

**UM ESTUDO COMPARATIVO ANALÍTICO-NUMÉRICO DE TENSÕES LOCAIS E
GLOBAIS EM BARRAGENS GRAVIDADE DE CONCRETO**

CONSTANTINO ALVES DO NASCIMENTO JÚNIOR

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**UM ESTUDO COMPARATIVO ANALÍTICO-NUMÉRICO DE
TENSÕES LOCAIS E GLOBAIS EM BARRAGENS GRAVIDADE
DE CONCRETO**

CONSTANTINO ALVES DO NASCIMENTO JÚNIOR

ORIENTADOR: PROF. LINEU JOSÉ PEDROSO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

PUBLICAÇÃO: E.DM-21A/16

BRASÍLIA/DF: AGOSTO - 2016

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**UM ESTUDO COMPARATIVO ANALÍTICO-NUMÉRICO
DE TENSÕES LOCAIS E GLOBAIS EM BARRAGENS
GRAVIDADE DE CONCRETO**

CONSTANTINO ALVES DO NASCIMENTO JÚNIOR

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Lineu José Pedroso, Dr. Ing.(ENC/UnB)
(Orientador)

Prof. Raul Dario Durand Farfan, DSc. (ENC/UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro, DSc. (UFPE)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 18 DE AGOSTO DE 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

NASCIMENTO JÚNIOR, CONSTANTINO ALVES	
Um Estudo Comparativo Analítico-Numérico de Tensões Locais e Globais em Barragens Gravidade de Concreto [Distrito Federal] 2016.	
xxii, 134p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2016). Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Barragens de concreto	2. Tensões
3. Método Analítico	4. Método Numérico
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Nascimento Júnior, C. A. (2016). Um Estudo Comparativo Analítico-Numérico de Tensões Locais e Globais em Barragens Gravidade de Concreto. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-21/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 134 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Constantino Alves do Nascimento Júnior.

TÍTULO: Um Estudo Comparativo Analítico-Numérico de Tensões Locais e Globais em Barragens Gravidade de Concreto.

GRAU: Mestre ANO: 2016

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Constantino Alves do Nascimento Júnior

SQS 415 Bloco A apartamento 210.

70.298-010 Brasília – DF – Brasil.

constantinoanj@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus que sempre guiou os meus passos ao longo da minha vida e que permitiu que tudo isso acontecesse.

Agradeço a minha esposa, Gerciany, que de forma especial e carinhosa me deu força e coragem, me apoiando nos momentos de dificuldades, quero agradecer também ao meu filho, Davi Henrique, que embora não tivesse conhecimento disto, iluminou de maneira especial os meus pensamentos, proporcionando alegria e força.

E não deixando de agradecer de forma grata e grandiosa aos meus pais, Constantino e Irismar, pelo cuidado e dedicação que me deram em toda minha vida e por sempre acreditarem em mim.

Ao meu orientador, Lineu José Pedroso, pelas orientações, apoio, confiança e por ter acreditado na realização deste trabalho, me incentivando muitas vezes para conseguir finalizá-lo, apesar de tantas dificuldades encontradas neste percurso.

Aos amigos e colegas, pelo incentivo e pelo apoio constante ao longo dessa jornada.

Dedicado à minha família e amigos

RESUMO

UM ESTUDO COMPARATIVO ANALÍTICO-NUMÉRICO DE TENSÕES LOCAIS E GLOBAIS EM BARRAGENS GRAVIDADE DE CONCRETO

Autor: Constantino Alves do Nascimento Júnior

Orientado: Lineu José Pedroso

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, agosto de 2016.

Esta pesquisa pretende identificar e delimitar as regiões que apresentam perturbações de tensões ocasionadas pela singularidade geométrica presente na ligação entre a estrutura e fundação, através da comparação entre Métodos Analíticos e Numéricos. Para tal, construiu-se uma rotina de cálculo através do *software* EXCEL em linguagem VBA, na qual se implementaram as equações do MG e foi denominada de RMG. Para as análises através do MEF utiliza-se o programa SAP2000, cujas propriedades dos elementos e distribuição da malha foram balizadas na literatura e em alguns estudos preliminares de casos. Ademais, foram evidenciados os coeficientes de segurança aplicados em barragens, destacando o estudo da estrutura como corpo rígido em seus principais modos de ruptura. Neste trabalho, aborda-se três estudos de casos, onde o primeiro utiliza quatro modelos de soluções e o segundo apresenta apenas os dois principais representantes de cada método (MG e MEF). No último caso, apresenta-se uma barragem gravidade de concreto de perfil clássico, onde foram delimitadas as regiões de perturbações de tensão através das diferenças assinaladas entre os Métodos Analíticos e Numéricos. Tais regiões foram observadas próximas à fundação, em especial nas extremidades, onde se apresentam as concentrações de tensões. Por fim, recomenda-se que as análises finais de projetos de barragens devam utilizar os Métodos Numéricos e, nas regiões delimitadas por λ_p (comprimento de influência significativa das tensões), deverá ocorrer uma maior discretização, bem como nas zonas de interseção entre λ_p e λ_y , as quais apresentarão concentrações de tensões que demandam maiores cuidados, tanto no projeto como na fase construtiva. Ressaltar-se uma boa concordância entre os resultados dos Métodos de Gravidade e Numéricos, com exceção das zonas delimitadas por λ_p , ou seja, afastadas das regiões de perturbações de tensões. Deste modo, é possível qualificar a utilização do Método de Gravidade em análises preliminares de barragens gravidade de concreto e em estudos acadêmicos.

Palavras-chave: Barragens de Concreto, Tensões, Método Analítico, Método Numérico.

ABSTRACT

A COMPARATIVE STUDY ANALYTICAL-NUMERICAL STRESS LOCAL AND GLOBAL IN CONCRETE GRAVITY DAMS

Author: Constantino Alves do Nascimento Júnior

Advisor: Lineu José Pedroso

Structures and Civil Construction Graduate Program

Brasília, August, 2016

This research aims to identify and define the areas with voltage disturbances caused by the geometric uniqueness found between the structure and foundation, by comparing the Analytical and Numerical Methods. For this, it was necessary to create a routine calculation by EXCEL software in VBA language, which implemented the Gravity Method equations and was called RMG. For the numerical analysis was used the SAP2000 program in which the element properties and the net distribution were buoyed in the literature and cases studies. In addition, the safety factors applied to dams were highlighted, emphasizing the study of the structure as a rigid body in its main modes of rupture. This work implements will be composed by three case studies, the first uses four types of solutions and the second displays only the two main representatives of each method (GM and FEM). In the last case, it presents a classic profile of concrete gravity dam which delimited regions are voltage disturbances through the differences seen between the Analytical and Numerical Methods. These regions were observed near the foundation, especially at the ends, where stress concentrations can be found. Finally, we define that the final analysis of dam projects should use the Numerical Methods and in the regions bounded by λ_p , must occur discretization with smaller elements, as well as the intersection zones between λ_p and λ_y which present concentrations stresses that require greater care, both in design and in the construction phase. It is worth noting the similarity between the results of Gravity Method and Numerical Methods, except for the areas bounded by λ_p , that is, apart from the regions of stress disorders. Thus, you can say the use of Gravity Method in preliminary analyzes of dams gravity concrete and academic studies.

Keywords: Concrete Dams, Stress, Analytical Method, Numerical Method.

SUMÁRIO

1.0 INTRODUÇÃO E GENERALIDADES	1
1.1 GENERALIDADES	2
1.2 MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA	4
1.3 OBJETIVOS	5
1.4 METODOLOGIA	6
1.5 ABRAGÊNCIA E LIMITAÇÕES.....	8
1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	8
2.0 REVISÃO DA LITERATURA	9
2.1 INTRODUÇÃO	9
2.2 EVOLUÇÃO DAS ANÁLISES DE TENSÕES EM BARRAGENS	9
3.0 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	13
3.1 INTRODUÇÃO	13
3.2 TEORIA DA ELASTICIDADE LINEAR INFINITESIMAL	13
3.3 MÉTODOS DE SOLUÇÕES PARA ANÁLISE DE TENSÕES	15
3.3.1 Método Analítico Teoria das Vigas (MA).....	15
3.3.2 Método de Gravidade (MG)	16
3.3.3 Método das Diferenças Finitas (MDF).....	20
3.3.4 Método dos Elementos Finitos (MEF)	23
4.0 COEFICIENTES DE SEGURANÇA	25
4.1 INTRODUÇÃO	25
4.2 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO	25
4.3 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO	26
4.4 POSIÇÃO DA RESULTANTE.....	26
4.5 COEFICIENTE DE FLUTUAÇÃO	26

4.6 TENSÕES ADMISSÍVEIS.....	27
5.0 ASPECTOS COMPUTACIONAIS	28
5.1 INTRODUÇÃO	28
5.2 ROTINA DE CÁLCULO RMG	28
5.2.1 Descrição da Ferramenta	28
5.2.2 Arquitetura do RMG.....	30
5.3 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA SAP2000	32
5.3.1 Descrição do Programa.....	32
5.3.2 Estratégia de Elaboração da Malha	33
5.4 OUTROS PROGRAMAS.....	34
6.0 RESULTADOS	36
6.1 INTRODUÇÃO	36
6.2 CASO 01 - AVALIAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES EM UMA BARRAGEM RETA E VALIDAÇÃO DO RMG	38
6.2.1 Cálculo Analítico.....	39
6.2.2 Métodos Numéricos.....	41
6.2.5 Comparação entre as Soluções	46
6.3 CASO 02 – AVALIAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES EM UMA BARRAGEM TIPO CUNHA	51
CASO 02A – BARRAGEM SOB FUNDAÇÃO RÍGIDA.....	52
CASO 02B – BARRAGEM SOB FUNDAÇÃO ELÁSTICA	58
COMPARAÇÃO ENTRE OS CASOS 02A (Fundação Rígida) e 02B (Fundação Elástica).	59
6.4 CASO 03 - ANÁLISES DE TENSÕES ATRAVÉS DO MG E MEF EM UMA BARRAGEM DE PERFIL CLÁSSICO.....	69
CASO 3A - CENÁRIO 01 – EFEITO DO PESO PRÓPRIO	71

