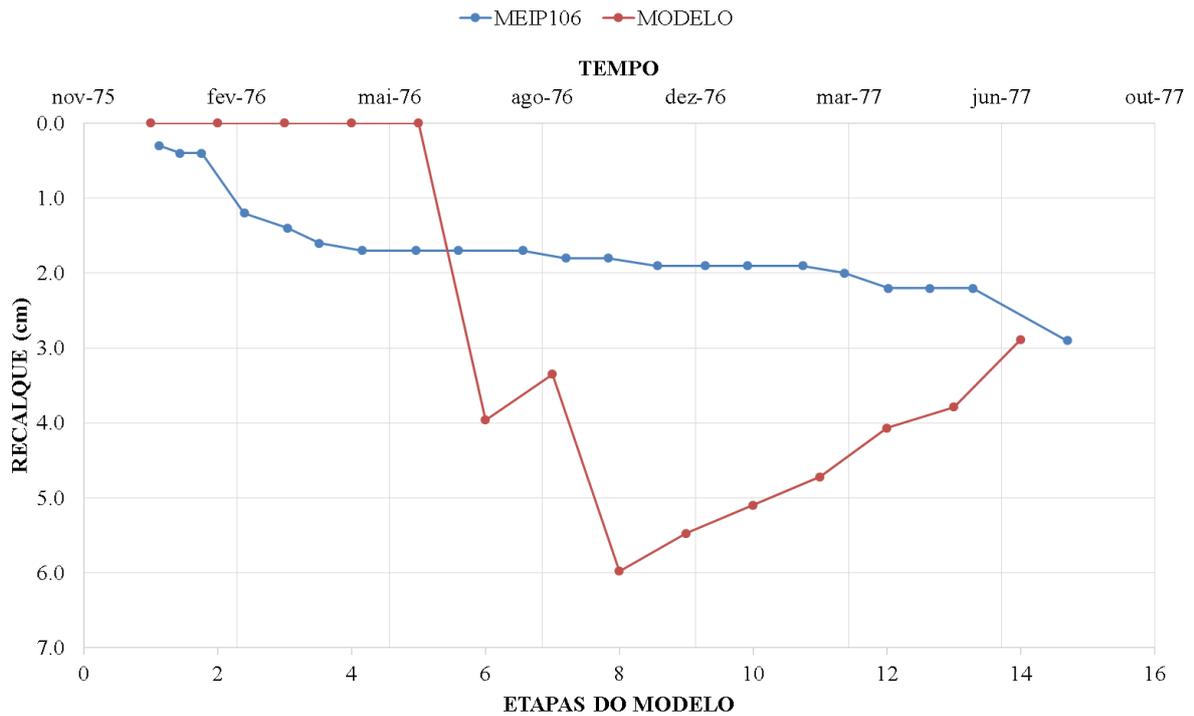


Figura 4.20: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP106

Com relação à margem direita, na Figura 4.21 são apresentadas isolinhas dos deslocamentos verticais da margem direita, correspondentes à última etapa de construção da barragem, e, na Figura 4.22 são mostradas as tensões verticais totais dessa mesma etapa de construção.

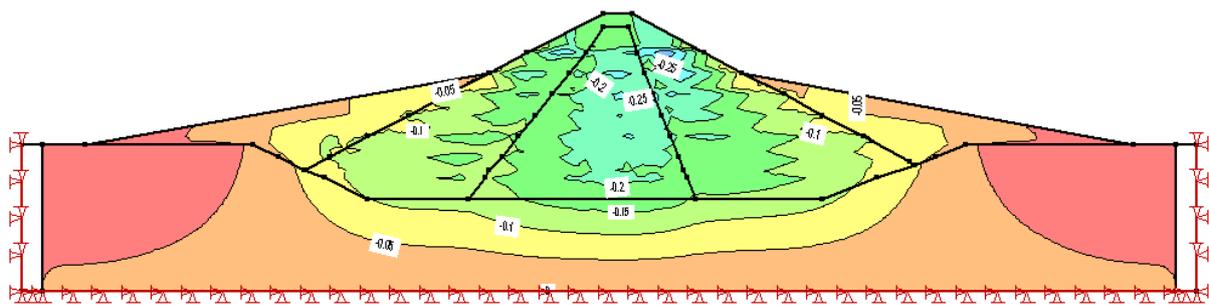


Figura 4.21: Deslocamentos verticais 2 – margem direita (valores em m)

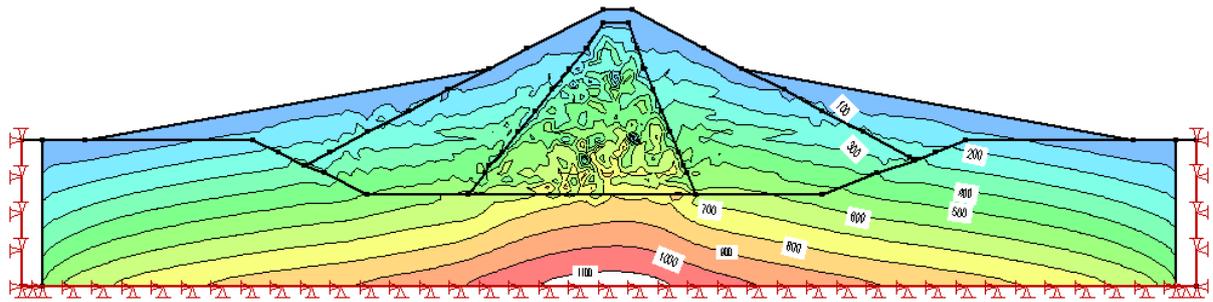


Figura 4.22: Tensões verticais 2 – margem direita (valores em kPa)

Na Figura 4.23 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMDIR200, e, na Figura 4.24 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMDIR300, sendo que os citados instrumentos estão locados conforme Figura 3.11.

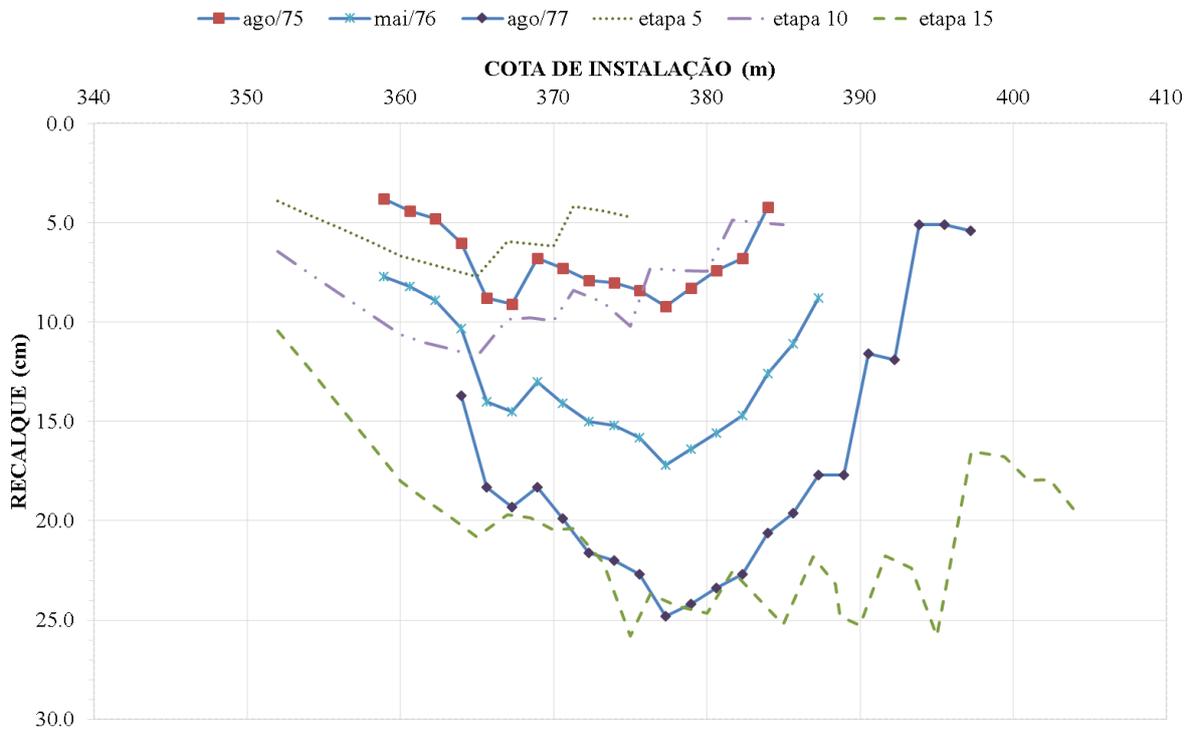


Figura 4.23: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200

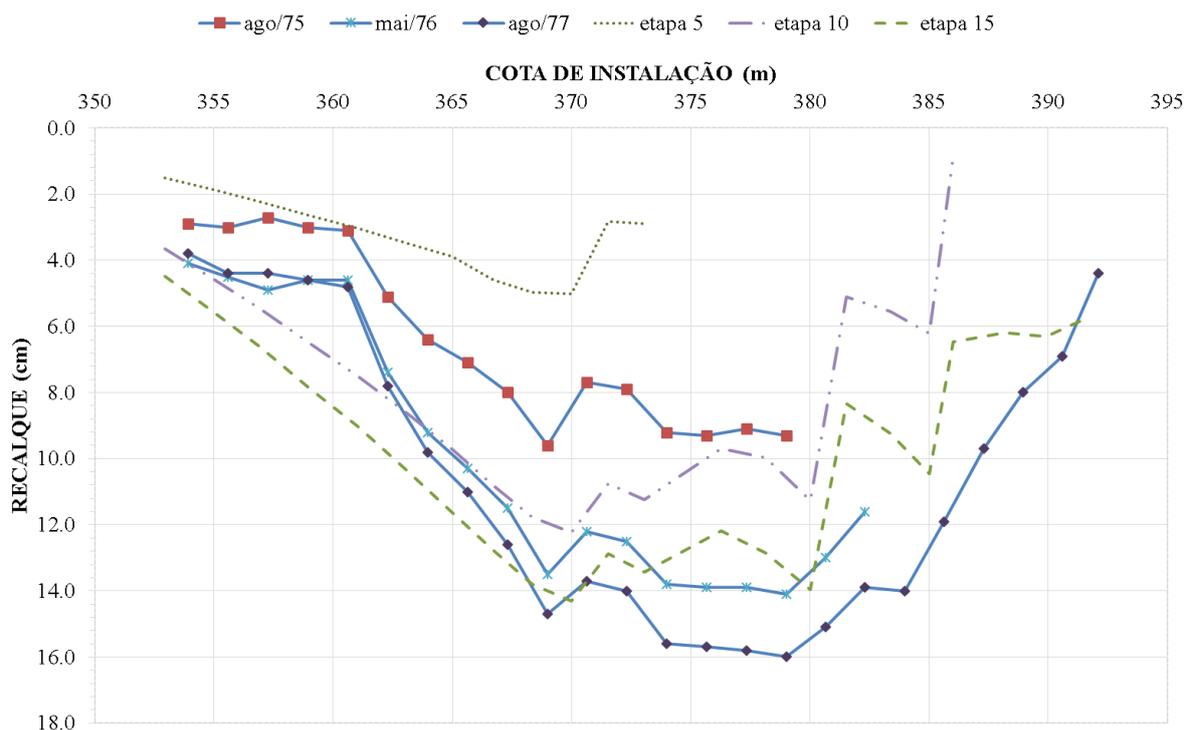


Figura 4.24: Comparação 2 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR300

Conforme pode ser observado na Figuras 4.23 e 4.24 os resultados do modelo teórico se mostram mais coerentes com os dados da instrumentação, exceto para o topo da barragem para o instrumento SSMDIR200, e para o interior da barragem para o instrumento SSMDIR300.

Com relação ao instrumento SSMDIR200, o modelo teórico foi capaz de reproduzir os dados da instrumentação de maneira bastante satisfatória entre as elevações EL. 365,00 a EL. 383,00, mostrando que de fato o solo de fundação dessa seção da barragem possui um módulo de elasticidade menor que o da margem direita e que os parâmetros de calibração para utilizados estão adequados para essa seção.

Devido a maior discrepância entre os resultados obtidos para a margem direita com os dados da instrumentação, não será feita a comparação dos resultados obtidos como as placas de recalque do tipo IPT.

4.3 Resultados para o conjunto 3 de parâmetros - modelo constitutivo hiperbólico

Visando obter resultados mais coerentes com os dados da instrumentação dos solos utilizados no maciço da barragem, com relação à areia argilosa e ao cascalho de terraço, optou-se por

utilizar os parâmetros sugeridos por Duncan *et al.* (1980), conforme Tabela 2.3. Os parâmetros utilizados nessas análises estão sintetizados na Tabela 4.3, sendo que esses foram escolhidos por meio de retroanálises, tendo como objetivo aproximar o máximo possível os resultados do modelo como os dados da instrumentação.

Tabela 4.3: Conjunto 3 de parâmetros do modelo hiperbólico

Solo	K	n	R_f	ν	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Areia Argilosa Margem direita	200	0,60	0,70	0,49	150	33	20
Cascalho de Terraço Margem direita	300	0,40	0,70	0,49	0	36	20
Areia Argilosa Margem esquerda	200	0,60	0,70	0,49	150	33	20
Cascalho de Terraço Margem esquerda	450	0,40	0,70	0,49	0	39	20

Com relação ao solo de fundação e o solo do tipo randon compactado, foram mantidos os mesmos parâmetros utilizados nas análises do item 4.2 uma vez que, os deslocamentos obtidos para a fundação foram coerentes com os dados fornecidos pela a instrumentação.

Assim, na Figura 4.25 são mostradas as isolinhas dos deslocamentos verticais da margem esquerda, correspondente à última etapa de construção da barragem, e, na Figura 4.26 são mostradas as tensões verticais dessa mesma etapa de construção.

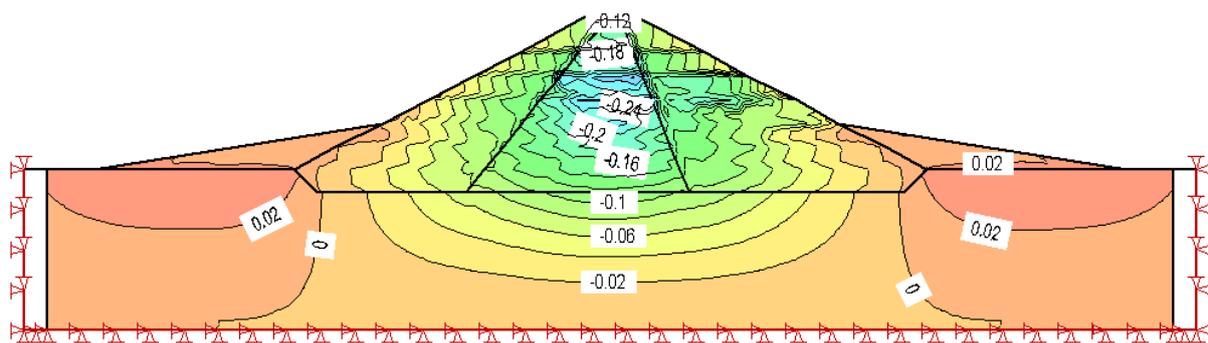


Figura 4.25: Deslocamentos verticais 3 – margem esquerda (valores em m)

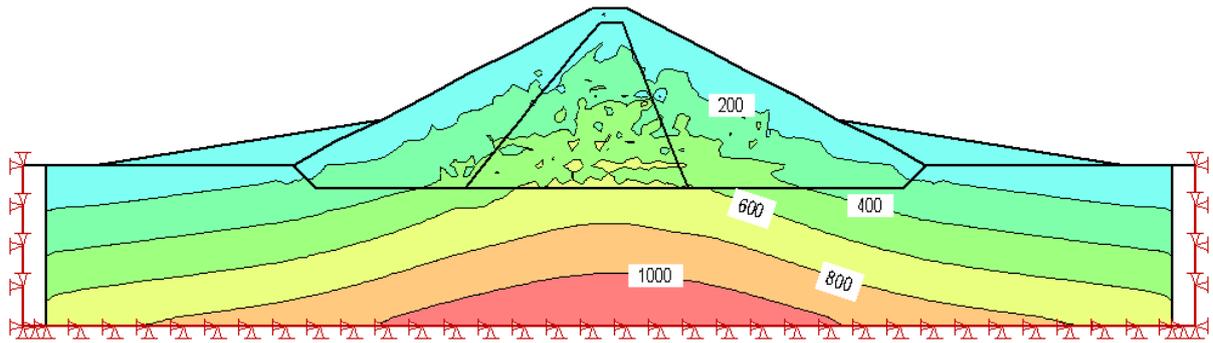


Figura 4.26: Tensões verticais 3 – margem esquerda (valores em kPa)

Na Figura 4.27 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMEIR100, e, na Figura 4.28 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMEIR200, sendo que os citados instrumentos estão locados conforme Figura 3.12.

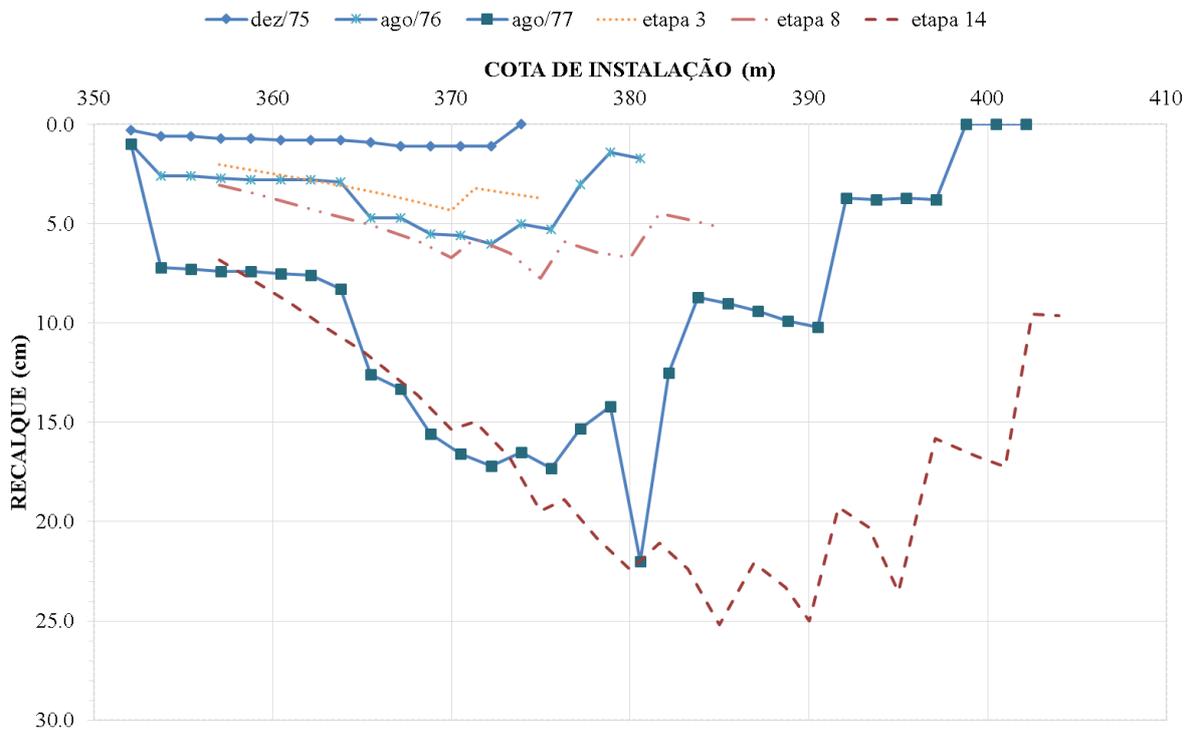


Figura 4.27: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100

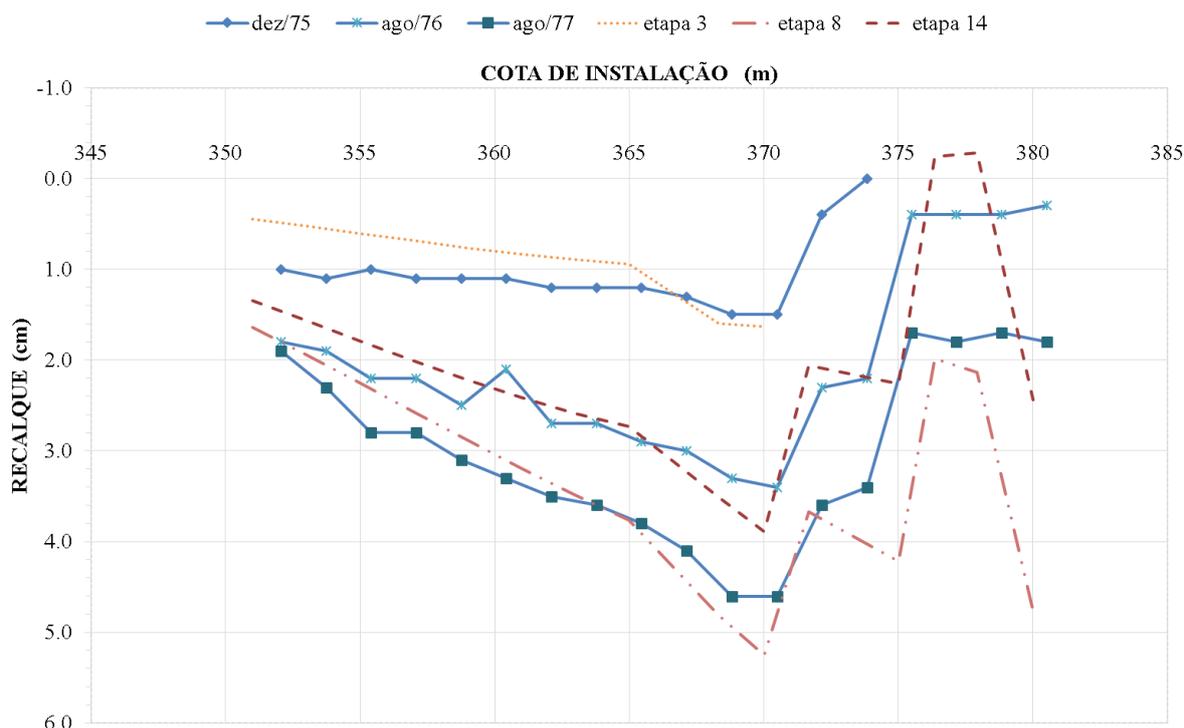


Figura 4.28: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR200

Conforme pode ser observado nas Figuras 4.27 e 4.28 os resultados do modelo teórico estão mais coerentes com os dados da instrumentação, sendo que, com relação ao instrumento SSMEIR100, o modelo teórico foi capaz de reproduzir os dados da instrumentação de maneira bastante satisfatória da EL. 350,000 à EL. 380,00. Já na etapa 14 o modelo teve como recalque, na EL.380,00, um valor de 21cm igual ao obtido pela a instrumentação em agosto/1977.

Entretanto, os recalques no topo do maciço da barragem, apresentados pelo modelo teórico (Figura 4.27), continuaram superiores aos valores do instrumento SSMEIR100. As três justificativas possíveis para esse fato são: o solo nessa região encontra-se mais rígido que o esperado; uma possível intervenção no processo construtivo, com o objetivo de fazer uma compensação dos recalques; e, por fim, que os deslocamentos mensurados pela instrumentação são correspondentes, na realidade, somente após o período de instalação desse, o que faz com que os recalques anteriores sejam desprezados.

Com relação ao instrumento SSMEIR200, o modelo teórico foi capaz de reproduzir os dados da instrumentação de maneira bastante satisfatória em toda a seção da barragem, até a etapa 8, pois, conforme pode ser observado na Figura 4.28, os recalques fornecidos pelo modelo, para as EL. 360,00 e 370,00, foram respectivamente de 5,3cm e 3,19cm, valores esses

praticamente iguais aos dados da instrumentação. Entretanto, a partir da etapa 9, o modelo apresentou resultados incoerentes, quando comparado com os dados da instrumentação, sendo que os recalques da etapa 14 foram menores que os da etapa 8, caracterizando um processo de soerguimento a partir da etapa 9. Esse fato pode ser explicado pela dificuldade de obter parâmetros característicos do solo do tipo 13C (random compactado), uma vez que esse solo possui uma grande heterogeneidade.

Assim como no item 4.2, será feita a comparação dos resultados encontrados com os demais instrumentos presentes nessa seção de estudo da barragem. Assim, nas Figuras 4.29, 4.30 e 4.31 é feita a comparação dos recalques verticais do modelo com os dados das placas de recalque do tipo IPT, localizadas no eixo da barragem, e, na Figuras 4.32, 4.33 e 4.34 é mostrada a comparação para com as placas localizadas a jusante da barragem (para localização das placas de recalque do tipo IPT ver Figura 3.12).

Os resultados obtidos na última etapa do modelo estão coerentes para com os instrumentos MEIP101, MEIP102, MEIP104 e MEIP105 e, para com os demais instrumentos, esses não estão coerentes. Para as demais etapas do modelo os resultados não estão coerentes, o que pode ser justificado pela diferença entre as etapas implementadas no modelo e as etapas reais de construção da barragem.