CASO 3B - CENÁRIO 02 – EFEITO DO PESO PRÓPRIO MAIS PRESSÃO HIDROSTÁTICA.....	85
7.0 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	106
7.1 – CONCLUSÕES	106
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	107
8.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109
ANEXO A.....	114
A.1 ELEMENTOS DE UMA BARRAGEM	114
A.2 SOLICITAÇÕES	114
A.2.1 PESO PRÓPRIO.....	114
A.2.2 PRESSÕES HIDROSTÁTICA	114
A.2.3 SUBPRESSÃO	116
A.2.4 SEDIMENTOS	119
A.2.5 TEMPERATURA.....	121
A.2.6 OUTROS	122
ANEXO B - COMBINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	124
ANEXO C - VARIAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE ELASTICIDADE DA BARRAGEM E DO SOLO (E_c/E_s) PARA PERFIL UTILIZADO NO CASO 02	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 . 1 – Roteiro de estudos de casos.	7
Tabela 4 . 1 - Coeficientes das tensões admissíveis (ELETROBRAS, 2003).....	27
Tabela 6 . 1 – Apresentação dos estudos de casos.....	37
Tabela 6 . 2 - Resultantes e coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para barragem reta na cota 0,0.....	39
Tabela 6 . 3 – Maiores e Menores Tensões na Seção de Cota 0,0 m (RMG).....	41
Tabela 6 . 4 - Apresentação dos valores dos deslocamentos e esforços encontrados através do Método das Diferenças Finitas para a barragem reta.	43
Tabela 6 . 5 – Comparação dos valores das tensões encontradas pelo RMG e CADAM para a situação 01 (PP).	53
Tabela 6 . 6 - Comparação dos valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para situação 01 (PP).	53
Tabela 6 . 7 – Comparação dos valores das tensões encontradas pelo RMG e CADAM para a situação 02 (PP + PH).	53
Tabela 6 . 8 - Comparação dos valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para situação 02 (PP + PH).....	54
Tabela 6 . 9 – Comparação dos valores das tensões encontradas pelo RMG e CADAM para a situação 03 (PP + PH + SUB).	54
Tabela 6 . 10 - Comparação dos valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para situação 03 (PP + PH + SUB).....	54
Tabela 6 . 11 - Tensões Encontradas na cota 0,0 m – Caso 3A.....	71
Tabela 6 . 12 - Valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados na cota 0,0 m – Caso 3A.	71
Tabela 6 . 13 - Tensões encontradas na Cota 0,0 m – Caso 3B.....	86
Tabela 6 . 14 - Valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados na cota 0,0 m – Caso 3B.....	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 . 1 – Barragens com funcionalidades diferentes, sendo de abastecimento - Barragem de Castanhão (a) e de geração de energia - Hidrelétrica de Tucuruí (b), (Melo & Piasentin, 2011).....	2
Figura 1 . 2 – Tipos de barragens de concreto, sendo barragem de gravidade - Hidrelétrica de Santa Clara (a), barragem contraforte - Barragem de Lajes (b), barragem em arco - Barragem de Funil (c), (Melo & Piasentin, 2011).....	3
Figura 1 . 3 – Acidentes ocorridos por rupturas de barragens, sendo (a) Austin Dam (Repositório digital da coudynews), (b) BR282/SC interditada devido o rompimento da Barragem em Ponte Serrado. (Portal de notícias da globo) e (c) Barragem de Camará (Cesec - Repositório digital da UFPR).	4
Figura 1 . 4 – Resumo da proposta da evolução teórica e computacional.....	7
Figura 3 . 1 Representação da faixa unitária (Oliveira, 2002).....	13
Figura 3 . 2 – Incógnitas e equações fundamentais da Teoria da elasticidade linear infinitesimal para o estado plano de deformação.	14
Figura 3 . 3 - Orientações utilizadas nas equações do Método Analítico Clássico.	15
Figura 3 . 4 - Elementos infinitesimais a montante (a), a jusante (b) e prisma de altura infinitesimal (c). (Ribeiro, 2006).....	17
Figura 3 . 5 - Convenção de sinais do Método de Gravidade, sendo de tensões (a) e esforços (b) (USB, 1976 modificado Ribeiro, 2006).....	18
Figura 3 . 6 – Representação esquemática dos operadores e o erro cometido considerando o seu primeiro termo (Pedroso, 2011 apud Szilard, 1974)	21
Figura 3 . 7 - Representação das condições de contorno para o Método das Diferenças Finitas (Pedroso, 2005).....	23
Figura 4 . 1 – Valores de referência para os coeficientes de segurança.	27
Figura 5 . 1 – Planilha 01 do RMG, onde são introduzidos os dados iniciais.	29
Figura 5 . 2 – Planilha 02 do RMG, apresenta os valores dos esforços e das resultantes.	29

Figura 5 . 3 – Planilha 03 do RMG, apresenta tensões e constantes vista na análise.....	30
Figura 5 . 4 – Planilha 04 do RMG, apresenta resultantes, tensões, coeficientes de segurança e constantes do MG para uma determinada seção.....	30
Figura 5 . 5 – Arquitetura da rotina de cálculo RMG.....	31
Figura 5 . 6 – Orientações e apresentação dos elementos utilizados para análises através do MEF (SAP2000).....	32
Figura 5 . 7 – Apresentação de malhas discretizadas sem e com regiões de transição de elementos.....	33
Figura 5 . 8 – Apresentação da modelagem das pressões hidrostáticas.	34
Figura 6 . 1 – Barragem reta, Caso 01	38
Figura 6 . 2 - Posição da resultante (CADAM)	40
Figura 6 . 3 – Definições da modelização da barragem reta na análise através do Método das Diferenças Finitas, sendo modelo da estrutura (a), malha (b) e deslocamentos (c). 42	42
Figura 6 . 4 - Matriz das equações dos deslocamentos do MDF	42
Figura 6 . 5 - Valores dos erros encontrados no teste de convergência para a barragem reta nos pontos $z = 1,0$ e $y = 1,0$ m (a); $z = 1,0$ e $y = 0,0$ m (b), considerando peso próprio e pressão hidrostática.....	45
Figura 6 . 6 – Representação da malha de 256 elementos para barragem reta (SAP2000)	46
Figura 6 . 7 – Comparação das tensões encontradas pelos diferentes métodos de análise na cota 0,0 m considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).....	47
Figura 6 . 8 – Comparação das tensões encontradas pelos diferentes métodos de análise na cota 2,0 m considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).....	48
Figura 6 . 9 – Comparação das tensões encontradas pelos diferentes métodos de análise na cota 4,0 m considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).....	49

Figura 6 . 10 - Perfil da barragem gravidade de concreto tipo cunha.....	51
Figura 6 . 11 – Valores do teste de convergência para barragem tipo cunha para três pontos da seção de cota 0,0 m, sendo $y = 0,0$ m (a), $y = 4,0$ m (b) e $y = 8,0$ m (c).	56
Figura 6 . 12 - Valores do teste de convergência para barragem tipo cunha para três pontos da seção de cota 2,0 m, sendo $y = 0,0$ m (a), $y = 3,3$ m (b) e $y = 6,6$ m (c).	57
Figura 6 . 13 – Demonstração das dimensões a serem consideradas na modelização da fundação elástica (SAP2000).....	59
Figura 6 . 14 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 0,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	60
Figura 6 . 15 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 1,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	61
Figura 6 . 16 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 2,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	62
Figura 6 . 17 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 4,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	63
Figura 6 . 18 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 0,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	65
Figura 6 . 19 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 1,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	66
Figura 6 . 20 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 2,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	67

Figura 6 . 21 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 4,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).	68
Figura 6 . 22 - Apresentação das dimensões do perfil clássico de barragem gravidade de concreto em estudo.	69
Figura 6 . 23 - Tensões σ_z para cenário 01 (PP).....	72
Figura 6 . 24 - Malha utilizada dos EF, sendo fundação e barragem (a), barragem (b) e extremidade a montante no contato solo-estrutura (c).....	74
Figura 6 . 25 - Valores de σ_z (MPa)para cenário 01 (peso próprio) através do MEF, sendo imagem da barragem e fundação (b) e a visualização da região alta concentração de tensão a montante (a).....	76
Figura 6 . 26 - Valores de σ_y e τ_{zy} (MPa) para cenário 01 (peso próprio) através do MEF, sendo a imagem da barragem e fundação σ_y (a), visualização da região alta concentração de tensão a montante σ_y (b), imagem da barragem e fundação τ_{zy} (c), visualização da região alta concentração de tensão a montante τ_{zy} (d).....	77
Figura 6. 27 – Apresentação das cotas de análise	79
Figura 6 . 28 - Valores das tensões σ_z ao longo da seção para cenário 01 em kN/m ² , sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).....	80
Figura 6 . 29 - Valores das tensões σ_{p1} ao longo da seção para cenário 01 em kN/m ² , sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).	81
Figura 6 . 30 - Porcentagens da diferença dos valores da tensão σ_{p1} entre os métodos MG e MEF, encontrados no cenário 01, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).....	82
Figura 6 . 31 - Apresentações das tensões σ_{p1} através do SAP 2000 e com a marcação dos comprimentos λ_z e λ_y , e seção λ_p , sendo barragem e fundação (a) e zoom na metade inferior da barragem (b).....	84
Figura 6 . 32 - Valores das tensões encontradas através do MG para cenário 02 (peso próprio mais pressão hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).....	87