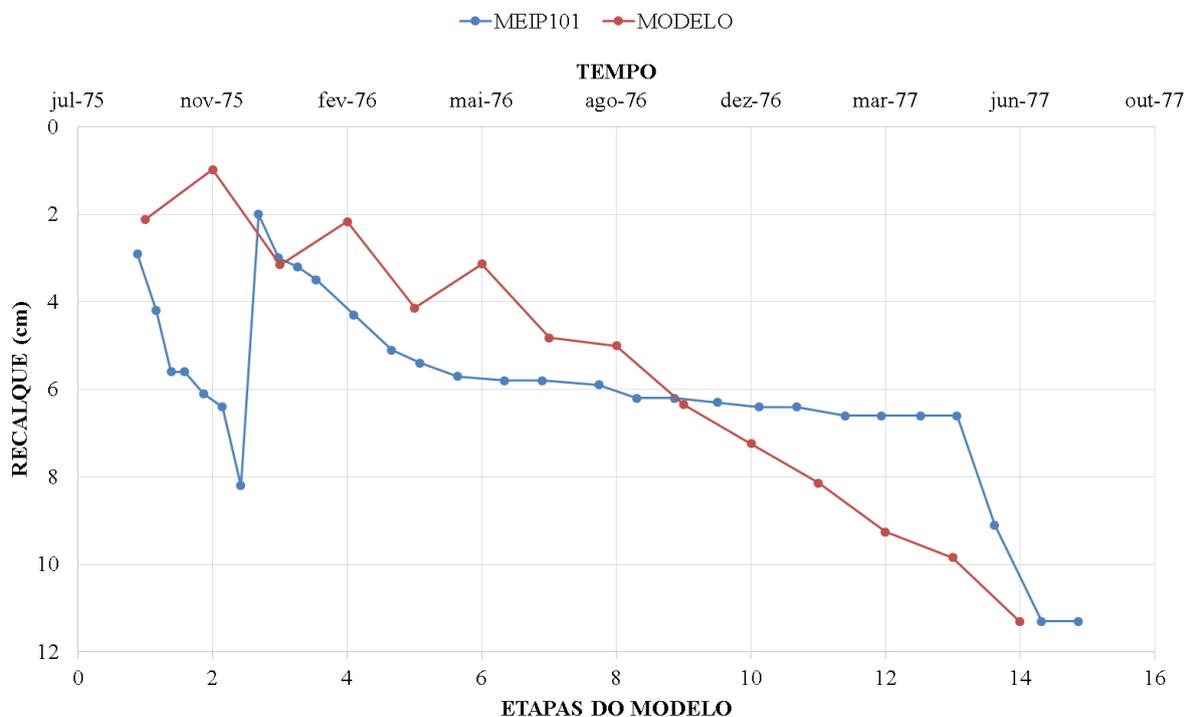


Figura 4.29: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP101

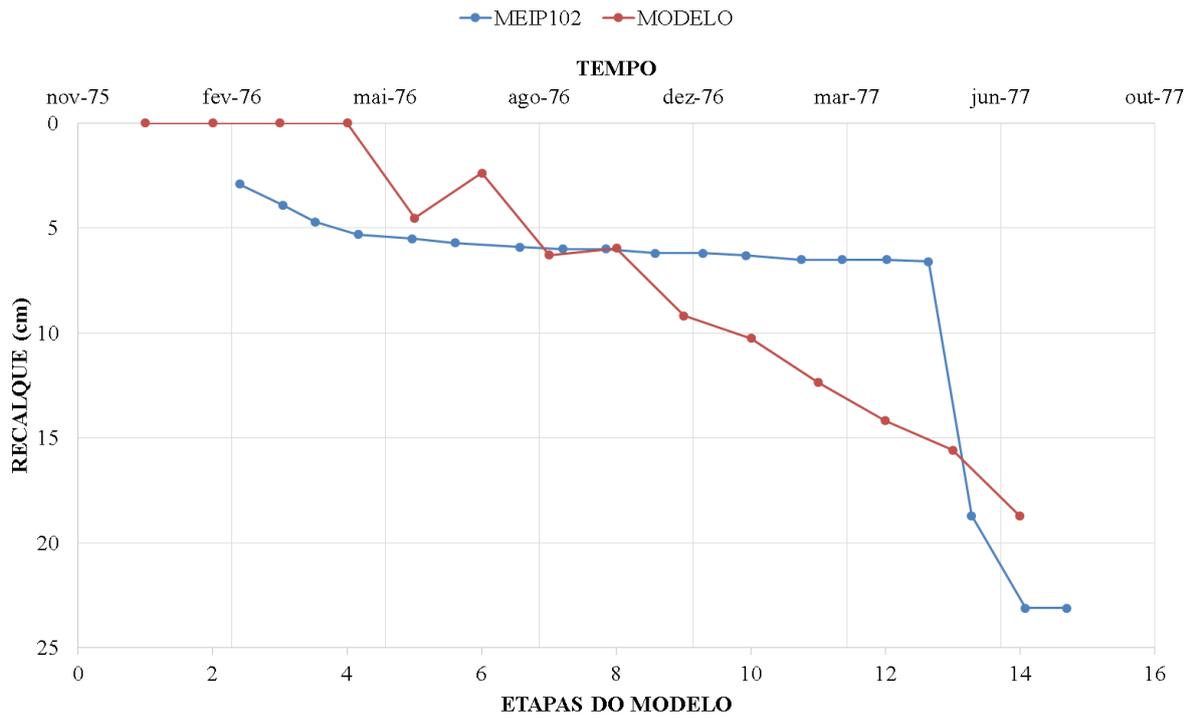


Figura 4.30: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP102

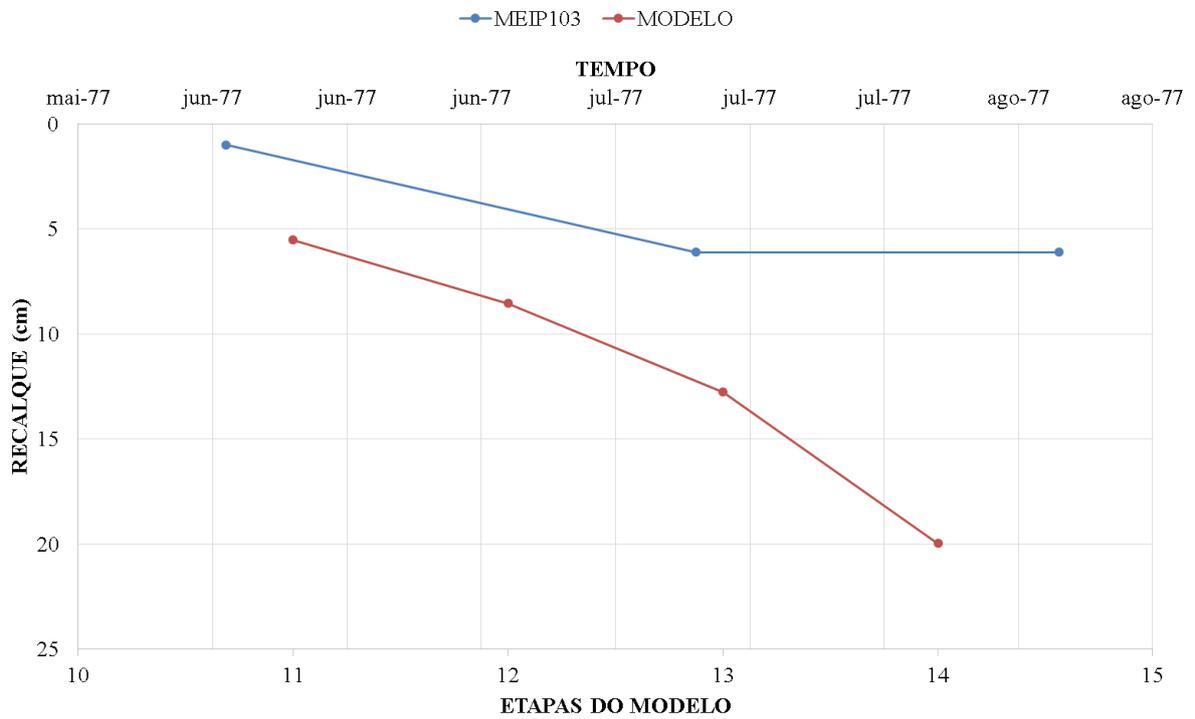


Figura 4.31: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP103

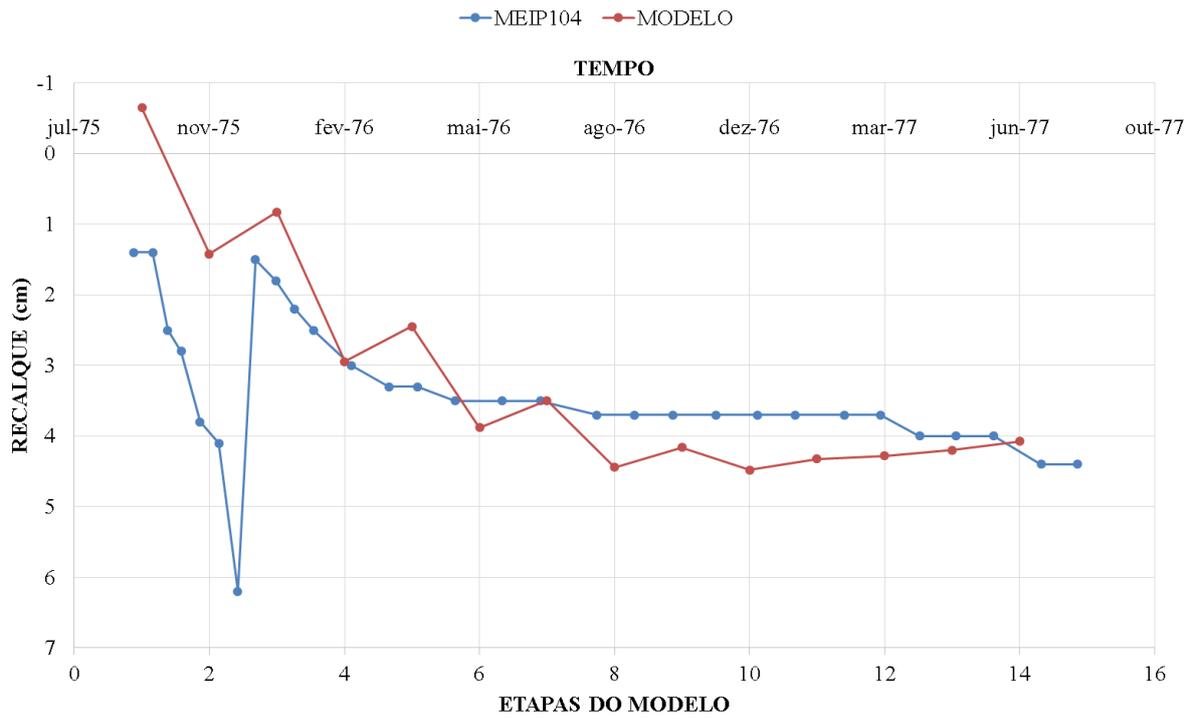


Figura 4.32: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP104

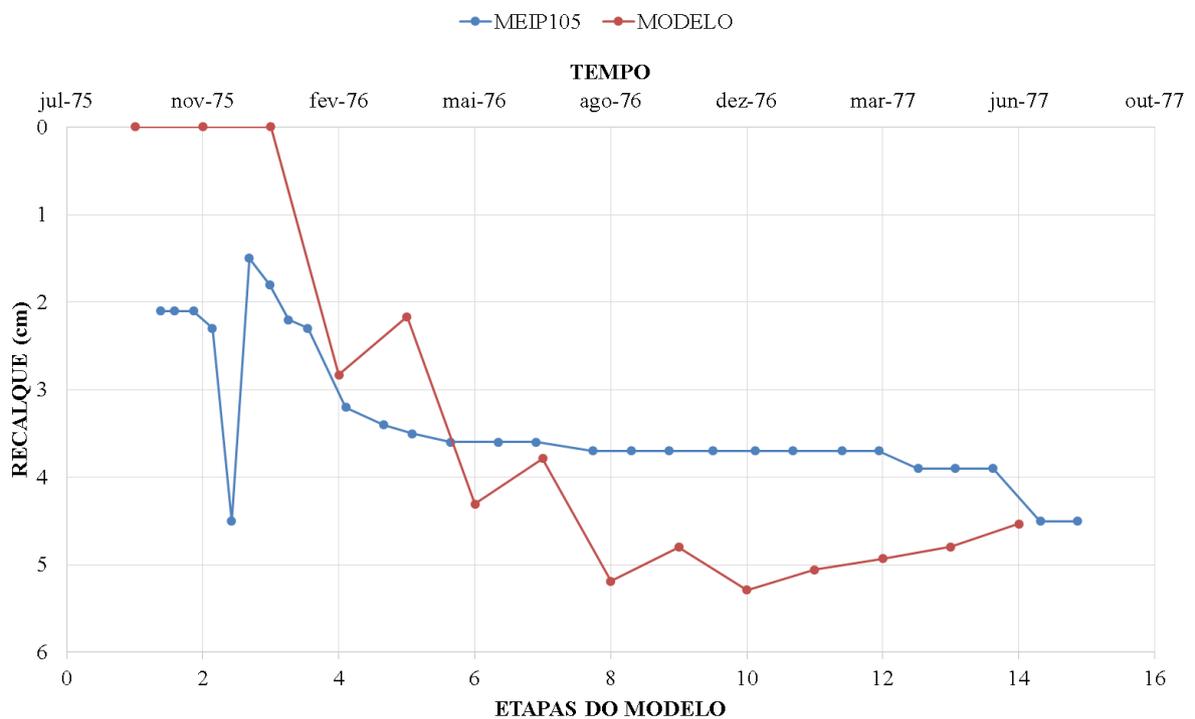


Figura 4.33: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP105

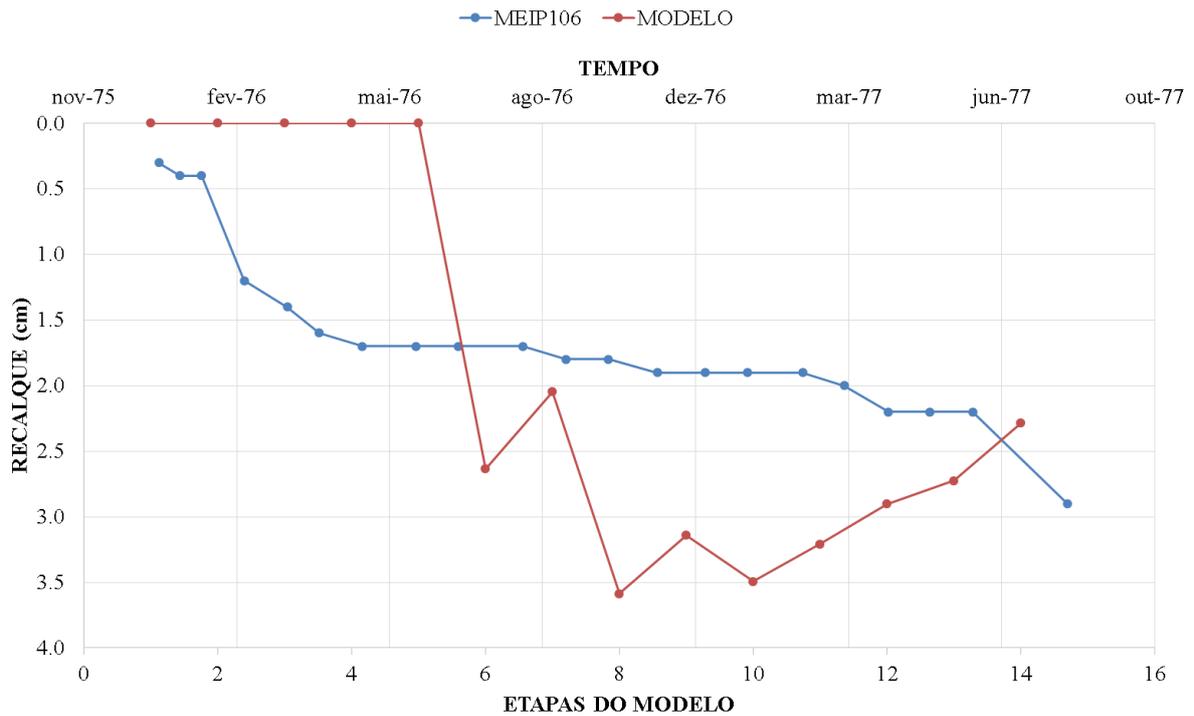


Figura 4.34: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MEIP106

Nas Figuras 4.35 e 4.36 é apresentada a comparação entre os deslocamentos horizontais do modelo teórico e os dados dos inclinômetros, cuja locação pode ser vista na Figura 3.12. Os deslocamentos horizontais obtidos no modelo não estão condizentes com os dados medidos pela instrumentação para nenhum dos inclinômetros, fato esse que pode ser justificado pela maneira utilizada para a interpretação dos dados em campo, em que considera-se indeslocável o ponto da base do tubo do inclinômetro com o solo de fundação da barragem, fato esse que pode não retratar a realidade.

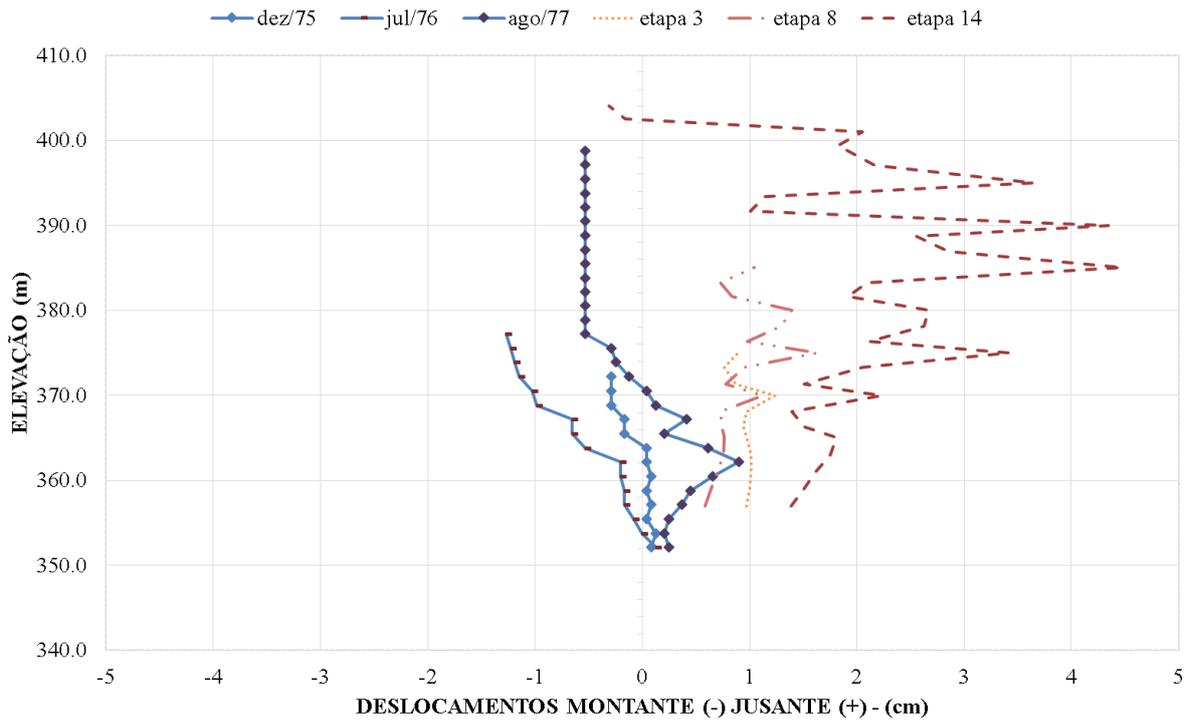


Figura 4.35: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MEID100

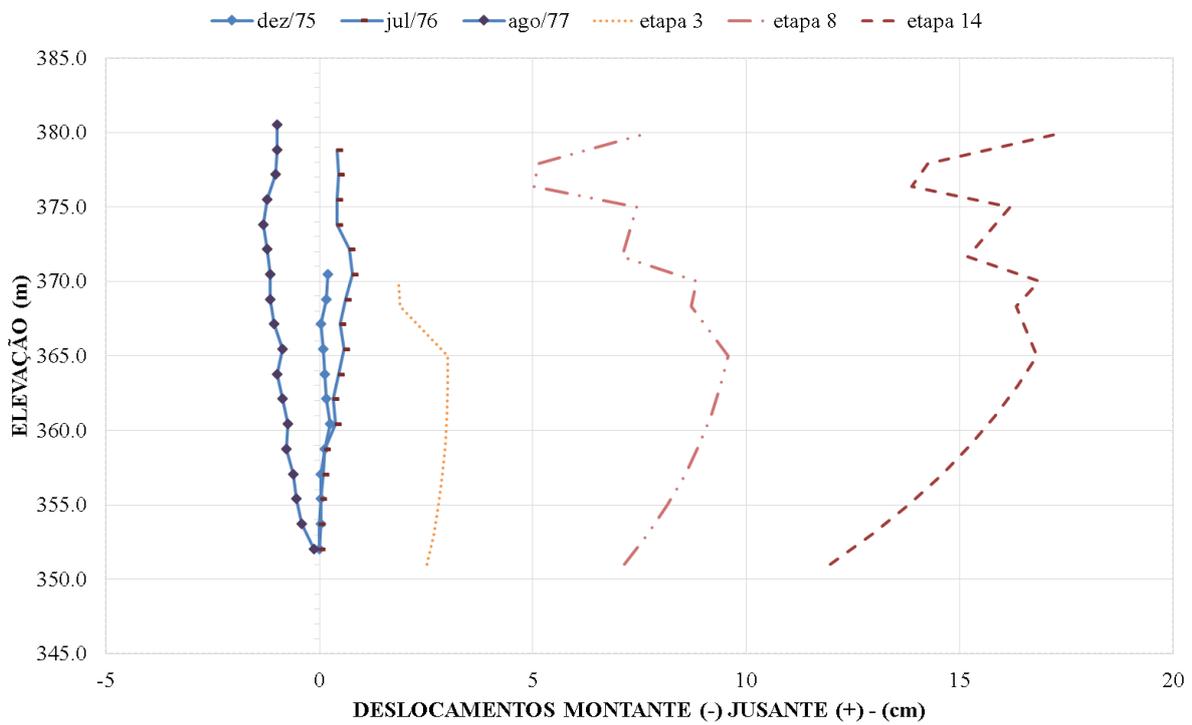


Figura 4.36: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MEID200

Com relação à margem direita, na Figura 4.37 são mostradas as isolinhas dos deslocamentos verticais dessa, o que corresponde à última etapa de construção da barragem, e, na Figura 4.38 são mostradas as tensões verticais dessa mesma etapa de construção.

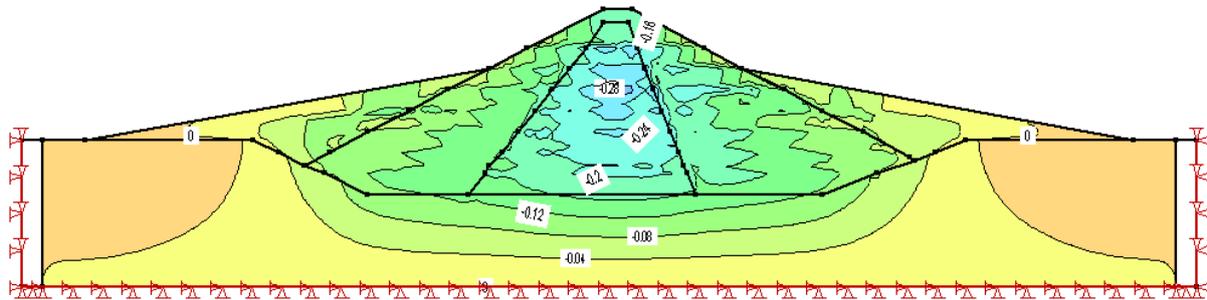


Figura 4.37: Deslocamentos verticais 3 – margem direita (valores em m)

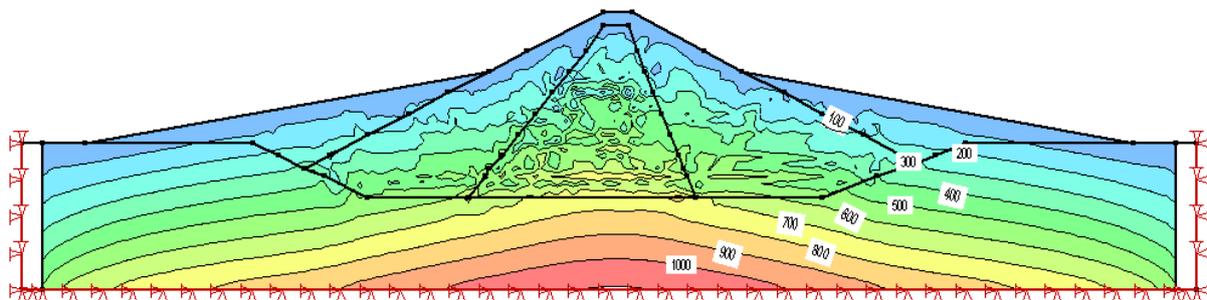


Figura 4.38: Tensões verticais 3 – margem direita (valores em kPa)

Na Figura 4.39 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMDIR200, e, na Figura 4.40 é demonstrada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMDIR300, sendo que os citados instrumentos estão locados conforme Figura 3.11.