Figura 6 . 33 - Valores das tensões principais encontradas através do MG para cenário 02 (peso próprio mais pressão hidrostática), sendo σ_{p1} (a) e σ_{p2} (b).....	88
Figura 6 . 34 - Tensões σ_z encontradas pelo MEF para cenário 02, sendo barragem fundação (a), região de concentração de tensões a montante (b), região de concentração de tensões a jusante (c).	89
Figura 6 . 35 - Tensões σ_y encontradas pelo MEF para cenário 02, sendo barragem fundação (a), região de concentração de tensões a montante (b), região de concentração de tensões a jusante (c).	91
Figura 6 . 36 - Tensões τ_{zy} encontradas pelo MEF para cenário 02, sendo barragem fundação (a), região de concentração de tensões a montante (b), região de concentração de tensões a jusante (c).	92
Figura 6 . 37 - Valores das tensões σ_z em kN/m ² , considerando as cargas do peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).	94
Figura 6 . 38 - Valores das tensões σ_y em kN/m ² , considerando as cargas do peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).	95
Figura 6 . 39 - Valores das tensões τ_{zy} em kN/m ² , considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).....	96
Figura 6 . 40 - Porcentagens das diferenças das tensões entre os MG e MEF, considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).	97
Figura 6 . 41 - Valores das tensões σ_{p1} ao longo da seção para cenário 02, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).	99
Figura 6 . 42 - Valores das tensões σ_{p2} ao longo da seção para cenário 02, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).	100
Figura 6 . 43 - Porcentagens das diferenças dos valores das tensões σ_{p1} entre os métodos MG e MEF, encontrados para cenário 02, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).	101

Figura 6 . 44 – Apresentação das tensões σ_{p1} para o cenário 02 e com a marcação do dos comprimentos λ_z e λ_y , e seção λ_p , na parte inferior da barragem (SAP2000)..... 103

Figura 6 . 45 – Apresentação dos valores dos deslocamentos no sistema barragem e fundação para o cenário 02, sendo na vertical (a) e na horizontal (b). 104

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A	- Área de contato entre a estrutura e o solo.
a	- coeficiente da tensão normal ao plano horizontal
a ₁	- coeficiente da tensão de cisalhamento
a ₂	- coeficiente da tensão normal ao plano vertical
ANEEL	- Agencia Nacional de Energia Elétrica
b	- coeficiente da tensão normal ao plano horizontal
b	- espessura da fatia da estrutura analisada.
B	- largura da barragem
b	- vetor das forças de volume
b ₁	- coeficiente da tensão de cisalhamento
b ₂	- coeficiente da tensão normal ao plano vertical
b _y	- forças de volume aplicadas na direção do eixo y
b _z	- forças de volume aplicadas na direção do eixo z
c ₁	- coeficiente da tensão de cisalhamento
c ₂	- coeficiente da tensão normal ao plano vertical
CBDB	- Comitê Brasileiro de Barragens
CDF	- coeficiente de segurança de flutuação
CDT	- coeficiente de segurança ao tombamento
CIGB	- Comissão Internacional de Grandes Barragens
CSD	- coeficiente de segurança ao deslizamento
D	- matriz constitutiva do material
d ₂	- coeficiente da tensão normal ao plano vertical
E	- módulo de elasticidade
e	- valor do erro
E1	- valor do cisalhamento na face superior do prisma de altura infinitesimal
E2	-valor do cisalhamento na face inferior do prisma de altura infinitesimal
FERC	- Federal Energy Regulatory Commission
GDFE	- Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da Unb
H	- altura da barragem

I	- momento de inércia
M	- momento fletor
MA	- Método Analítico Clássico
MDF	- Método das Diferenças Finitas
MEF	- Método dos Elementos Finitos
MG	- Método de Gravidade
N	- esforço normal
p	- pressão hidrostática a montante
p'	- pressão hidrostática a jusante
PH	- pressão hidrostática
PP	- peso próprio
PR	- posição da resultante
q	- carregamento
Q	- momento estático
RMG	- rotina de cálculo baseada no Método de Gravidade.
Rs	- forças que resistem ao movimento de deslizamento
SUB	- subpressão
T	- largura da seção analisada
u	- vetor deslocamento
UFPR	- Universidade Federal do Paraná
UnB	- Universidade Federal de Brasília
USBR	- United States Bureau of Reclamation
u_y	- deslocamento paralelo ao eixo y
u_z	- deslocamento paralelo ao eixo z
v	- deslocamento aplicado no MDF
V	- esforço cortante
w	- peso específico da água
w°	- peso específico da água, e deve ser omitido caso não exista água na superfície em análise
w_c	- peso específico do concreto
y	- distância entre o paramento a jusante e o ponto analisado

y'	- distância entre o centro da seção e o ponto analisado
z	- distância entre a origem do eixo z a seção analisada
\mathcal{L}	- operadores diferenciais
Δx	- distância entre as seções analisadas no eixo x
Δz	- distância entre as seções analisadas no eixo z
ε	- vetor de deformação
η	- erro relativo
λp	- delimita altura da região em que o Método Analítico não conseguiu identificar de forma adequada os valores das tensões.
λy	- largura da faixa que delimita as concentrações de tensões
λz	- delimita altura da região que apresenta perturbações do fluxo de tensões causado pela singularidade geometria presente na ligação barragem e fundação.
σ	- vetor de tensões
σ^A	- tensão encontrada pela análise analítica
ΣM	- somatório dos momentos fletores
σ^N	- tensão encontrada pela análise numérica
σ_1	- maior tensão principal
σ_2	- menor tensão principal
ΣV	- somatório das forças horizontais
ΣW	- somatório das forças verticais
σ_x	- tensão normal paralela ao eixo x
σ_y	- tensão normal paralela ao eixo y
σ_z	- tensão normal paralela ao eixo z
σ_{zD}	- tensão σ_z encontrado na extremidade a jusante
σ_{zU}	- tensão σ_z encontrado na extremidade a montante
τ	- coesão do solo
τ_{zy}	- tensão cisalhante
τ_{ZYD}	- tensão τ_{zy} encontrada na extremidade a jusante
τ_{ZYU}	- tensão τ_{zy} encontrada na extremidade a montante
ν	- coeficiente de Poisson
u	- deslocamento aplicado no MDF

- φ - ângulo de atrito interno
- ϕ_D - ângulo formado pelo paramento a jusante com a vertical
- ϕ_U - ângulo formado pelo paramento a montante com a vertical

1.0 INTRODUÇÃO E GENERALIDADES

O Brasil possui uma grande diversidade de climas devido às suas dimensões continentais. Historicamente, a região nordeste sofre com a escassez de água e atualmente a região sudeste também é acometida por este fator climático. Já na região norte há preocupações com as inundações. Tais fatos evidenciam, assim, a importância das barragens, dada sua função de regular a vazão de córregos ou rios.

Barragens são estruturas de portes variados, construídas geralmente em leitos de rios que podem assumir diversos objetivos, tais como: produção de energia, abastecimento de água, agricultura, etc. as quais convergem para atender às necessidades de armazenamento e controle da vazão de líquidos ou sedimentos na área.

A Lei nº 12.334/2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens, conceitua esse tipo de construção como “qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas”.

Logo, as barragens servem para evitar as enchentes nos córregos onde elas estão situadas e acumular água para ser utilizada no período de seca. Este sistema funciona do seguinte modo: há represamento de água no reservatório da barragem no período das cheias para conter os alagamentos a jusante, ou seja, em regiões depois da barragem ao passo em que essa água armazenada será utilizada no período da estiagem. Outras funcionalidades da barragem advêm desse grande acúmulo de água que poderá ser utilizado para irrigação e lazer, sobretudo na produção de energia.

Segundo a ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica), o Brasil detém um dos maiores potenciais hidrelétricos do mundo, sendo sua matriz energética composta predominantemente por esta fonte; alcançado em torno de 64% do total de energia produzida no País, o restante fica distribuído entre a produção eólica, nuclear, solar e térmica.

A Figura 1.1 apresenta a Barragem de Castanhão e a Hidrelétrica de Tucuruí, situadas nos Estados do Ceará e Pará, respectivamente. Nas imagens é notório a dimensão do volume de água armazenado.



(a)



(b)

Figura 1 . 1 – Barragens com funcionalidades diferentes, sendo de abastecimento - Barragem de Castanhão (a) e de geração de energia - Hidrelétrica de Tucuruí (b), (Melo & Piasentin, 2011)

1.1 GENERALIDADES

A classificação mais abrangente das barragens é feita pelo tipo de material utilizado, sendo os mais comuns: concreto e terra e/ou enrocamento. Mais adiante, apresenta-se também a classificação das barragens de concreto pelo método de resistir às solicitações.

As barragens de terra e/ou enrocamento são feitas de matérias naturais tais como argilas, siltes e areias e/ou com matérias produzidas - como brita e enrocamento- considerando que essas estruturas possuem melhor resistência ao fendilhamento.

As barragens de concreto são geralmente construídas em vales estreitos onde a rocha de fundação admite grandes esforços. Esses tipos de estrutura suportam melhor o galgamento, situação em que a água passar por cima da obra em estudo e possui o custo de manutenção mais baixa.

Os projetos de barragens se iniciam averiguando a necessidade de uma estrutura desse tipo e, logo após, é determinado o lugar mais propício para a sua construção, onde apresenta o volume e altura necessários de água, com menor área alagada. Em sequência, como a maioria das obras de engenharia, as barragens devem adaptar-se ao ambiente (tipo de solo da região, do formato do vale, da altura da água a ser represada, dentre outros) no qual ela será construída, bem como os seus objetivos. Assim, é tomada a decisão do tipo de barragem que se enquadra melhor nas condições averiguadas.

Sendo assim, as barragens gravidade de concreto se tornam solução adequada, quando a fundação possui uma resistência considerável, pois esse tipo de estrutura possui elevado

peso próprio, e também se faz apropriada quando o intuito é reduzir o tempo de construção e o custo de manutenção.

As barragens de concreto podem ser divididas pelo modelo estrutural utilizado para resistir aos esforços, que são definidos pelas considerações geológicas do local a ser implantada. Os modelos mais utilizados são gravidade, contraforte e arco.

As barragens de gravidade são aquelas que utilizam apenas o peso próprio para resistir as forças externas atuantes, as vantagens desse tipo de estrutura são: seu baixo custo de manutenção, simplicidade de projeto e pelo alto grau de segurança. Entretanto, possui altura limitada devido à resistência da fundação.

As barragens contrafortes utilizam o barramento a montante simulando uma parede espessa de concreto, apoiada em contrafortes ou apoios espessados ao longo do seu comprimento. Em comparação com as barragens de gravidade, tornam-se mais leves; em contrapartida, há o aumento considerável nas concentrações de tensões.

As barragens em arcos são estruturas curvas, a fim de transmitir os esforços para as ombreiras, isto é, para as laterais do vale. Essas estruturas possuem barramento mais delgado e leve, o que reduz consideravelmente o consumo de concreto. No entanto, a construção de uma barragem em desse tipo exige que a área de sua construção apresente *canions*¹ estreitos e apoios laterais extremamente resistentes.

A Figura 1.2 apresenta três tipos de barragens de concreto descritas anteriormente. Barragem gravidade da Hidrelétrica de Santa Clara, a Barragem de Lages que é do tipo contraforte e Barragem de Funil constituindo uma estrutura em arco.



Figura 1 . 2 – Tipos de barragens de concreto, sendo barragem de gravidade - Hidrelétrica de Santa Clara (a), barragem contraforte - Barragem de Lajes (b), barragem em arco - Barragem de Funil (c), (Melo & Piasentin, 2011)

¹ *Canions* são vales profundos com encostas que possuem acentuadas inclinações.

1.2 MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA

Como as barragens abrigam um grande volume de água, considera-se este cenário como potencial catástrofe, caso haja a ruptura da estrutura, nesse caso, circunstâncias de grandes estragos e consequentes perdas de muitas vidas, a exemplo da obra “Austin Dam” localizada na cidade de Austin, na Pensilvânia, nos Estados Unidos que, em setembro de 1911, rompeu culminando na extinção da cidade de Austin que possuía 2.300 habitantes.

A ruína de pequenas e médias barragens também causa danos, em 2014 o rompimento da barragem de uma pequena hidrelétrica em Ponte Serrado no Oeste de Santa Catarina provocou a interdição de várias rodovias. Antes disso, em 2004, a Barragem de Camará, entre as cidades de Alagoa Nova e Areia no Estado da Paraíba rompeu, causando 5 mortes e deixando 3 mil pessoas sem casa.



Figura 1.3 – Acidentes ocorridos por rupturas de barragens, sendo (a) Austin Dam (Repositório digital da coudynews²), (b) BR282/SC interditada devido o rompimento da Barragem em Ponte Serrado. (Portal de notícias da globo³) e (c) Barragem de Camará (Cesec - Repositório digital da UFPR⁴).

A Figura 1.3 mostra as dimensões das consequências quando há um rompimento de uma barragem. Então, para que os riscos sejam mínimos, faz-se necessário a elaboração de projetos confiáveis, além do rigoroso controle de qualidade das construções.

Na engenharia de barragens apresentam-se vários trabalhos em análise e verificações de tensões, porém, pouco foi estudado sobre perturbações do fluxo e concentrações de

² Disponível em: < <http://coudynews.com/austin-flood-centennial-begins-tonight/>>, Acesso em jul. 2015.

³ Disponível em: < <http://g1.globo.com/sc/santa-catarina/noticia/2014/06/barragem-rompe-em-ponte-serrada-e-deixa-cidade-arvoredo-esta-em-alerta.html>>, Acesso em jul. 2015.

⁴ Disponível em: < <http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC029/MKANJICamara.pdf>>, Acesso em jul. 2015.

tensões presentes em regiões próximas à fundação, constituindo uma região de descontinuidade.

Para determinar a magnitude e delimitar a área de influência deste comportamento adverso das tensões, foi proposto uma comparação entre os métodos Analíticos e Numéricos, pois estes possuem formulações distintas que possibilitam alcançar o objetivo desta dissertação.

De acordo com pesquisas realizadas na literatura de barragens⁵, verifica-se que o Método de Gravidade e o Método dos Elementos Finitos são as formas mais utilizadas na avaliação de tensões, aplicados na solução analítica e numérica, respectivamente. Assim, foram definidos os principais métodos utilizados neste trabalho.

Além disso, esta dissertação representa a continuidade de trabalhos e pesquisas realizados pelo Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da Unb (GDFE), que em quase duas décadas se dedica em produzir trabalhos na área de barragens.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo deste estudo foi identificar e delimitar as regiões que apresentam perturbações de tensões ocasionadas pela singularidade geométrica presentes na ligação entre a estrutura e fundação através da comparação dos Métodos Analíticos e Numéricos.

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Realizar revisão bibliográfica da evolução das análises de tensões em barragens gravidade de concreto e dos métodos de soluções;
- Fazer um estudo sobre a estabilidade das barragens como corpo rígido através dos coeficientes de segurança;
- Desenvolver uma ferramenta computacional para o cálculo das tensões através do Método de Gravidade;
- Verificar e ressaltar as principais diferenças encontradas entre os Métodos Analíticos e Numéricos.
- Realizar um estudo para identificar o melhor refinamento da malha de elementos finitos nas barragens, em especial nas proximidades da ligação solo-estrutura;

⁵ A literatura de barragem utilizada para fundamentar esse parágrafo será apresentada mais adiante na revisão bibliográfica.

- Delimitar as regiões de perturbações de tensões através de coeficientes (λ) referenciados a altura da estrutura.

1.4 METODOLOGIA

Inicialmente foi realizada uma revisão bibliográfica da evolução das análises de tensões em barragens e nos métodos de soluções. Deste modo, pretende-se balizar o estudo e ter uma visão ampla dos métodos utilizados.

Em seguida implementamos uma rotina de cálculo no programa EXCEL em linguagem VBA (Visual Basic), baseada no Método de Gravidade. Pretende-se, assim, reduzir o tempo de análises de esforços, tensões e verificações dos coeficientes de segurança em barragens gravidade de concreto.

No estudo realizado através do Método dos Elementos Finitos foi utilizado o programa SAP2000. A definição dos tipos de elementos e outras ações necessárias a utilização do *software* foi retirado do que se apresenta na literatura.

Outros programas também são utilizados tais como: CADAM e SURFER. Ambos foram necessários para implementação da rotina de cálculo, chamada RMG (Rotina do Método de Gravidade). O CADAM, igualmente baseado no Método de Gravidade, foi usado para validação dos valores do RMG, enquanto o SURFER contribuiu com a plotagem de gráficos dos resultados da rotina através de curvas de níveis.

A representação dos valores encontrados nas comparações entre os métodos e ferramentas computacionais, foi feita por tabelas e gráficos no programa EXCEL.

Na figura 1.4 apresenta-se um resumo em formato piramidal dos avanços estabelecidos para fundamentação teórica e computacional, na qual o degrau inferior representa os estudos mais abrangentes que dão base para os mais específicos, até se alcançar as análises de tensões em barragens gravidade de concreto.

Em seguida, na Tabela 1.1 apresenta-se a sequência de casos que foram realizados nesta dissertação. Nela observa-se: a seção transversal das estruturas; as cargas consideradas - Peso Próprio (PP), Pressão Hidrostática (PH), Subpressão (SUB); Métodos de Análises - Analítico clássico (MA), Gravidade (MG), Elementos Finitos (MEF) e Diferenças Finitas (MDF), as ferramentas computacionais e os objetivos.