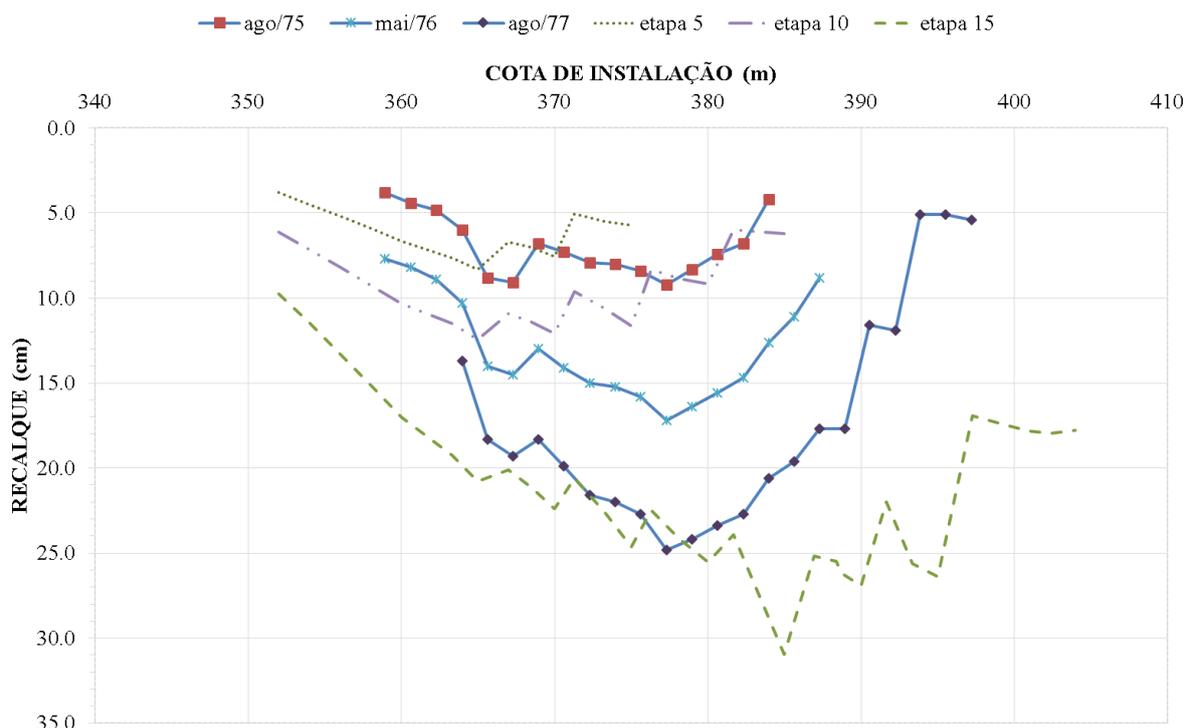


Figura 4.39: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200

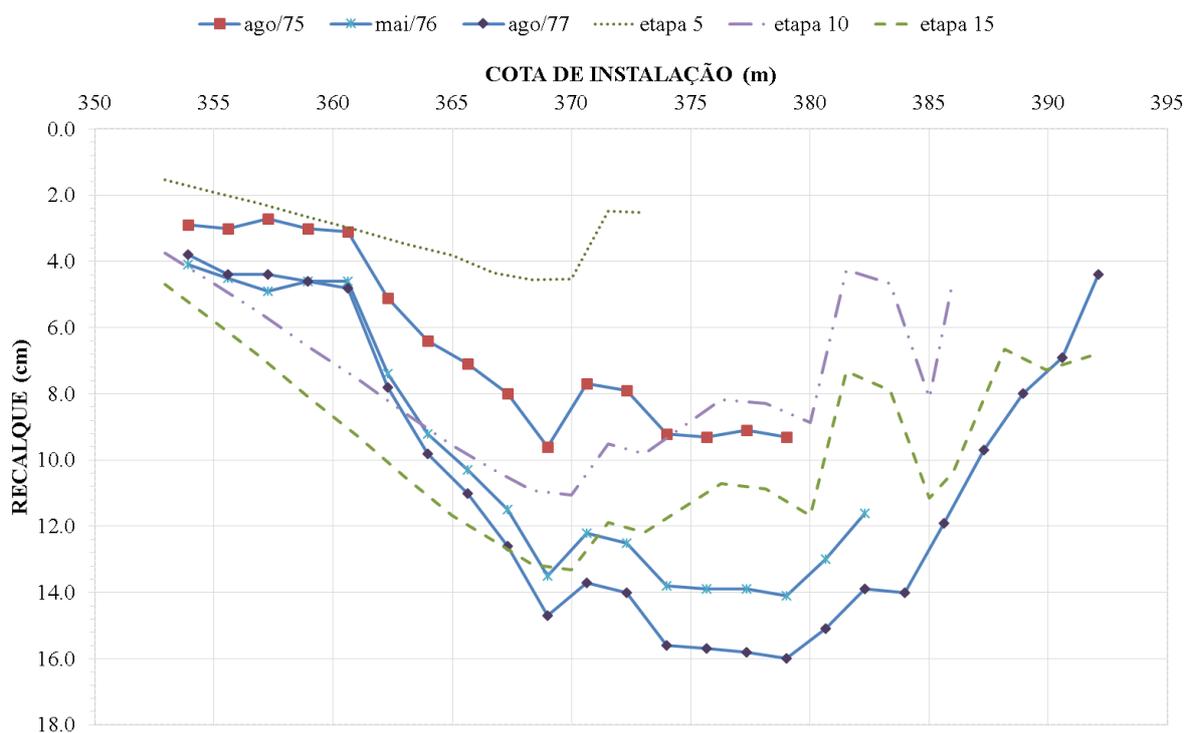


Figura 4.40: Comparação 3 entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR300

Conforme pode ser observado nas Figuras 4.39 e 4.40 os resultados do modelo teórico estão mais coerentes com os dados da instrumentação. Entretanto, com base na Figura 4.40, os resultados do modelo teórico continuam não satisfatórios para o interior da barragem para o

instrumento SSMDIR300, fato esse que, pode ser explicado pela grande dificuldade de obter parâmetros característicos do solo do tipo randon compactado.

Com relação ao instrumento SSMDIR200, o modelo teórico foi capaz de reproduzir os dados da instrumentação de maneira bastante satisfatória até a elevação EL. 383,00, sendo que nessa elevação o modelo teórico obteve um valor de 23,9cm, contra um valor de 23cm para a instrumentação em agosto/1977. Entretanto, a partir dessa elevação os recalques apresentados pelo modelo teórico (Figura 4.39) continuaram superiores aos valores do instrumento, fato esse que pode ser justificado por uma possível intervenção no processo construtivo, com o objetivo de fazer uma compensação dos recalques.

Assim como foi feito para a margem esquerda, será feita a comparação dos resultados com os demais instrumentos presentes nessa seção de estudo da barragem. Assim, nas Figuras 4.41, 4.42 e 4.43 é feita a comparação dos recalques verticais do modelo com os dados das placas de recalque do tipo IPT, locadas no eixo da barragem, e, nas Figuras 4.44 e 4.45 é mostrada a comparação com as placas locadas a jusante da barragem (para locação das placas de recalque do tipo IPT ver Figura 3.11). Ressalta-se que a placa MDIP306 não foi utilizada para a comparação dos resultados pois essa localiza-se no solo do tipo randon compactado, e as deformações desse solo não são objetos de estudo desse trabalho.

Os resultados óbitos na última etapa do modelo estão coerentes para os instrumentos MDIP101 e MDIP102, porém, para os demais instrumentos, esses não estão coerentes. Para as demais etapas do modelo os resultados não estão coerentes, o que pode ser justificado pela diferença entre as etapas implementadas no modelo e as etapas reais de construção da barragem.

Com relação ao instrumento MDIP103 os recalques apresentados pelo modelo são maiores que os da instrumentação, mostrando que pode ter ocorrido uma possível intervenção no processo construtivo da barragem, através da compensação de recalques para as elevações superiores.

Já com relação aos instrumentos MDIP104 e MDIP105, os resultados do modelo mostram que houve um soerguimento do solo a partir da etapa 12. Entretanto, esse processo de soerguimento não foi evidenciado pelos dados da instrumentação. Porém os resultados da última etapa de construção estão próximos aos dados da instrumentação.