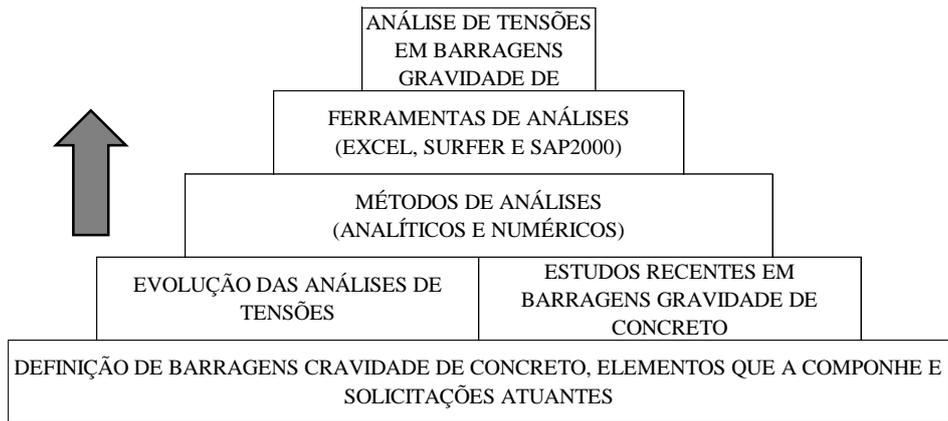


Figura 1 . 4 – Resumo da proposta da evolução teórica e computacional.

Tabela 1 . 1 – Roteiro de estudos de casos.

Caso	Perfil	Cargas Considerada	Métodos de Análise	Ferramentas	Objetivo
1		PP e PH	MA MG MDF MEF	Equações (MA) RMG (MG) CADAM (MG) EXCEL (MDF) SAP2000(MEF)	Fazer a comparação entre os métodos de análise e validar a ferramenta RMG.
2A		PP e PH	MG MEF	RMG (MG) CADAM (MG) SAP2000(MEF)	Fazer a comparação entre os métodos de análises e validar a ferramenta RMG.
2B		PP e PH	MEF	SAP2000(MEF)	Realizar estudo de tensões com variações da relação entre os de módulo de elasticidade do concreto e do solo.
3		PP, PH e SUB	MG	RMG (MG)	Fazer a comparação entre os métodos de análises.
		PP e PH	MEF	SAP2000(MEF)	

1.5 ABRAGÊNCIA E LIMITAÇÕES

Este estudo pode ser aplicado em grande parte dos perfis das barragens gravidade de concreto. Podendo ser utilizado como material de apoio nas análises de projeto.

As limitações do trabalho decorrem das simplificações adotadas pelas teorias dos métodos de análises aplicados como: os materiais são considerados homogêneos e isotrópicos; as estruturas foram analisadas a partir do regime elástico linear, das quais foram consideradas apenas duas dimensões.

Outras limitações provêm da modelagem do problema. Para os MEF, considerou-se a fundação com as mesmas propriedades da barragem, uma vez que não utiliza *links* nas ligações entre os elementos da estrutura e do solo. Já na análise através do MG a barragem é considerada um corpo rígido. Logo, a fundação não detém movimentos diferenciais.

1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi desenvolvida em sete capítulos. A seguir apresenta-se uma sucinta descrição do conteúdo.

No capítulo 1 é visto a funcionalidade, tipos de barragens na introdução e generalidades. Também é apresentada motivação, justificativa, objetivos, metodologia, abrangência e limitações, empregadas neste trabalho.

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica sucinta, onde apresenta-se a evolução das análises de tensões em barragens.

O capítulo 3 desenvolve as fundamentações teóricas dos métodos analíticos e numéricos utilizados neste estudo.

O capítulo 4 apresenta o modelo de cálculo dos coeficientes de segurança adotado.

O capítulo 5 mostra a arquitetura do RMG e também detalha com serão utilizados os demais programas presentes nesta dissertação, CADAM, SURFER e SAP2000.

No capítulo 6 são apresentados e analisados os resultados encontrados nesta dissertação. Serão realizados três estudos de caso, com perfis diferentes de barragem, focando na comparação entre os métodos de análise.

O capítulo 7 contém as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

2.0 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 INTRODUÇÃO

Nesta seção será demonstrado um breve histórico da evolução dos estudos de tensões realizados em barragens de gravidade de concreto, além da apresentação de alguns trabalhos realizados pelo Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB.

2.2 EVOLUÇÃO DAS ANÁLISES DE TENSÕES EM BARRAGENS

O livro “Practical Dam Analyses” publicado em 1999 por Max A. M. Herzog, e no artigo “Masonry Dams: Analysis Of the Historical Profiles of Sazilly, Delocre, and Rankine” produzido em 2012, por Bretas, E. M. *et al*, relatam um breve histórico das análises de tensões em barragens. Nesta seção as informações iniciais apresentadas foram referenciadas nos trabalhos supracitados.

Em 1870, Rankine verifica que as maiores tensões presentes nas barragens em operação localizam-se a jusante manifestando-se nas tensões principais, e não nas tensões verticais como de praxe na época.

Rankine também contribui com o estudo da posição da resultante, onde sugeriu que as resultantes estáticas de cada seção transversal devem estar dentro do núcleo central para garantir que não haja tração na estrutura.

Outro estudo importante em relação às tensões na década de 1880 foi exposto por Kiel. Este, afirmava que a percolação da água do reservatório pelas fissuras ou juntas de concretagem dependia do fator pressão, o qual deveria sobrepor-se à tensão de compressão vertical naquele ponto.

M. Lévy na década de 1890 deu contribuições relevantes no que tange à evolução das análises de barragens, propondo equações para a determinação de tensões no interior de uma barragem de gravidade, considerando-a uma cunha elástica; afirmou que as tensões verticais na face a montante têm que ser iguais ou maiores que as pressões hidrostáticas de contato, bem como propôs a forma triangular para o carregamento da subpressão.

Em 1909, Richardson utilizou o Método das Diferenças Finitas para solucionar as equações de tensões planas baseadas na Teoria da Elasticidade, em barragens gravidade de concreto, dando início as análises de tensões por meio dos métodos numéricos.

Em 1976, A USBR (United States Bureau of Reclamation) propôs a utilização do Método de Gravidade (MG) em estudos preliminares de barragens gravidade de concreto, dependendo da altura e perfil, e também o emprego desse método no cálculo do projeto definitivo em pequenas barragens, reforçada por Grishin (1982) e Jansen (1988).

Nesse viés, estudos têm mostrado que o Método de Gravidade representa um meio eficiente e versátil para a obtenção aproximada de tensões em barragens de gravidade de concreto (Corns *et al.* (1988) e FERC (2000)).

Em 1994, Ram Kumar e G. C. Nayak apresentaram um estudo de tensões através do Mecânica da fratura elástica linear (LEFM- Linear elastic fracture mechanics) onde compararam os resultados para diversas variações de parâmetros como altura da barragem, a razão dos módulos de elasticidade e largura da crista.

O Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB deste 2002 vem produzindo trabalhos em análise de tensões em diferentes tipos de barragens, dentre os métodos utilizados está o MG. Este permite uma solução analítica para encontrar as tensões no interior das estruturas. Dessarte, a sua utilização é justificada pela simplicidade e eficiência comparando com a análise numérica, cuja comprovação é notória em trabalhos como Pedroso (2002), Oliveira (2002), Ribeiro (2006), Ribeiro *et al.* (2007), Silva *et al.* (2008, 2011) e outros.

Oliveira, em 2002, realizou o estudo das tensões em vários perfis de barragens gravidade de concreto, considerando o peso próprio e pressões hidrostáticas. Ribeiro, em 2006, demonstrou a dedução completa do Método de Gravidade e ampliou sua utilização para as análises sísmicas.

Silva *et al* em 2008 e 2011, realizou estudos de influência da inclinação dos barramentos, considerando peso próprio, as pressões hidrostáticas, subpressão e silte, através de uma rotina de cálculo no programa MATLAB que utilizava o Método de Gravidade.

Cabe ressaltar que o MEF também é uma boa ferramenta nas análises de estruturas. Sendo este indicado quando a rigidez relativa da estrutura e da fundação é considerada no cálculo, ou seja, quando não há simplificações considerando a barragem como corpo rígido e fundação engastada, obtendo-se assim uma distribuição de tensões mais real (Miron, 1997). Também se aplica em problemas 3D e 2D com geometria irregular.

Os trabalhos de Gutseind (2003, 2011) e Pinto (2012) utilizam o MEF nas análises de tensões em barragens gravidade de concreto. Este método está presente em vários estudos recentes, tal fato é explicado pela sua popularização, onde observa-se vários programas que o utilizam em suas bases de cálculos.

Xia Zhou et al (2010) e Ming-chao et al (2015) apresentaram estudos do comportamento das tensões na presença de fissuras através do MEF.

Na literatura foram encontrados vários trabalhos utilizando o MEF nas análises sísmicas das barragens. Neste trabalho não será visto esse tipo de análise, mas estes estudos auxiliaram no entendimento do MEF, na utilização de programas, na modelagem de elementos e definições de malhas.

Ademais, notou-se a presença de grandes números de artigos que apresentam estudos dinâmicos das barragens gravidade de concreto, como Sujatha, V. & Kishen, J. M. C. (2003), Wieland, M. & Fan, B. (2004), Nayak, P. & Maity, D. (2013), Ouzandja, D. & Tiliouine, B. (2015) e Gaohui, W. et al (2015).

Em 2011, Hazrat, A. et al, apresentou uma comparação entre os métodos analíticos e numéricos, na qual apresentou as tensões encontradas nas extremidades das seções.

Cumprir destacar que foi visto trabalhos na área da engenharia mecânica no intuito de compreender as concentrações de tensões. Fonseca E. M. M. et al (2002), Barrios D. B. et al (2005), Simões D. A. (2012) e Ferreira A. D. (2013).

Gupta (2014) *et al* apresentam uma avaliação de tensões em barragens gravidade de concreto na presença de aberturas na seção transversal, cujo destaque aos valores das concentrações de tensões encontrados é notório.

Rizwan (2015) *et al* realizaram um estudo das tensões em barragens através do MEF, utilizando uma faixa da estrutura em 3D. Neste, foi possível observar a presença das concentrações de tensões em regiões da barragem próxima à fundação em várias situações de carregamento.

No Brasil, não há normas para balizar os projetos de barragens. Assim, existem apenas referências gerais em estrutura de concreto através da NBR 6118. Entretanto, há manuais de projetos elaborados por grandes empresas e laboratórios, em conjunto com o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) e o representante nacional da Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB/ICOLD), Gutstein (2011).

Para tanto, a maioria dos guias citados tem como diretrizes as recomendações propostas pelos tradicionais órgãos hídricos como a U.S. Bureau of Reclamation (1976 e 1987), U. S. Army Corps of Engineers (1995), Federal Energy Regulatory Commission (2000), dentre outras. Temos como exemplo a Eletrobrás que em 2003, publicou um manual intitulado de “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”.

3.0 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados conceitos e formulações para análise de tensões em barragens de concreto. Inicialmente, será abordada a teoria da elasticidade e, mais especificamente, onde são fundamentados os principais métodos de análise de tensões, adiante, as descrições dos métodos.

3.2 TEORIA DA ELASTICIDADE LINEAR INFINITESIMAL

A elasticidade linear infinitesimal trata do estudo das deformações e das distribuições dos esforços internos em um sólido. Para esse tipo de análise é pertinente considerar a homogeneidade dos materiais, isto é, que qualquer parte desse corpo representa as propriedades físicas específicas do todo e isotrópico, onde as propriedades elásticas são iguais em todas as direções.

A barragem gravidade, por possuir uma dimensão bastante superior às outras, pode simplificar seu estudo para o estado plano de deformação. Assim, considera-se apenas uma fatia da estrutura com largura unitária nas análises de tensões, como demonstrado na Figura 3.1, pois consideramos que as deformações no eixo x são nulas.

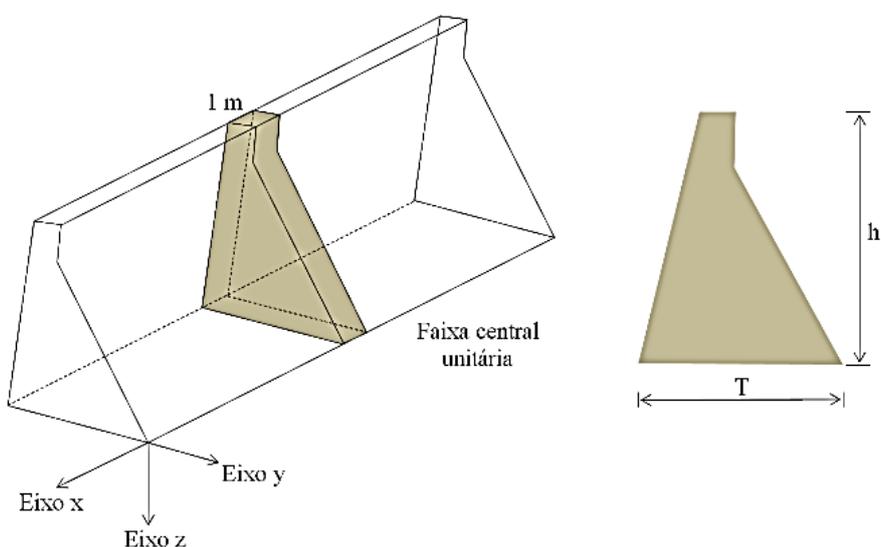


Figura 3 . 1 Representação da faixa unitária (Oliveira, 2002)

Nas análises pela teoria da elasticidade linear infinitesimal são vistas 15 incógnitas, mas com a simplificação informada anteriormente, esse número reduz para 8, sendo 2 de deslocamentos, 3 de tensões e 3 de deformações.

Tais reduções do número de incógnitas são justificadas pelas considerações a serem adotadas no estado plano de deformação, quais sejam: o paralelismo das cargas em relação ao plano de análise, a anulação das deformações ϵ_{xx} , γ_{yx} , γ_{zx} juntas ao deslocamento no eixo x e, por fim, nota-se que o valor da tensão aplicada no eixo x é obtido através das outras duas tensões normais, como é visto na Eq. 3.1.

$$\sigma_x = \nu(\sigma_y + \sigma_z) \quad (3.1)$$

Na Figura 3.2 apresenta-se um resumo das relações entre as equações fundamentais da teoria da elasticidade infinitesimal para o estado plano de deformação.

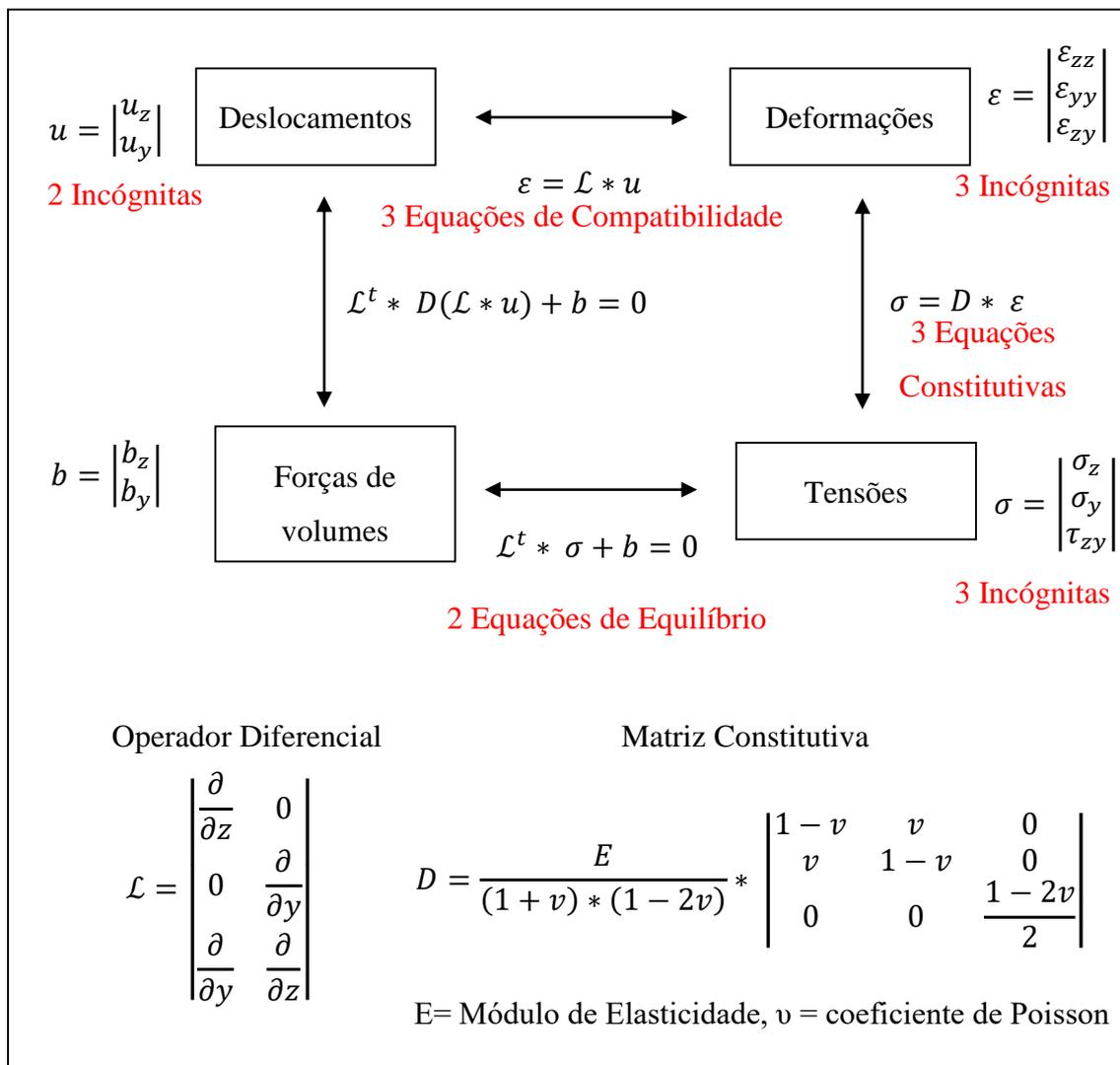


Figura 3.2 – Incógnitas e equações fundamentais da Teoria da elasticidade linear infinitesimal para o estado plano de deformação.

Na Figura 3.2 observa-se as 8 incógnitas e as 8 equações necessárias para resolvê-las. Além de apresentar a matriz constitutiva e o operador Diferencial.

3.3 MÉTODOS DE SOLUÇÕES PARA ANÁLISE DE TENSÕES

Nesta seção evidenciam-se alguns métodos de análise de tensões os quais podem ser utilizados em barragens, a observar as suas vantagens e desvantagens.

3.3.1 Método Analítico Teoria das Vigas (MA)

A Teoria das vigas geralmente é o primeiro método de análise apresentado nas escolas de engenharia. Abaixo, estão listadas as preposições desse modelo de análise:

- Viga deve ser um prisma reto onde o comprimento deve ser muito maior que as outras dimensões;
- O material deve ser homogêneo, isotrópico e elástico-linear;
- Seções planas permanecem planas depois das deformações, hipótese de pequenas deformações;
- O deslocamento lateral é nulo;

A seguir, averiguam-se as expressões analíticas utilizadas para encontrar as tensões e a Figura 3.3 que mostra as orientações utilizadas nas equações. As deduções das equações 3.2, 3.3 e 3.4 são encontradas nos livros de Timoshenko (1982), Beer e Johnson (1995) e outros. Ressalta-se que a origem/interseção dos eixos localiza-se no centro da seção em análise.