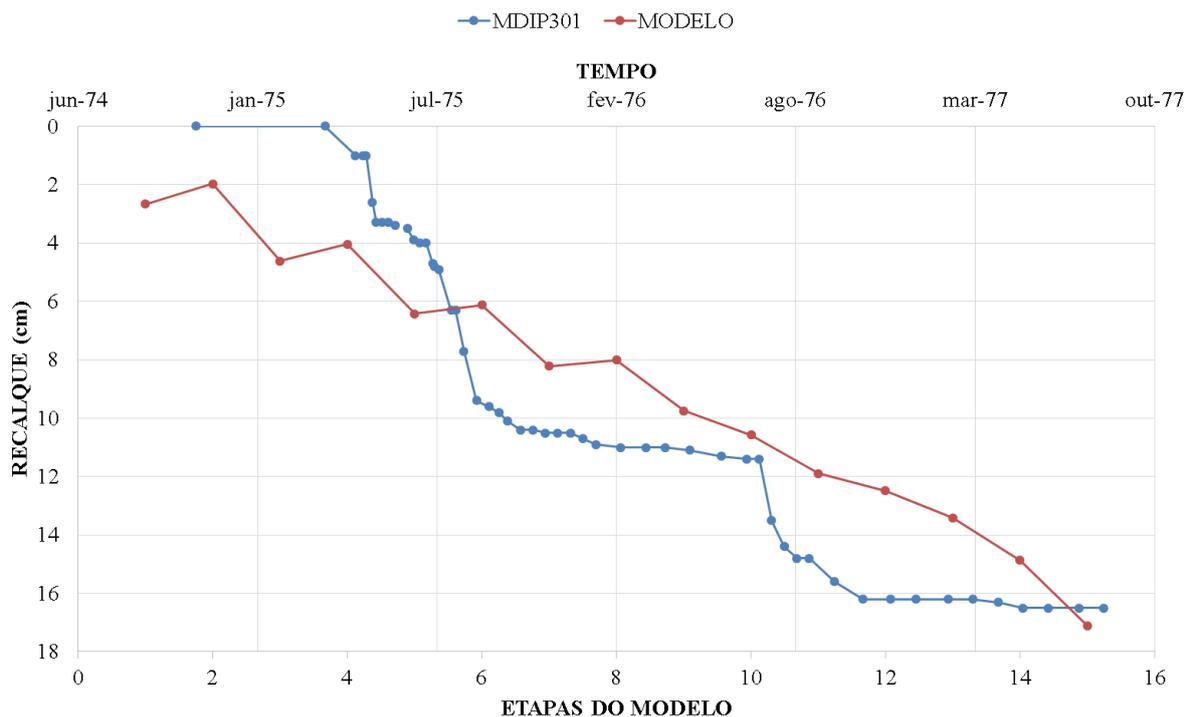


Figura 4.41: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP301

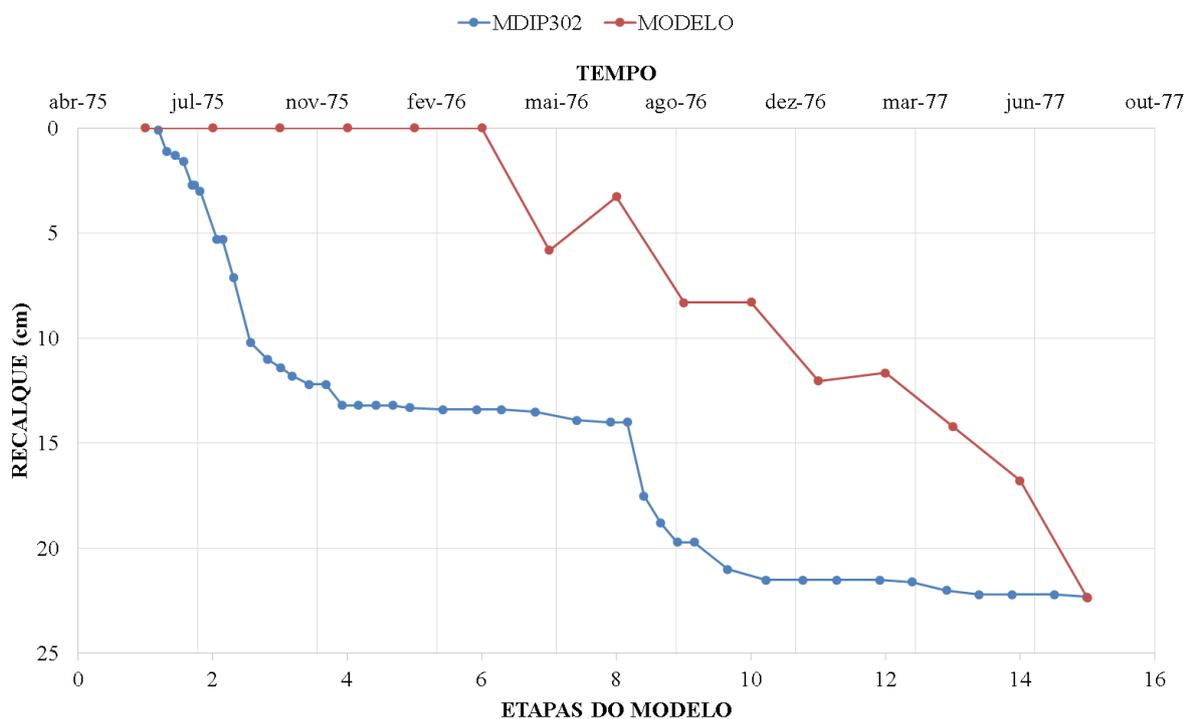


Figura 4.42: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP302

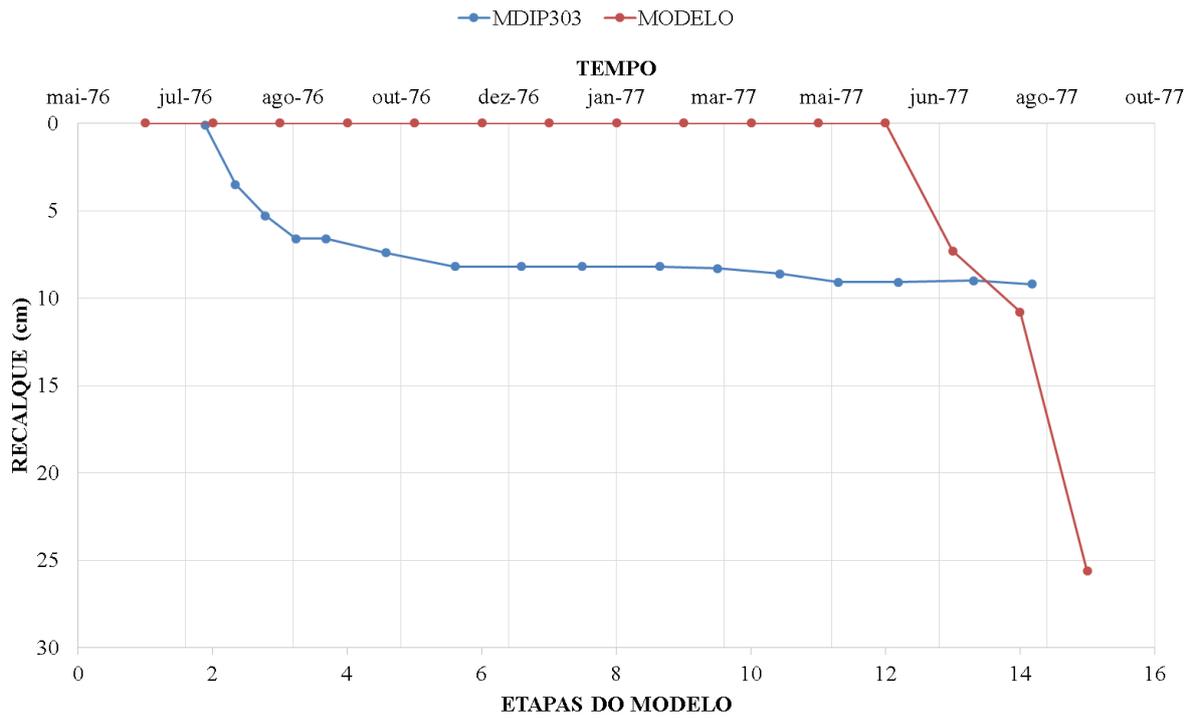


Figura 4.43: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP303

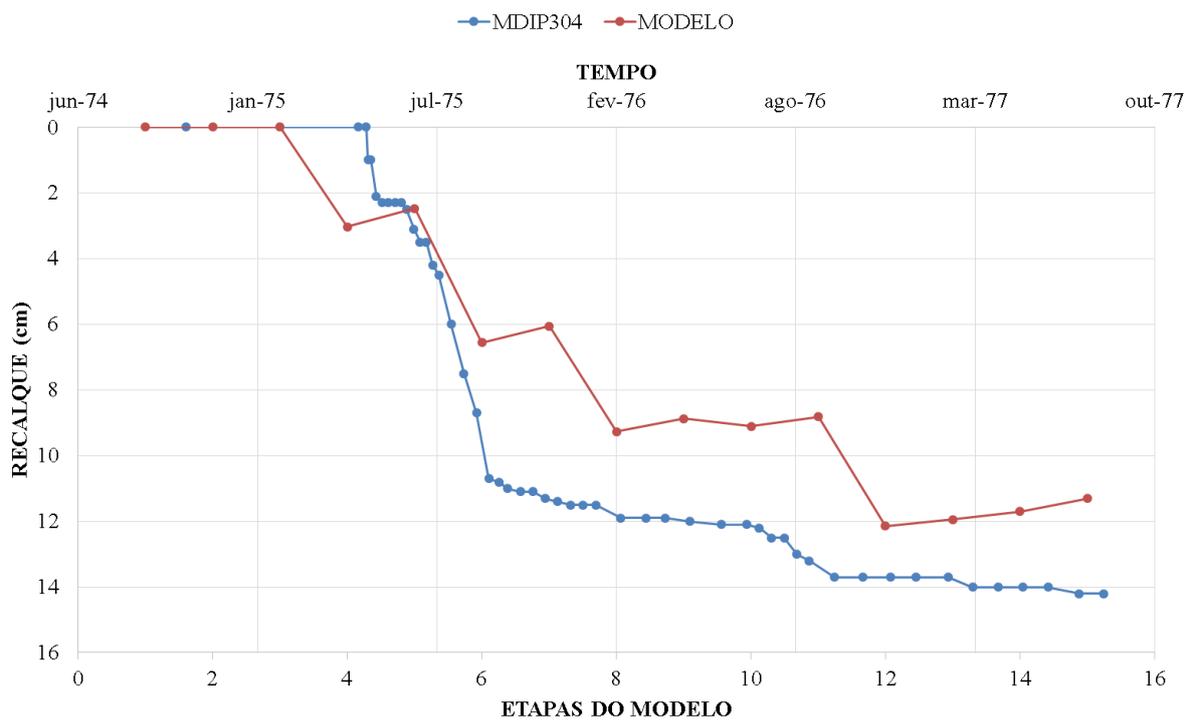


Figura 4.44: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP304

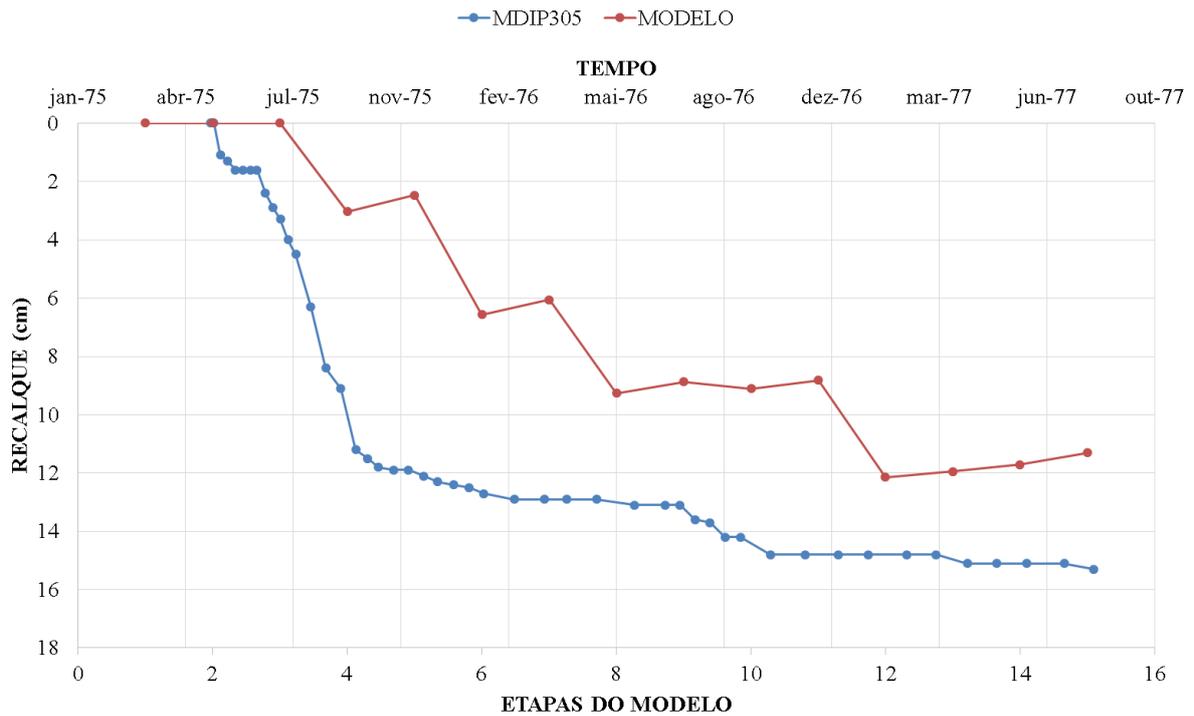


Figura 4.45: Comparação entre os recalques verticais do modelo com o instrumento MDIP105

Nas Figuras 4.46 e 4.47 é apresentada a comparação entre os deslocamentos horizontais do modelo teórico e os dados dos inclinômetros, cuja locação pode ser vista na Figura 3.11. Os deslocamentos horizontais obtidos no modelo não estão condizentes com os dados medidos pela instrumentação para nenhum dos inclinômetros, fato esse que pode ser justificado pela maneira utilizada para a interpretação dos dados em campo, em que considera-se indeslocável o ponto da base do tubo do inclinômetro com o solo de fundação da barragem, fato esse que pode não retratar a realidade.

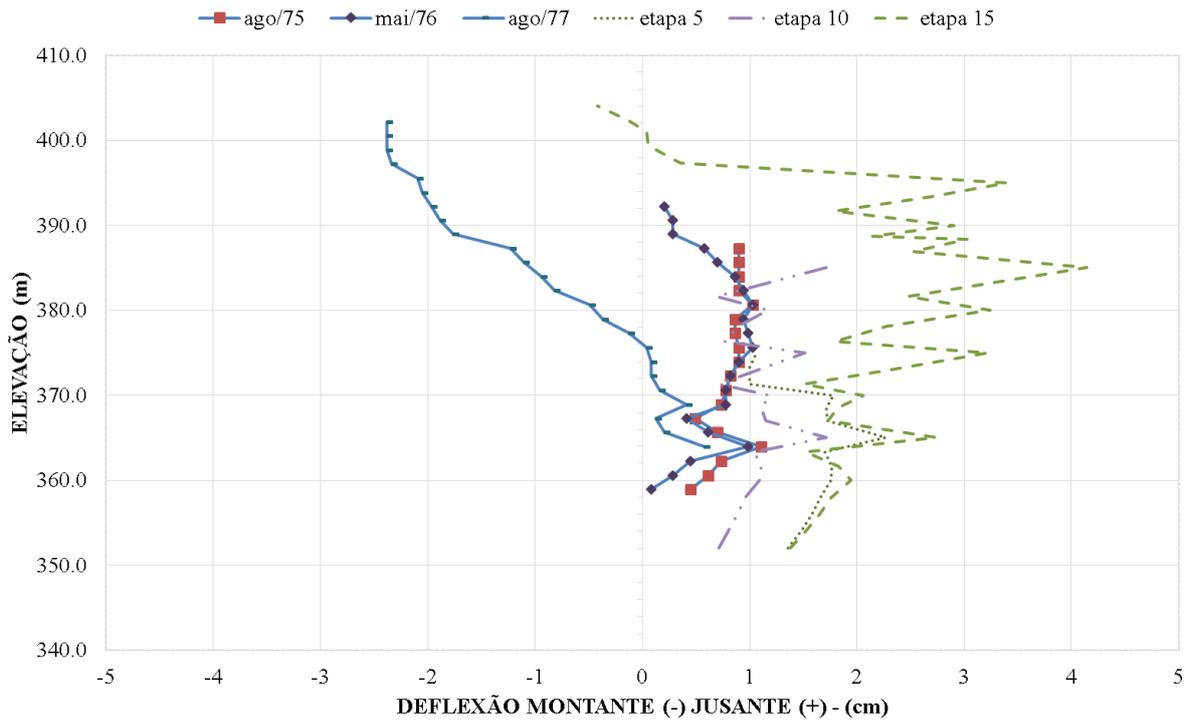


Figura 4.46: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MDID200

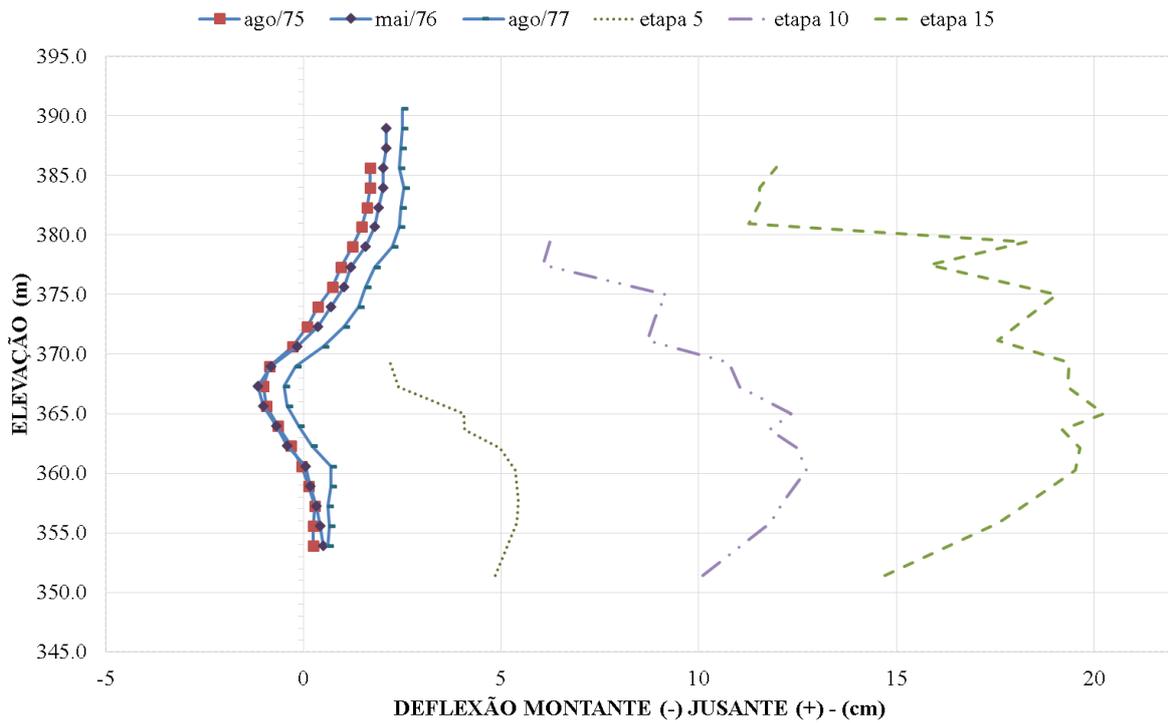


Figura 4.47: Comparação entre os deslocamentos horizontais para o instrumento MDID300

4.4 Resultados para a modelagem em única etapa de construção considerando-se o modelo constitutivo hiperbólico

Neste item serão apresentados os resultados da modelagem numérica, considerando a construção da barragem em uma única etapa (construção instantânea), e tendo como modelo constitutivo, o modelo hiperbólico, para os solos do maciço da barragem. Em seguida, será feita a comparação desses resultados com os resultados da construção em etapas (item 4.3). Para possibilitar esta comparação, foram utilizados os mesmos parâmetros de calibração do modelo hiperbólico do item 4.3.

Assim, nas Figuras 4.48 e 4.49 são mostradas, respectivamente, as isolinhas dos deslocamentos verticais, bem como as tensões verticais, da barragem da margem esquerda, e, por sua vez, nas nas Figuras 4.50 e 4.51 são mostradas, respectivamente, as isolinhas dos deslocamentos verticais, e as tensões verticais, da barragem da margem direita.

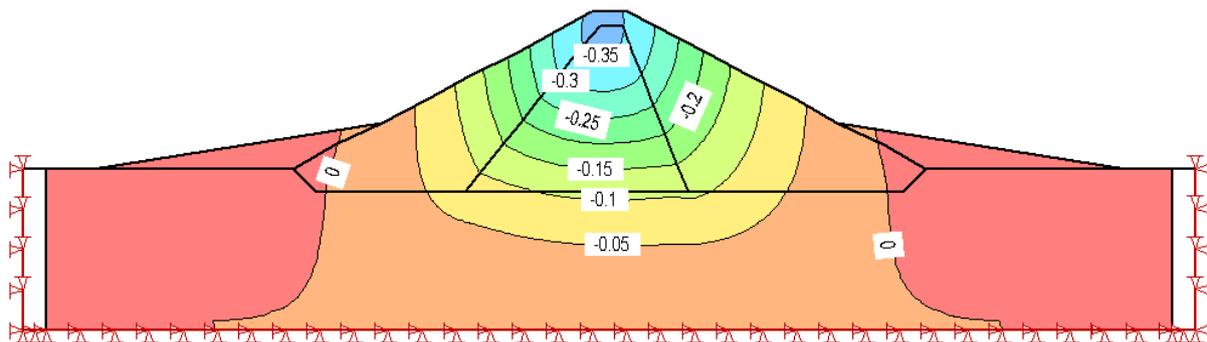


Figura 4.48: Deslocamentos verticais margem esquerda – construção instantânea (valores em m)

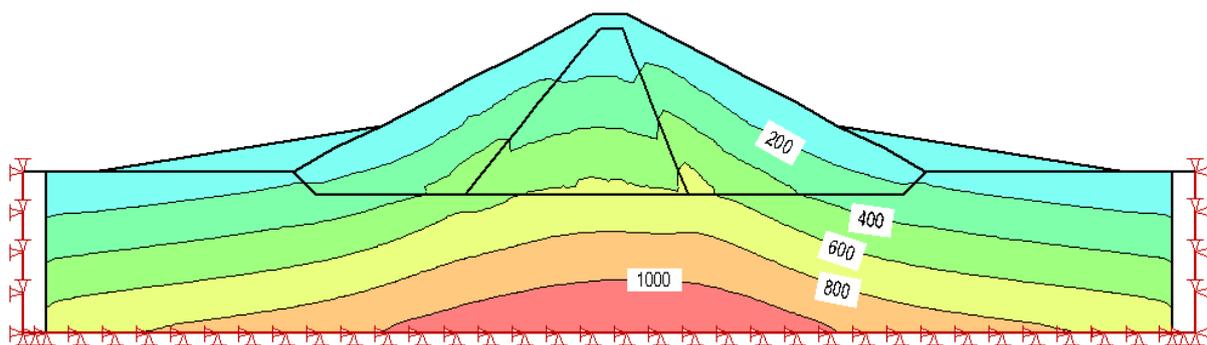


Figura 4.49: Tensões verticais margem esquerda – construção instantânea (valores em kPa)