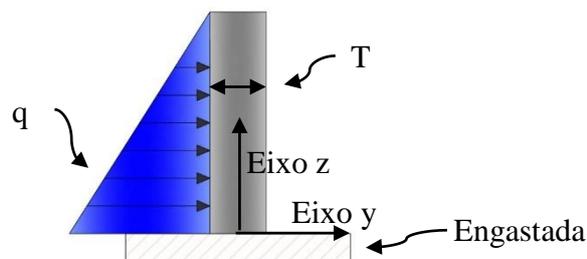


Figura 3 . 3 - Orientações utilizadas nas equações do Método Analítico Clássico.

$$\sigma_z(z, y') = \frac{M_z * y'}{I_z} + \frac{N_z}{T_z} \quad (3 . 2)$$

$$\sigma_y(z, y') = \frac{q_z}{4} * \left(-\frac{y'^3}{I_z/2} + 3 * \frac{y'}{I_z/2} + 2 \right) \quad (3 . 3)$$

$$\tau_{zy}(z, y') = \frac{V_z * Q_z}{I_z * b_z} \quad (3 . 4)$$

Sendo;

M = Momento fletor;

N = Esforço Normal;

y' = Distância entre o centro da seção e o ponto analisado;

I = Momento de inércia;

b_z = Largura da seção; temos $b = 1$ m.

T = Altura da seção, como b é unitário o valor da área da seção é igual à altura;

q = Carregamento;

V = Esforço cortante;

Q = Momento estático;

Como citado, o embasamento apresenta pontos positivos e negativos. Portanto, destaca-se que a teoria de vigas possibilita atingir a exatidão dos valores das tensões para cada ponto da estrutura, daí a sua vantagem; não obstante, tem como desvantagens não capturar bem as tensões em regiões próximas à aplicação de cargas concentradas e em zonas de descontinuidades, as quais configuram as regiões onde há mudança de inclinação da face dos elementos estudados.

3.3.2 Método de Gravidade (MG)

O MG foi difundido na década de 70 pela United States Bureau Reclamation (USBR), órgão que faz a gestão dos recursos hídrico nos E.U.A. Esse método apresenta soluções analítica de tensões no interior das barragens gravidade de concreto, a sua utilização é justificada pela simplicidade e eficiência comparado com a outros tipos de análise.

O MG considera a barragem como uma viga perfeitamente engastada na fundação de largura unitária. Para relacionar os esforços atuantes no corpo da barragem e as tensões desenvolvidas considera-se a teoria das vigas.

As pressuposições do Método de Gravidade:

- O concreto da barragem deve ser homogêneo, isotrópico e uniformemente elástico;
- Não há movimentos diferenciais na fundação da barragem;

- Todas as cargas aplicadas são transferidas para centro de gravidade da seção analisada, através da ação de viga, ou seja, a barragem é analisada em um corte de largura unitária, sem restrição lateral;
- As tensões normais em planos horizontais variam linearmente;
- As tensões de cisalhamento em planos horizontais variam parabolicamente;

As equações do Método de Gravidade foram deduzidas novamente pelo Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura (GDFE) da Unb. O desenvolvimento analítico original foi obtido a partir do trabalho apresentado pela USBR em 1976. A Figura 3.4 apresenta elementos que foram utilizados nas derivações das fórmulas do MG. Sendo que p ou p' representa as pressões hidrostáticas a montante e a jusante, respectivamente. Em sequencia, na Figura 3.5 apresentam-se as orientações das tensões, forças e momentos, utilizadas no Método.

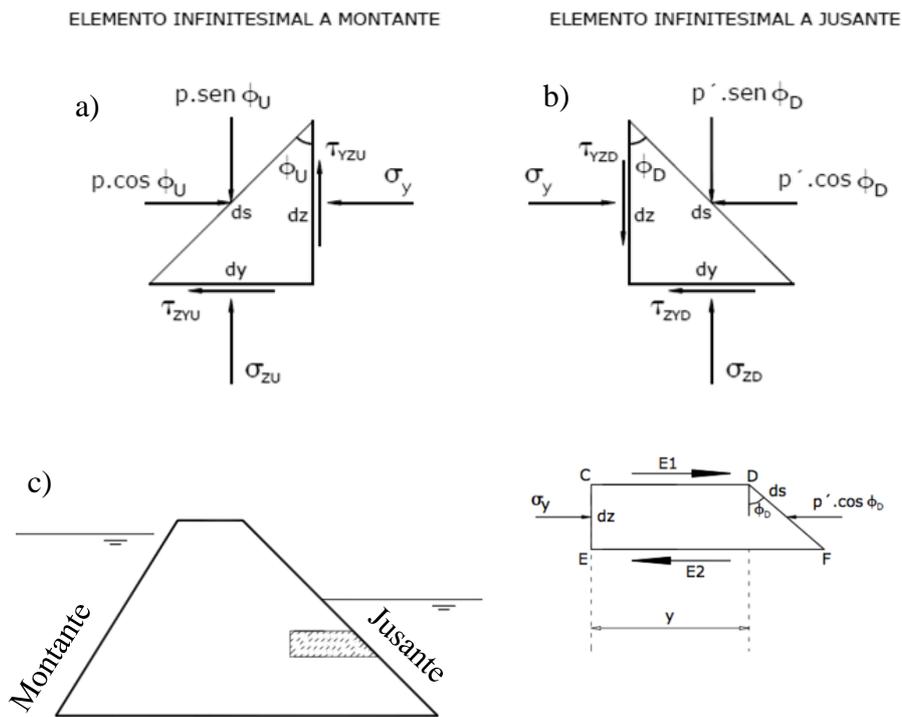


Figura 3 . 4 - Elementos infinitesimais a montante (a), a jusante (b) e prisma de altura infinitesimal (c). (Ribeiro, 2006)

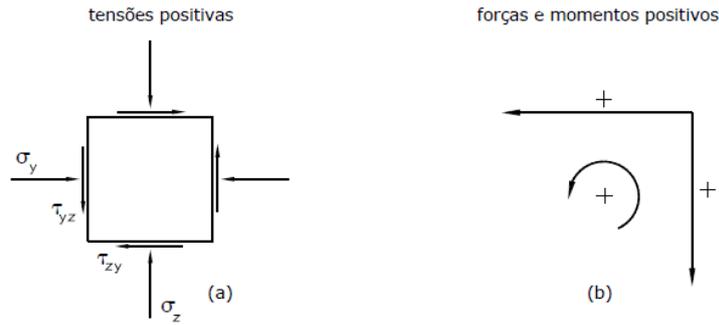


Figura 3 . 5 - Convenção de sinais do Método de Gravidade, sendo de tensões (a) e esforços (b) (USBR, 1976 modificado Ribeiro, 2006)

Em seguida, apresentam-se as equações do Método de Gravidade. Ressalta-se que neste trabalho não há a demonstração das deduções das equações, entretanto se o leitor quiser ver estas informações, podem ser observadas em alguns trabalhos do Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB, principalmente na dissertação de RIBEIRO (2006).

Tensões normais paralelas ao eixo z (σ_z) é definida pelo MG como linear, assim temos a Equação 3.5. Utilizando a Equação 3.2 do Método Analítico Clássico encontra-se as tensões σ_z nas extremidades e correlacionando-as, define-se os coeficientes, apresentado nas Equações 3.6 e 3.7.

$$\sigma_z = a + by \quad (3.5)$$

Onde:

$$a = \frac{\sum W}{T} - \frac{6 \sum M}{T^2} \quad (3.6)$$

$$b = \frac{12 \sum M}{T^3} \quad (3.7)$$

Tensões de cisalhamento (τ_{zy}) são definidas pelo MG como uma variação parabólica, assim temos a Equação 3.8. Os valores dos coeficientes são encontrados pelo equilíbrio das forças dos elementos infinitesimal localizados nas extremidades da barragem, como foi visto na Figura 3.4 (a) e (b), e também pela integração do cisalhamento em uma dada seção que é igual ao cortante.

$$\tau_{ZY} = \tau_{YZ} = a_1 + b_1y + c_1y^2 \quad (3.8)$$

Onde:

$$a_1 = \tau_{ZYD} = (\sigma_{zD} - p') \times \tan \phi_D \quad (3.9)$$

$$b_1 = \frac{-1}{T} \times \left(\frac{6\Sigma V}{T} + 2\tau_{ZYU} + 4\tau_{ZYD} \right) \quad (3.10)$$

$$c_1 = \frac{1}{T^2} \times \left(\frac{6\Sigma V}{T} + 3\tau_{ZYU} + 3\tau_{ZYD} \right) \quad (3.11)$$

$$\tau_{ZYU} = -(\sigma_{ZU} - p) \times \tan \phi_U \quad (3.12)$$

As distribuições das tensões normais paralelas ao eixo y (σ_Y) ao longo das seções são representadas por uma equação de terceiro grau, assim define-se a Equação 3.13. As constantes são encontradas através do equilíbrio das forças em um prisma de altura infinitesimal presente na extremidade da barragem, como foi visto na Figura 3.4 (c).