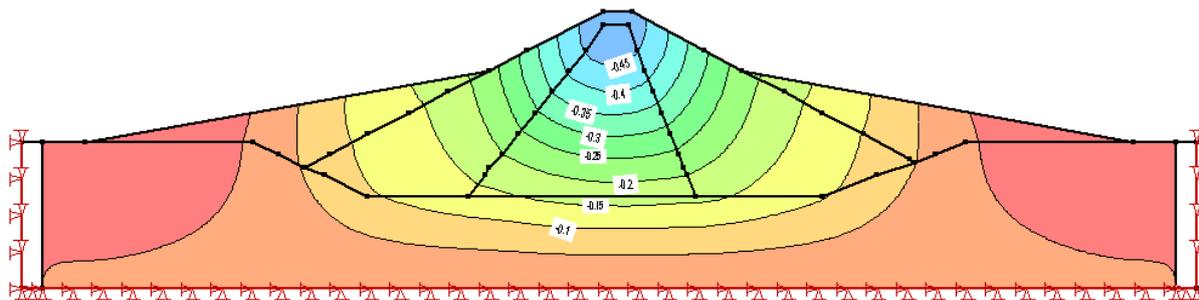


Figura 4.50: Deslocamentos verticais margem direita– construção instantânea (valores em m)

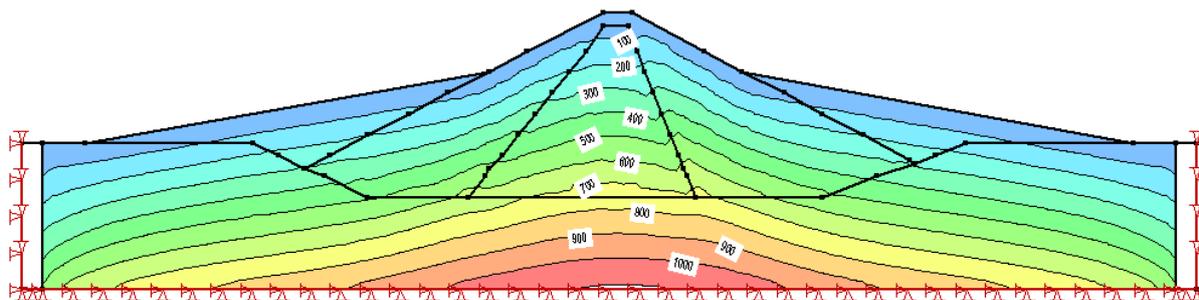


Figura 4.51: Tensões verticais margem direita – construção instantânea (valores em kPa)

Com relação aos deslocamentos verticais, ao se fazer a comparação da Figura 4.48 com a Figura 4.25, e da Figura 4.50 com a Figura 4.37, observar-se que o deslocamento máximo ocorreu na crista da barragem, para as simulações de construção instantânea, e, a meia altura da barragem, para simulações da construção em etapas, conforme levantado por Castillo (2003) e relatado no item 2.5, e o valor do deslocamento máximo ficou maior para ambas as seções.

Com relação às tensões verticais (Figuras 4.49 e 4.51), essas apresentaram-se mais uniformes, na modelagem, em uma única etapa (construção instantânea), porém, os valores das tensões foram similares, tanto para a fundação das barragens, quanto para o interior do maciço.

A Tabela 4.4 apresenta a comparação dos recalques verticais obtidos pelas placas de recalque do tipo IPT, localadas no eixo da barragem (para locação ver Figuras 3.11 e 3.12), com os dados da simulação numérica da última etapa, levantados no item 4.3, e com os dados da construção em etapa única. Conforme pode se observar, para a margem esquerda os recalques na fundação e no interior do maciço foram similares tanto para a construção em etapas como para a construção em etapa única, e com relação aos recalques na crista da barragem, aqueles obtidos pela construção instantâneas foram bem superiores aos que da construção em etapas. Para a margem direita os recalques na fundação foram similares, entretanto os demais

recalques na construção em uma única etapa foram maiores, gerando uma maior diferença entre os dados da instrumentação.

Tabela 4.4: Comparação recalques verticais da modelagem em etapas e em etapas únicas – considerando o modelo hiperbólico

Barragem da margem	Instrumento	Resultados da instrumentação (cm)	Resultados da modelagem em etapas (cm)	Resultados da modelagem em etapa única (cm)
Esquerda	MEIP101	11,3	11,3	11,0
	MEIP102	23,1	18,7	22,0
	MEIP103	6,1	20,0	32,0
Direita	MDIP301	16,5	17,1	17,1
	MDIP302	22,3	22,3	32,0
	MDIP303	9,2	25,6	45,2

4.5 Resultados para a modelagem em várias etapas de construção considerando-se o modelo constitutivo linear elástico

Neste item serão apresentados os resultados da modelagem numérica, considerando a construção da barragem em várias etapas, e tendo como modelo constitutivo o modelo linear elástico para os solos do maciço da barragem. Em seguida, será feita a comparação desses resultados com os resultados da construção em etapas (item 4.3).

Os parâmetros utilizados na modelagem encontram-se listados na Tabela 4.5, sendo que, para o solo de fundação, foram utilizados os mesmos parâmetros do item 4.3, e, para os solos que compõem o maciço da barragem, foi utilizado um módulo de elasticidade inicial (E_i) médio, dentre os valores obtidos por meio da Equação 2.19, utilizando-se os mesmos valores de K e n do item 4.3, conforme Tabela 4.6.

Tabela 4.5: Parâmetros utilizados para solo – modelo elástico

Margem	Solo	E (KPa)	ν	γ (kN/m ³)
Esquerda	Fundação	50.000	0,49	22
	Areia Argilosa	37.685	0,49	20
	Cascalho de Terraço	68.171	0,49	20
	Randon Compactado	37.685	0,49	20
Direita	Fundação	35.000	0,45	20
	Areia Argilosa	37.685	0,49	20
	Cascalho de Terraço	45.477	0,49	20
	Randon Compactado	19.432	0,49	20

Tabela 4.6: Módulo de elasticidade para areia argilosa e cascalho de terraço

Margem	σ_3 (kPa)	E_i Areia Argilosa (kPa)	E_i Cascalho de Terraço (kPa)	E_i Randon Compactado (kPa)
Esquerda	100	20104	45350	20104
	200	30471	59840	30471
	300	38864	70376	38864
	400	46186	78959	46186
	500	52803	86331	52803
	Média	37685	68171	37685
Direita	100	20104	30233	15146
	200	30471	39893	18012
	300	38864	46918	19933
	400	46186	52639	21420
	500	52803	57554	22649
	Média	37685	45447	19432

Assim, nas Figuras 4.52 e 4.53 são mostradas, respectivamente, as isolinhas dos deslocamentos verticais e as tensões verticais da barragem da margem esquerda, para a última etapa de construção, e, por sua vez, nas Figuras 4.54 e 4.55 são mostradas, respectivamente, as isolinhas dos deslocamentos verticais e as tensões verticais da barragem da margem direita, para essa mesma etapa de construção.

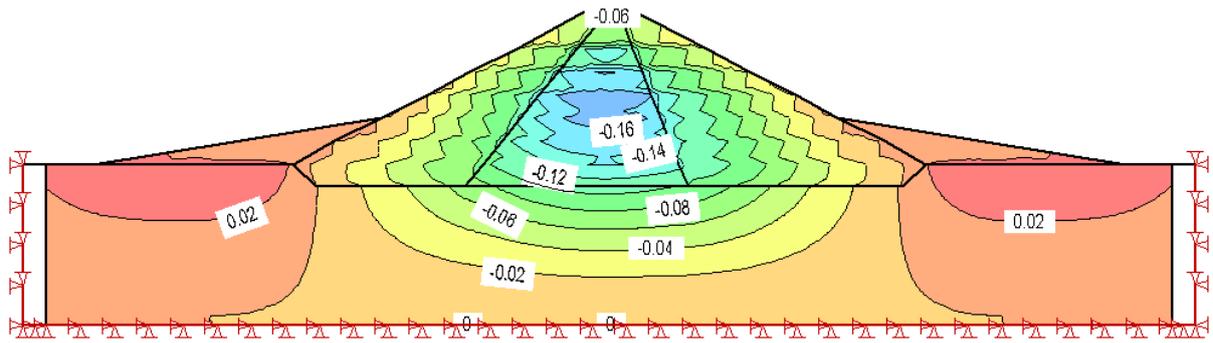


Figura 4.52: Deslocamentos verticais margem esquerda – construção etapas (valores em m)

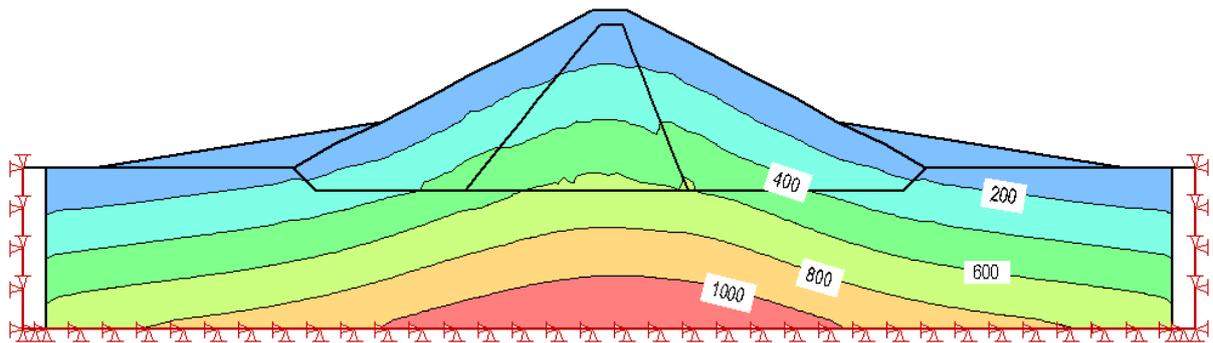


Figura 4.53: Tensões verticais margem esquerda – construção etapas (valores em kPa)

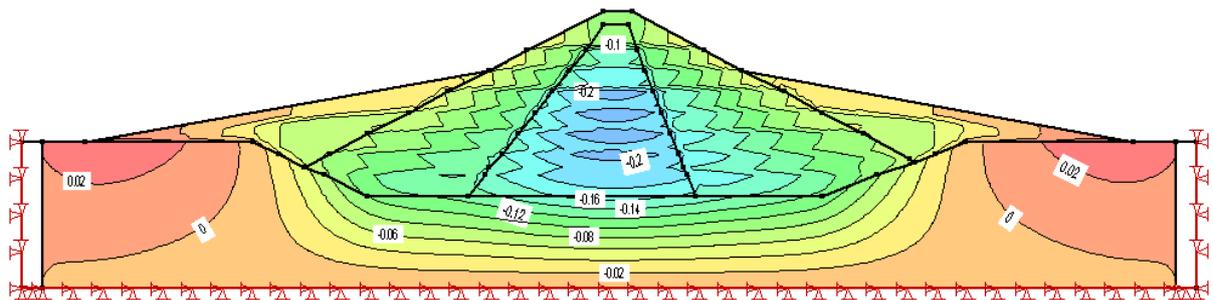


Figura 4.54: Deslocamentos verticais margem direita – construção etapas (valores em m)

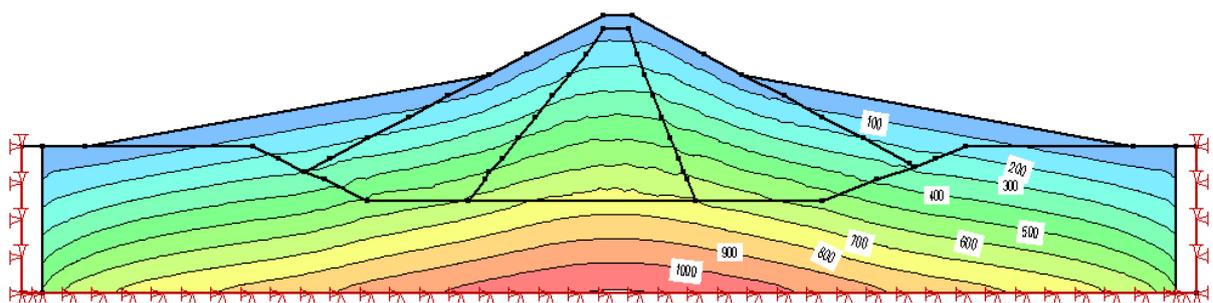


Figura 4.55: Tensões verticais margem direita – construção etapas (valores em kPa)

Com relação aos deslocamentos verticais, ao se fazer a comparação da Figura 4.52 com a Figura 4.25, e da Figura 4.54 com a Figura 4.37, pode-se observar que os deslocamentos máximos ocorreram aproximadamente na mesma elevação, quando utilizado o modelo hiperbólico. Entretanto, os deslocamentos apresentados pelo modelo elástico foram menores

que os apresentados pelo modelo hiperbólico, sendo que tanto para a margem esquerda quanto para a margem direita, a diferença entre os recalques máximos foi de, aproximadamente 8 cm.

Com relação às tensões verticais (Figuras 4.53 e 4.55), essas foram mais uniformes do que quando utilizado o modelo hiperbólico. Entretanto, os valores das tensões foram similares, tanto para a fundação das barragens, quanto para o interior do maciço.

Na Figura 4.56 é apresentada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMEIR100, e, na Figura 4.57 é demonstrada a comparação entre os recalques obtidos pelo modelo teórico e os dados do instrumento SSMDIR200, sendo que, esses instrumentos estão locados, conforme Figura 3.12 e Figura 3.11, nas margens esquerda e direita, respectivamente.

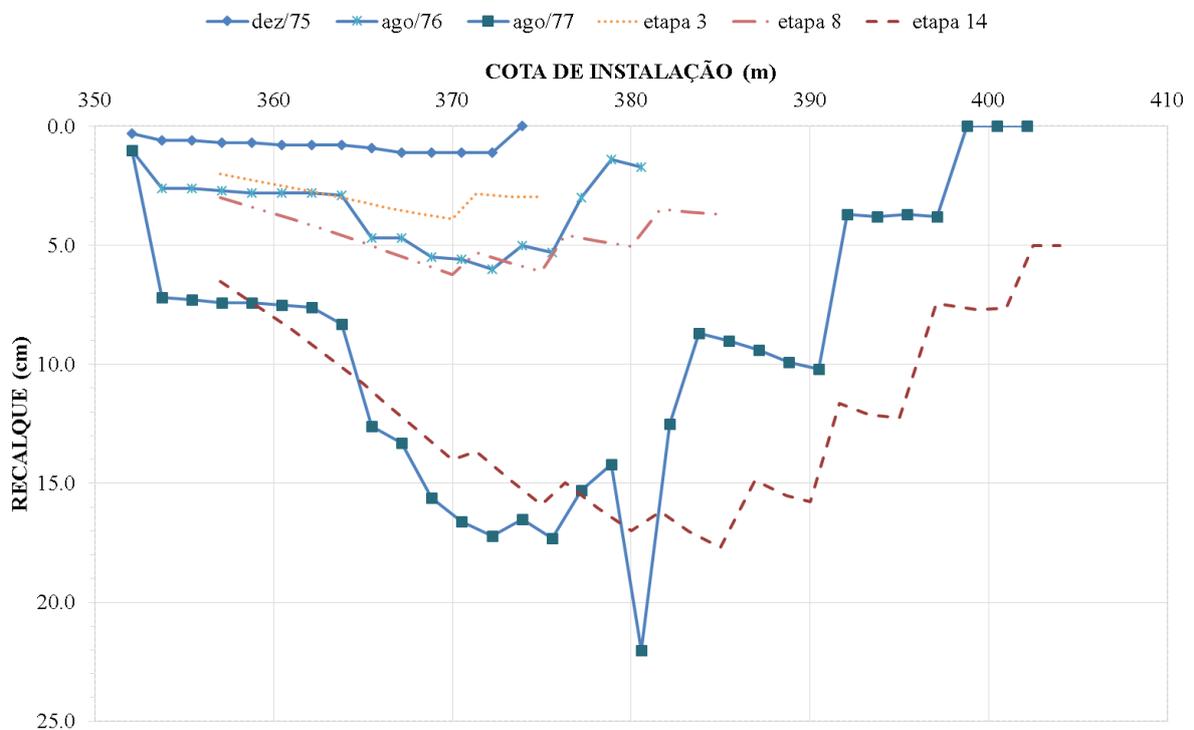


Figura 4.56: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMEIR100

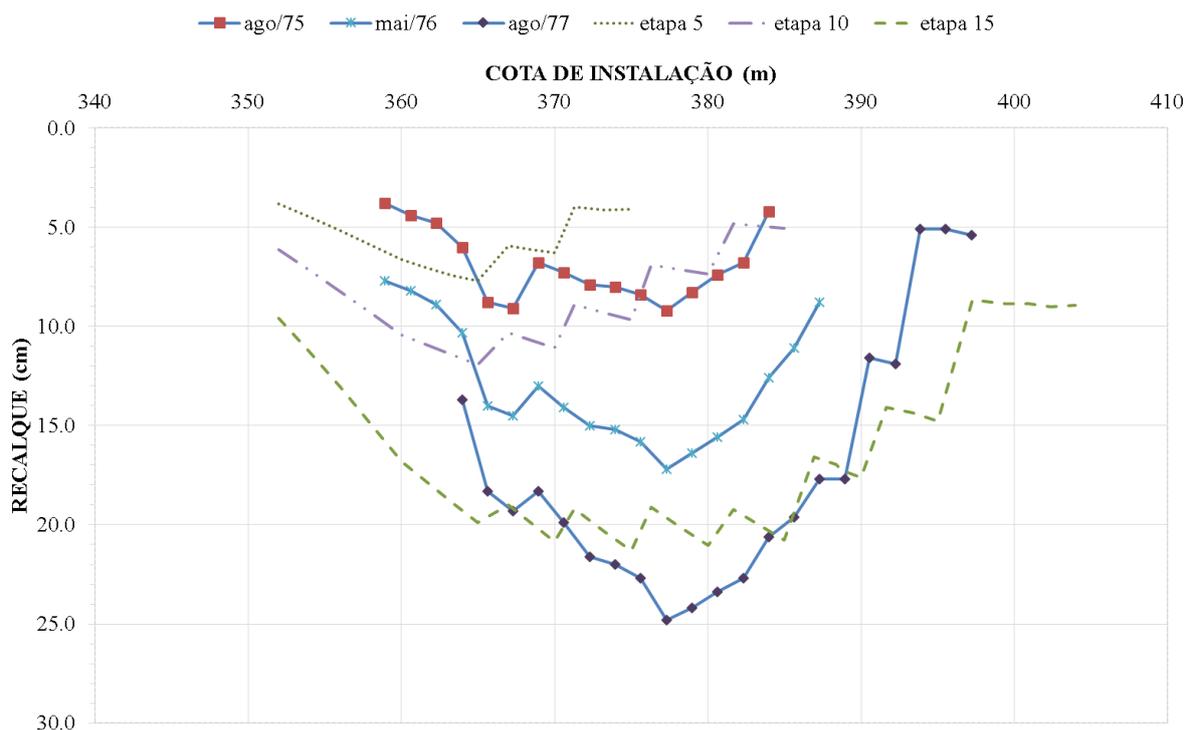


Figura 4.57: Comparação entre os recalques do modelo com o instrumento SSMDIR200

Conforme pode ser observado nas Figuras 4.56 e 4.57, os recalques obtidos pela modelagem numérica ficaram inferiores aos da instrumentação até a EL. 380,00, para a margem esquerda, e, até a EL. 385,00, para a margem direita. Entretanto, os recalques obtidos para a crista da barragens ficaram mais próximos dos dados da instrumentação.

A Tabela 4.7 apresenta a comparação dos recalques verticais obtidos pelas placas de recalque do tipo IPT, locadas no eixo da barragem (para locação ver Figuras 3.11 e 3.12), com os dados da simulação numérica da última etapa, levantados no item 4.3, e com os dados da construção em várias etapas considerando o modelo elástico. Conforme pode se observar, os recalques na fundação (MEIP101 e MDIP301) de ambas as barragens foram similares, considerando o modelo hiperbólico e o modelo elástico, uma vez que para o solo de fundação foi utilizado o modelo constitutivo elástico linear, para todas as análises. Entretanto os recalques do interior da barragem (instrumentos MEIP102 e MDIP302) apresentados pelo modelo elástico obtiveram resultados piores quando comparado com os dados da instrumentação.

Tabela 4.7: Comparação recalques verticais da modelagem em etapas– modelo hiperbólico x modelo elástico

Barragem da Margem	Instrumento	Resultados da Instrumentação (cm)	Resultados da modelagem em etapas – modelo hiperbólico (cm)	Resultados da modelagem em etapas – modelo elástico (cm)
Esquerda	MEIP101	11,3	11,3	10,7
	MEIP102	23,1	18,7	15,1
	MEIP103	6,1	20,0	11,2
Direita	MDIP301	16,5	17,1	16,6
	MDIP302	22,3	22,3	19,3
	MDIP303	9,2	25,6	14,3

4.6 Resultados para a modelagem em única etapa de construção considerando-se o modelo constitutivo linear elástico

Neste item serão apresentados os resultados da modelagem numérica, considerando a construção da barragem em uma única etapa (construção instantânea), e tendo como modelo constitutivo o modelo linear elástico, para os solos do maciço da barragem. Em seguida, será feita a comparação desses resultados com os resultados da construção em etapas (item 4.5). Para possibilitar esta comparação foram utilizados os mesmos parâmetros de calibração do modelo linear elástico do item 4.5.

Assim, nas Figuras 4.58 e 4.59 são mostradas, respectivamente, as isolinhas dos deslocamentos verticais e as tensões verticais da barragem da margem esquerda, e, por sua vez, nas nas Figuras 4.60 e 4.61 são mostradas, respectivamente, as isolinhas dos deslocamentos verticais e as tensões verticais da barragem da margem direita.

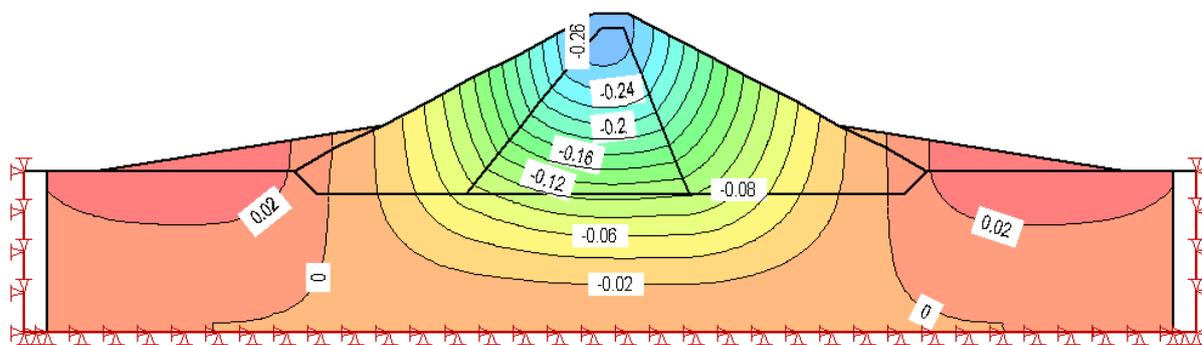


Figura 4.58: Deslocamentos verticais margem esquerda – construção Instantânea (valores em m)

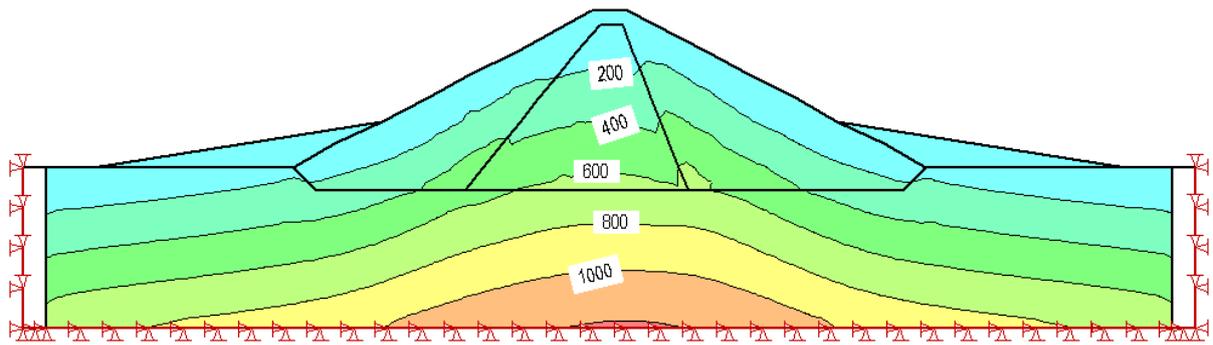


Figura 4.59: Tensões verticais margem esquerda – construção instantânea (valores em kPa)

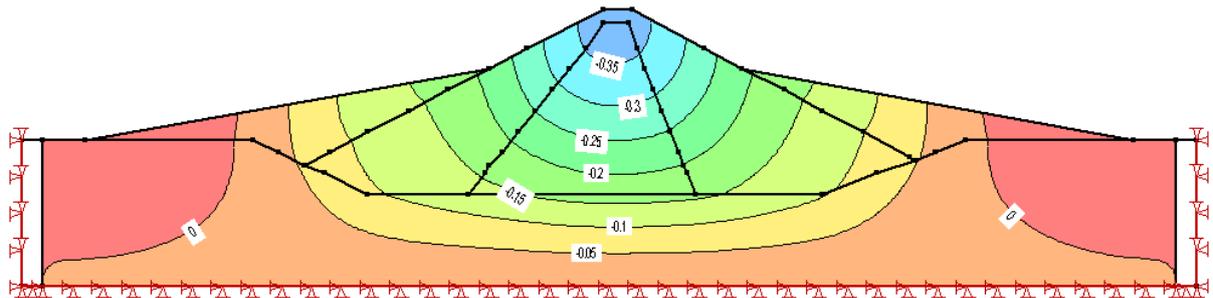


Figura 4.60: Deslocamentos verticais margem direita – construção instantânea (valores em m)

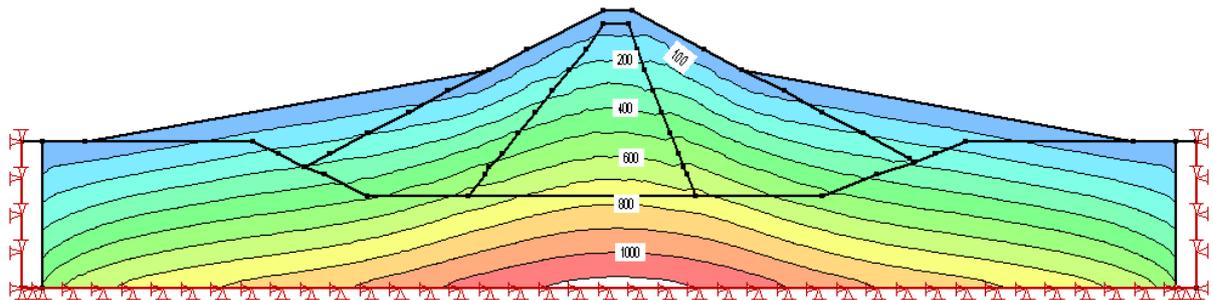


Figura 4.61: Tensões verticais margem direita – construção instantânea (valores em kPa)

Assim como no item 4.4, os valores máximos encontrados para os deslocamentos verticais ocorreram na crista da barragem, porém, os valores dos deslocamentos obtidos para o moledo linear elástico, considerando uma única etapa de construção, foram menores que os obtidos para o modelo hiperbólico.

Com relação às tensões verticais (Figuras 4.59 e 4.61), essas apresentaram características e valores bastante similares às da modelagem, em várias etapas (construção instantânea), tanto para a fundação das barragens, quanto para o interior do maciço.

A Tabela 4.8 apresenta a comparação dos recalques verticais obtidos pelas placas de recalque do tipo IPT, localadas no eixo da barragem (para locação ver Figuras 3.11 e 3.12), com os dados da simulação numérica para a última etapa, levantados no item 4.2 e 4.5, e com os dados da construção em etapa única, levantados no item 4.4 e 4.6.

Pela Tabela 4.8, fazendo a comparação entre os resultados da modelagem em uma única etapa de construção com os dados da modelagem em construção por etapas, ambas do modelo linear elástico, observa-se que os recalques da construção em uma única etapa foram maiores tanto para o interior do maciço quanto para a crista da barragem, entretanto, os recalques na fundação foram similares, uma vez que a não há etapas de construção para a fundação. Ao compararmos com os dados da instrumentação, observa-se que as modelagens em que se empregou o modelo hiperbólico e a construção por etapas em que se empregou o modelo linear elástico, foram as que obtiveram resultados mais próximos aos dados da instrumentação.

Tabela 4.8: Comparação recalques verticais da modelagem em etapas e em etapas únicas – considerando o modelo hiperbólico e modelo elástico

Barragem da Margem	Instrumento	Resultados da Instrumentação (cm)	Resultados do modelo hiperbólico		Resultados do modelo linear elástico	
			Construção em etapas (cm)	Etapa única (cm)	Construção em etapas (cm)	Etapa única (cm)
Esquerda	MEIP101	11,3	11,3	11,0	10,7	10,6
	MEIP102	23,1	18,7	22,0	15,1	17,8
	MEIP103	6,1	20,0	32,0	11,2	24,9
Direita	MDIP301	16,5	17,1	17,1	16,6	16,7
	MDIP302	22,3	22,3	32,0	19,3	27,3
	MDIP303	9,2	25,6	45,2	14,3	35,4

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Durante a fase de projeto de uma barragem, é importante avaliar o comportamento geotécnico dos diferentes tipos de solos que serão utilizados em sua construção e da fundação, bem como o modelo constitutivo que melhor represente as características principais desses solos. A partir dessa avaliação, devem ser especificados os ensaios geotécnicos e sobre que condições de drenagem e de tensão confinante esses devem ser realizados, afim de se permitir a obtenção de todos os parâmetros de calibração necessários para a implementação do modelo constitutivo adotado.

Isso é particularmente importante no caso de materiais não convencionais como o “cascalho de terraço”, utilizado na barragem da UHE São Simão. Esse material mostrou-se extremamente rígido, apresentando deformações muito pequenas durante o período de construção da barragem.

Infelizmente, no empreendimento de São Simão, não foram instaladas células de tensões totais nas barragens de terra, sendo que todas as sete células encontravam-se na barragem de terra e enrocamento, junto à transição de nº 2, cuja locação pode ser vista na Figura 3.3. Desta forma, tal fato impossibilitou a comparação das tensões totais obtidas pela modelagem numérica com os dados da instrumentação.

Com relação aos marcos superficiais, os resultados desses não puderam ser utilizados na comparação com os resultados obtidos pela modelagem, uma vez que, todas os marcos superficiais foram instaladas apenas após o período construtivo da barragem, e o presente estudo trata apenas do período de construção da barragem.

A metodologia utilizada na modelagem numérica se mostrou válida, entretanto como as etapas de construção adotadas não correspondem, necessariamente, às etapas reais de construção, possivelmente esse fato causou alguma influência nos resultados da modelagem, fato esse evidenciado pela diferença da evolução dos recalques obtidos pela instrumentação e pelos modelos implementados.

As isolinhas dos resultados obtidos dos deslocamentos verticais considerando a construção em etapas, conforme pode ser visto pelas Figuras 4.25 e 4.37, não foram uniformes. Fato esse que pode ser justificado pelo número de etapas utilizado para fazer as simulações numéricas

(14 para a margem esquerda e 15 para a margem direita), que não foram suficientes para obter isolinhas mais uniformes.

Com relação às simplificações adotadas na geometria das seções, o solo do tipo 13C (random compactado) pode ter influenciado nos resultados dos inclinômetros de recalques próximos ao talude de jusante das barragens, principalmente nas cotas mais elevadas da barragem, entretanto os resultados para o núcleo da barragem não foram afetados por esta simplificação.

O emprego do modelo hiperbólico para reproduzir o comportamento da curva tensão deformação do ensaio triaxial para a areia argilosa não foi muito satisfatório, apresentando valores de tensões diferentes que os do ensaio para a mesma deformação. Já para o cascalho de terraço o emprego do modelo hiperbólico para simular o comportamento da curva tensão deformação do ensaio triaxial, apresentou resultados bastantes satisfatórios.

Com relação aos resultados utilizando-se o modelo hiperbólico, modelagem em etapas e os parâmetros de calibração obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, esses foram aceitáveis até meia altura da barragem, entretanto os resultados próximos a crista das barragens foram superiores aos obtidos pela instrumentação. As três justificativas possíveis para esse fato são: o solo nessa região encontra-se mais rígido que o esperado; uma possível intervenção no processo construtivo, com o objetivo de fazer uma compensação dos recalques; e, por fim, que os deslocamentos mensurados pela instrumentação são correspondentes, na realidade, somente após o período de instalação desse, o que faz com que os recalques anteriores sejam desprezados.

Os resultados obtidos por meio dos parâmetros sugeridos por DUNCAN *et al.* (1980), foram mais coerentes com os dados da instrumentação, uma vez que por meio de tentativas, foram escolhidos conjuntos de parâmetros cujos resultados foram mais satisfatórios, mostrando assim a aplicabilidade do modelo hiperbólico. Entretanto ressalta-se, que os parâmetros obtidos na literatura devem ser utilizados apenas na fase de estudo e pré-dimensionamento do projeto, uma vez que para o projeto executivo deve-se trabalhar com os parâmetros obtidos através de ensaios geotécnicos dos diferentes tipos de solo que serão utilizados na barragem, bem como o solo de fundação. Porém, mesmo para as análises em que foram utilizados os parâmetros sugeridos por DUNCAN *et al.* (1980), os recalques na crista da barragem continuaram superiores aos dados da instrumentação.

Com relação ao solo de fundação, esse apresentou-se bem menos rígido que o sugerido por IESA (1980), mostrando claramente, que em análises de tensão deformação, deve-se evitar a consideração de que solo de fundação das barragens seja indeformável.

Com relação as modelagens realizadas em única etapa, tanto o modelo linear elástico quanto o modelo hiperbólico, apresentaram recalques máximos na crista da barragem, porém os recalques do modelo linear elástico foram menores que os do modelo hiperbólico. Entretanto os recalques máximos apresentados pelos inclinômetros de recalque da margem esquerda (SSMEIR100) e da margem direita (SSMDIR200) apresentaram recalques máximos próximos a EL. 380,00, e não na crista da barragem. Por meio desse fato, confirma-se que deve-se evitar o uso de modelagens numéricas de tensão deformação em uma única etapa de construção.

Comparando-se os resultados do modelo linear elástico e os resultados do modelo hiperbólico considerando a construção em etapas, o modelo hiperbólico se mostrou mais adequado para as placas de recalque do tipo IPT tanto para a margem esquerda tanto para a margem direita, exceto para as localizadas próximas a crista da barragem, mostrando assim, a aplicabilidade do modelo hiperbólico para a previsão das deformações de barragens.

Ressalta-se que o valor das tensões verticais não sofreram influências significativas da consideração do modelo linear elástico ou hiperbólico, ou até mesmo construção em etapas ou instantânea. Este fato pode ser justificado, pelo fato de que as únicas tensões verticais presentes nas modelagens realizadas são devidas ao peso próprio do solo.

Com relação aos piezômetros, os resultados desses não puderam ser utilizados na comparação com os resultados obtidos pela modelagem numérica, tendo em vista que as análises do presente trabalho, foram feitas em ternos de tensões (parâmetros) totais, tendo por base os resultados do ensaios triaxiais do tipo CU.

Com a utilização dos ensaios triaxiais do tipo CU, utilizou-se, conseqüentemente, um coeficiente de Poisson no valor de 0,49 para os diferentes tipos de solos que compõem a barragem, exceto para o solo de fundação da barragem da margem direita na qual foi utilizado um Poisson de 0,45. Contudo o tempo despendido na construção da barragem foi de aproximadamente dois anos, fazendo com que a instantaneidade dos acréscimos de tensões verticais seja questionável. Outro fato questionável, é a condição de saturação do solo/barragem durante o período construtivo dessa, uma vez que nos ensaios triaxiais do tipo

CU o solo é saturado antes de se realizar o ensaio. Caso o solo da barragem não esteja saturado, o valor do coeficiente de Poisson será diferente de 0,49 e haverá variação de volume.

Foi realizada uma tentativa de fazer as análises numéricas em termos de tensões efetivas, entretanto devido a inexistência de resultados de ensaios triaxiais do tipo adensado e drenado (CD), não foi possível a obtenção de resultados coerentes, assim esses resultados não foram apresentados.

Finalmente, embora os resultados numéricos não tenham apresentado uma correspondência satisfatória para toda a instrumentação instalada nas seções estudadas da UHE de São Simão, os fatores levantados ao longo deste trabalho de certa forma justificam os aspectos que possam ter comprometido os resultados. Portanto, considera-se válido o emprego desta metodologia em projetos futuros, com possíveis alterações adicionais, particularmente em termos da influência específica do processo de enchimento do reservatório e por parâmetros de calibração reais para o solo de fundação.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Frente aos fatores levantados, que de alguma maneira influenciaram os resultados da modelagem, faz-se as seguintes recomendações para trabalhos futuros:

- Realizar as análises de tensão-deformação acopladas com as análises de fluxo, a fim de verificar o comportamento do modelo durante a fase de enchimento do reservatório;
- Realizar as análises de tensão-deformação em termos de tensões efetivas, por meio de parâmetros de calibração obtidos da literatura;
- Realizar as análises de tensão-deformação com maior número de etapas;
- Realizar um estudo de confiabilidade com análises de erros dos modelos numéricos.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Marínis Maria de. Estudo tensão deformação de barragem de terra e enrocamento. 2010. 159 págs. Dissertação (Departamento de Engenharia Civil – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

BOSCARDIN, M.; SELIG, E.; LIN, R.; YANG, G. Hyperbolic parameters for compacted soils. *Journal of geotechnical engineering*, 1990, 116(1), 88–104.

CASTILHO, Sérgio León Montoya. Modelagem estatística e sísmica da barragem de terra de Pomacocha – Peru. 2003. 133 págs. Dissertação (Departamento de Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

CEMIG, Barragem de terra ombreira esquerda seções e detalhes, Divisão de Acompanhamento de Obras Cíveis de Geração, SS-12-4012, 1973a.

CEMIG, Barragem de terra ombreira direita seções e detalhes, Divisão de Acompanhamento de Obras Cíveis de Geração, SS-12-4003, 1973b.

CEMIG, Análise do comportamento das estruturas civis tendo por base os dados da instrumentação, Divisão de Acompanhamento de Obras Cíveis de Geração, RE-SBB-USSS-001-R0, 2010.

CEMIG, Barragem de terra e enrocamento resumo de especificações para os materiais, SS-12-4032-REV6, 1974.

CEMIG, Avaliação do comportamento das estruturas civis, Gerência de Segurança de Barragem e Manutenção Civil, GA/SM, 2008.

CEMIG, Instrumentação das estruturas de terra e enrocamento, Relatório Final de Construção, Margem Direita, PG/PC SS-390, 1977a.

CEMIG, Instrumentação das estruturas de terra e enrocamento, Relatório Final de Construção, Margem Esquerda, PG/PC SS-390, 1977b.

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.

CIGB, COMISSÃO INTERNACIONAL DE BARRAGENS. 80 Anos – Barragens para o desenvolvimento humano, 2008

DESAI, C. S.; CHRISTIAN, John T. Numerical methods in geotechnical engineering. New York, (USA): McGraw-Hill, c1977. xiv, 783 p. (McGraw-Hill series in modern structures) ISBN 0070165424.

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

DUNCAN, J. M., et. al. Strength, stress-strain, and bulk modulus parameters for finite element analyses of stress and movements in soil masses. Report No. UCB/GT/80-01, University of California, College of Engineering, Berkeley, California, 1980.

FONSECA, Alessandra da Rocha. Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica – estudo de caso das barragens da UHE São Simão. 2003. 158 págs. Dissertação (Departamento de Engenharia Civil – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

GEOSTUDIO, Stress-deformations modeling with SIGMA/W 2007. Geo-Slope International Ltda. Third edition, March 2008.

HOLTZ, Robert D; KOVACS, Willian D. An introduction to geotechnical engineering. Englewood Cliffs: Prentice Hall, c1981. 733p.

IESA, Relatório Final do Projeto São Simão. Estruturas de Terra e Enrocamento. CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais. Relatório SS-RC-097, Volume 1, 1980.

KOCHEN, Roberto; ZAGOTTIS, Decio de. Conceitos básicos da teoria tridimensional do adensamento. Solos e Rochas, Vol. 6, nº.2, pp. 3-19, 1983.

MUSMAN, Jacqueline Versiani Ramos. Análise do Comportamento Tensão-Deformação da Barragem da UHE Nova Ponte. 2002. 143 págs. Dissertação (Departamento de Engenharia

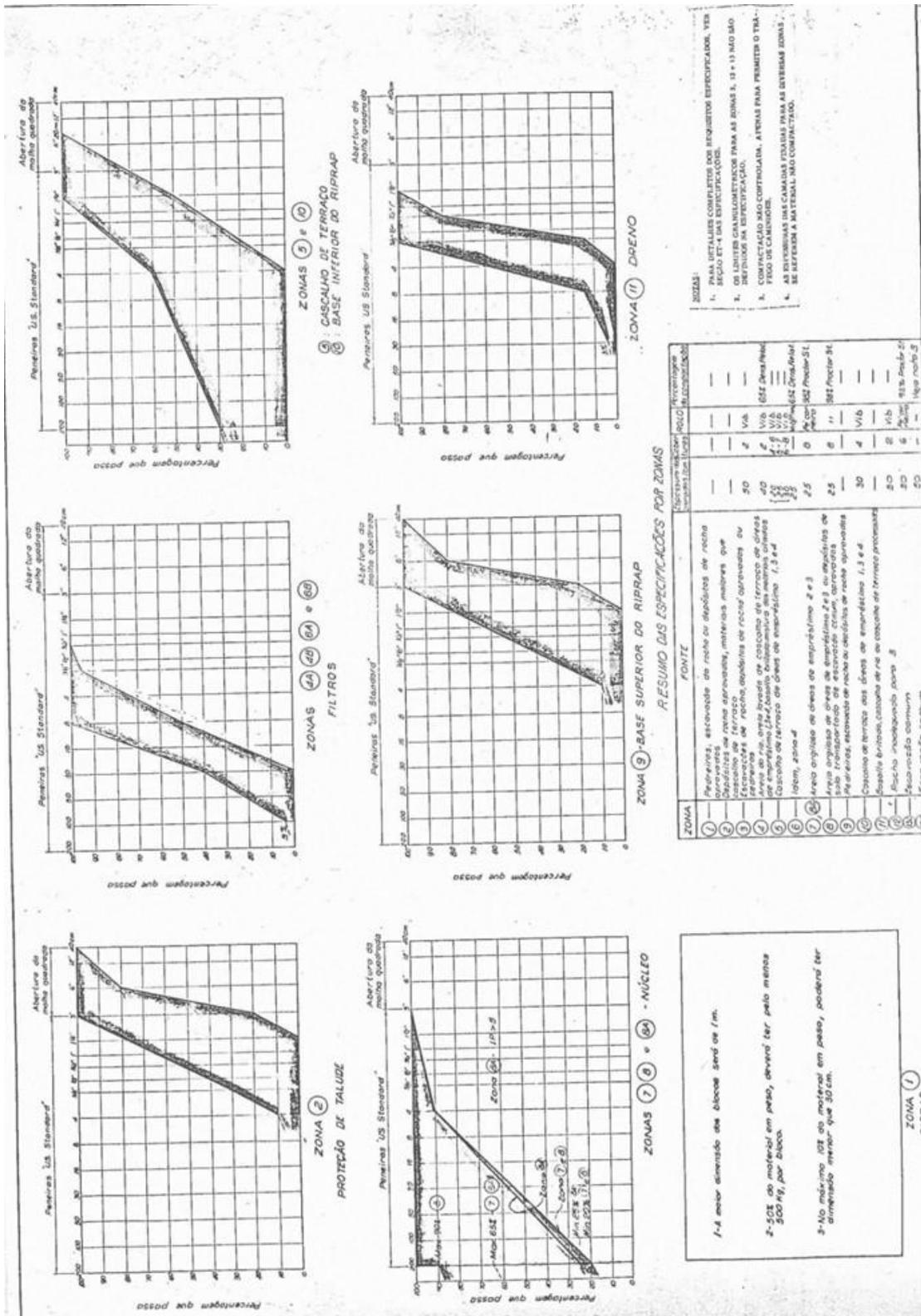
Civil – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2002.

PARRA, P.C. (1985) – Previsão e Análise do Comportamento Tensão-Deformação da Barragem de Emborcação – XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens – Belo Horizonte apud MUSMAN, Jacqueline Versiani Ramos. Análise do Comportamento Tensão-Deformação da Barragem da UHE Nova Ponte. 2002. 143 págs. Dissertação (Departamento de Engenharia Civil – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2002.

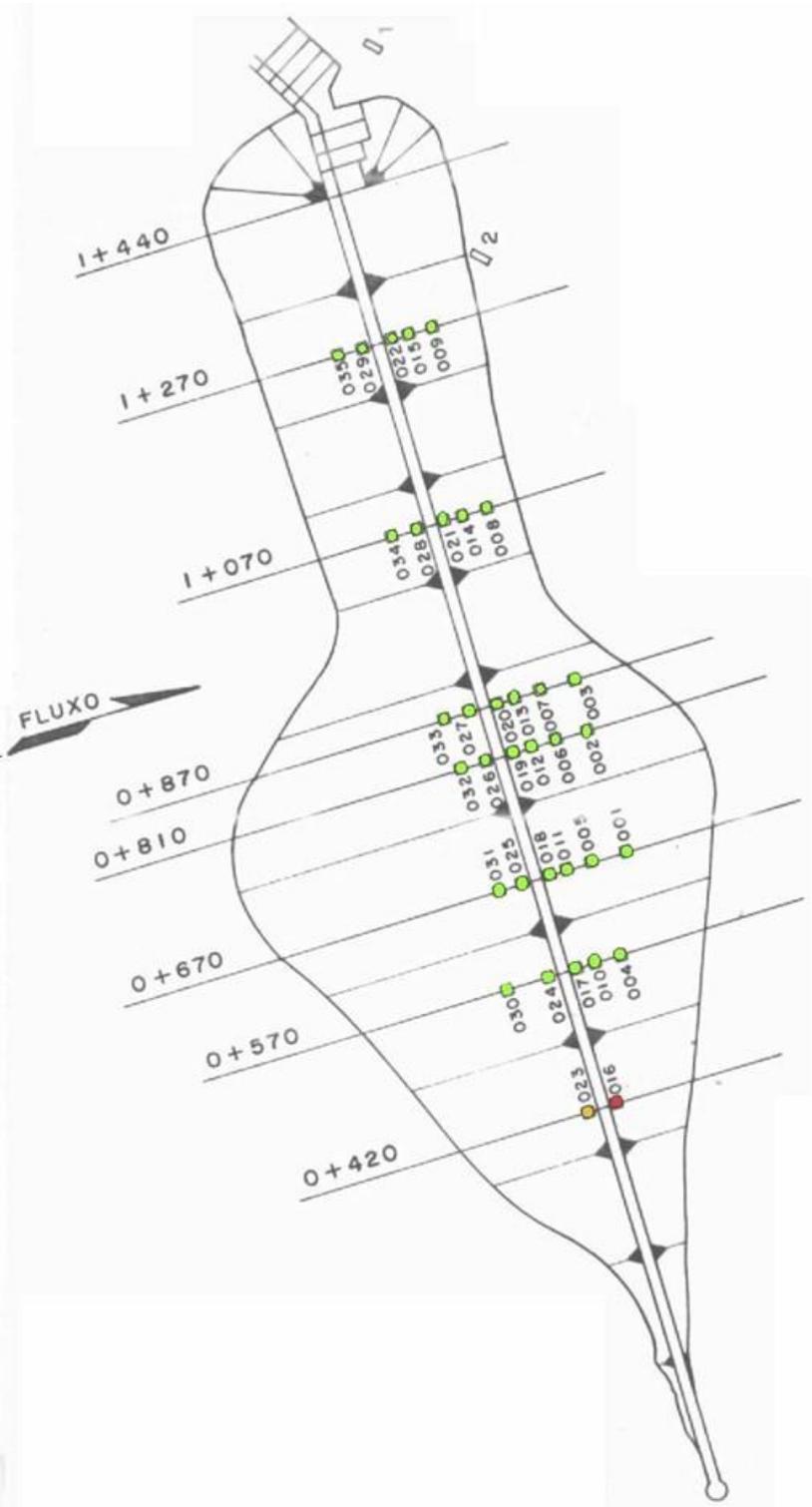
VIOTTI, Cássio Baumgratz. Instrumentação das fundações em São Simão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, X, 1975, Curitiba.

VIOTTI, Cássio Baumgratz; Zica, H.S. e Gonçalves, E.S. (1983). Cadastro das Barragens de São Simão. Simpósio Sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, p. 677-713, São Paulo, SP.

ANEXO A – FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DOS MATERIAIS QUE COMPÕEM A BARRAGEM (CEMIG, 1974)



ANEXO B – LOCAÇÃO DOS MARCOS SUPERFICIAIS DA MARGEM DIREITA (CEMIG, 2008)



ANEXO C – LOCAÇÃO DOS MARCOS SUPERFICIAIS DA MARGEM ESQUERDA (CEMIG, 2008)