$$\sigma_Y = a_2 + b_2 y + c_2 y^2 + d_2 y^3 \quad (3.13)$$

Onde:

$$a_2 = a_1 \times \tan \phi_D + p' \quad (3.14)$$

$$b_2 = b_1 \times \tan \phi_D + \frac{\partial a_1}{\partial z} \quad (3.15)$$

$$\frac{\partial a_1}{\partial z} = \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} \times \tan \phi_D - \omega^\circ \times \tan \phi_D \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} = \omega_c + \tan \phi_U \times \left(\frac{12\Sigma M}{T^3} + \frac{2\Sigma W}{T^2} - \frac{2p}{T} \right) + \tan \phi_D \times \left(\frac{12\Sigma M}{T^3} - \frac{4\Sigma W}{T^2} + \frac{4p'}{T} \right) - \frac{6\Sigma V}{T^2} \quad (3.17)$$

$$c_2 = c_1 \times \tan \phi_D + \frac{1}{2} \frac{\partial b_1}{\partial z} \quad (3.18)$$

$$\frac{\partial b_1}{\partial z} = -\frac{1}{T^2} \times \left[6 \left(\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \left(\frac{12\Sigma V}{T} + 2\tau_{ZYU} + 4\tau_{ZYD} \right) \right] - \frac{1}{T} \times \left[2 \left(\frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} \right) + 4 \left(\frac{\partial \tau_{ZYD}}{\partial z} \right) \right] \quad (3.19)$$

$$\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = -(p - p') \quad (3.20)$$

$$\frac{\partial T}{\partial z} = \tan \phi_U + \tan \phi_D \quad (3.21)$$

$$\frac{\partial \tau_{ZYD}}{\partial z} = \frac{\partial a_1}{\partial z} \quad (3.22)$$

$$\frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} = -\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} \times \tan \phi_U + \omega^\circ \times \tan \phi_U \quad (3.23)$$

$$\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} = \omega_c + \tan \phi_U \times \left(\frac{4p}{T} - \frac{4\Sigma W}{T^2} - \frac{12\Sigma M}{T^3} \right) + \tan \phi_D \times \left(\frac{2\Sigma W}{T^2} - \frac{2p'}{T} - \frac{12\Sigma M}{T^3} \right) + \frac{6\Sigma V}{T^2} \quad (3.24)$$

$$d_2 = \frac{1}{3} \left(\frac{\partial c_1}{\partial z} \right) \quad (3.25)$$

$$\frac{\partial c_1}{\partial z} = \frac{1}{T^3} \times \left[6 \left(\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \left(\frac{18 \Sigma V}{T} + 6\tau_{ZYU} + 6\tau_{ZYD} \right) \right] + \frac{1}{T^2} \times \left[3 \left(\frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} \right) + 3 \left(\frac{\partial \tau_{ZYD}}{\partial z} \right) \right] \quad (3.26)$$

Sendo:

a, b, a₁, b₁, c₁, a₂, b₂, c₂, d₂ = são constantes;

p, p' = pressões hidrostáticas a montante e a jusante, respectivamente;

T = largura da seção considerada;

ω_c = peso específico do concreto;

ω = peso específico da água;

ω° = peso específico da água, e deve ser omitido caso não exista água na superfície do reservatório a montante da seção analisada.

φ_U = ângulo formado pela face montante com a vertical;

φ_D = ângulo formado pela face jusante com a vertical;

ΣW = resultante vertical das forças acima da seção;

ΣV = resultante horizontal das forças acima da seção;

ΣM = resultante dos momentos acima da seção em relação ao centro de gravidade da seção. Um momento positivo produz compressão na fibra a montante. Todas as tensões normais positivas são de compressão.

σ_{ZU} = tensão normal a montante

σ_{ZD} = tensão normal a jusante

τ_{ZYU} = tensão de cisalhamento a montante

τ_{ZYD} = tensão de cisalhamento a jusante

3.3.3 Método das Diferenças Finitas (MDF)

Esta seção foi baseada no material didático “Uma introdução ao Método das Diferenças Finitas Centrais” de autoria do professor Lineu José Pedroso (2011).

O MDF é um método de solução das equações diferenciais, onde as derivadas são substituídas por formas de diferenças finitas, sendo estas obtidas pela expansão de série de Taylor.

O método consiste em uma função geral $y = f(x)$, com o eixo x sendo dividido em intervalos Δx . As ordenadas da curva são caracterizadas por índices correspondentes aos números dos pontos, sendo esses a interseção entre dois intervalos Δx . Por exemplo, nos pontos $y - 1, y, y + 1, \text{etc.}$, as ordenadas são $y_{(i-1)}, y_{(i)}, y_{(i+1)}, \text{etc.}$, respectivamente. É importante observar que o método tratado neste presente relatório é de utilidade para aproximações de diferenças finitas centrais.

Através das aproximações de Taylor pode-se chegar às expressões de aproximação das derivadas. Na Figura 3.6 relacionam-se os operadores das equações diferenciais, coeficientes e o 1º termo do erro utilizado pelo MDF.

Operador	Coefficientes	1º Termo do Erro
$\frac{\partial}{\partial x}$	$\frac{1}{2} \frac{1}{\Delta x} (-1) \text{---} (+1)$	$-\frac{1}{6} \Delta x^2 y_i'''$
$\frac{\partial^2}{\partial x^2}$	$\frac{1}{\Delta x^2} (+1) \text{---} (-2) \text{---} (+1)$	$-\frac{1}{12} \Delta x^2 y_i'''$
$\frac{\partial^3}{\partial x^3}$	$\frac{1}{2} \frac{1}{\Delta x^3} (-1) \text{---} (+2) \text{---} (-2) \text{---} (+1)$	$-\frac{1}{4} \Delta x^2 y_i^{(5)}$
$\frac{\partial^4}{\partial x^4}$	$\frac{1}{\Delta x^4} (+1) \text{---} (-4) \text{---} (+6) \text{---} (-4) \text{---} (+1)$	$-\frac{1}{6} \Delta x^2 y_i^{(6)}$

Figura 3 . 6 – Representação esquemática dos operadores e o erro cometido considerando o seu primeiro termo (Pedroso, 2011 apud Szilard, 1974)

Nesta dissertação utilizar-se-ão as equações diferenciais das deformações encontradas na obra de Timoshenko em 1982, na qual se obtém a derivada quarta do deslocamento igual ao carregamento na seção analisada. Nas Equações 3.27 e 3.28 são apresentadas as equações do deslocamento em relação ao carregamento e o operador das diferenças finitas.

$$\frac{\partial^4 v}{\partial y^4} = \frac{q}{EI} \quad 3.27$$

$$\frac{v_{i-2} - 4v_{i-1} + 6v_i - 4v_{i+1} + v_{i+2}}{(\Delta z)^4} = \frac{q_i}{EI_i} \quad 3.28$$

Sendo:

i = Indica a seção considerada (Ponto)

v = Deslocamentos transversais;

q = Carregamento transversais;

E = Módulo de elasticidade longitudinal;

I = Momento de Inércia;

Δz = Comprimento entre as seções analisadas (Passo).

Com os valores das deformações iremos encontrar as tensões através do caminho inverso, ou seja, com as deformações encontraremos os esforços e em seguida as tensões. Temos com exceção do esforço normal gerado pelo peso próprio da estrutura, pois iremos considerá-lo uma constante. Abaixo, apresentam-se as equações 3.29, 3.30 e 3.31 que serão utilizadas para encontrar os esforços.

$$\frac{-M_i}{EI_i} = \frac{v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1}}{(\Delta z)^2} \quad 3.29$$

$$\frac{-C_i}{EI_i} = \frac{v_{i-2} - 2v_{i-1} + 2v_{i+1} - v_{i+2}}{2(\Delta z)^3} \quad 3.30$$

$$\frac{q_i}{EI_i} = \frac{v_{i-2} - 4v_{i-1} + 6v_i - 4v_{i+1} + v_{i+2}}{(\Delta z)^4} \quad 3.31$$

Sendo:

M = Momento fletor;

C = Esforço cortante

Em seguida, usaremos as Eqs. 3.2, 3.3 e 3.4 do Método Analítico para encontrar as tensões produzidas pelos esforços encontrados através do MDF. Outra consideração que deve ser vista na análise através do MDF são as condições de contorno da estrutura. Na Figura 3.7 são apresentadas essas considerações para diferentes tipos de apoio.

Tipo de apoio	Condições de contorno
	$\begin{cases} Y_i = 0 \\ Y_{i+1} = Y_{i-1} \end{cases}$
	$\begin{cases} Y_i = 0 \\ Y_{i+1} = -Y_{i-1} \end{cases}$
	$\begin{cases} Y_{i+1} = Y_{i-1} \\ Y_{i+2} = Y_{i-2} \end{cases}$
	$\begin{cases} Y_{i-1} = 2Y_i - Y_{i+1} \\ Y_{i+2} - 2Y_{i+1} + 2Y_{i-1} - Y_{i-2} = 0 \end{cases}$

Figura 3 . 7 - Representação das condições de contorno para o Método das Diferenças Finitas (Pedroso, 2005).

3.3.4 Método dos Elementos Finitos (MEF)

Com surgimento dos primeiros computadores, os métodos matriciais para análise estrutural tiveram um grande crescimento, tanto que as primeiras aplicações envolviam apenas estruturas reticuladas, mas a crescente demanda por estruturas leves - tal como as encontradas nas indústrias da aeronáutica - conduziu ao desenvolvimento de métodos. Nesta fase inicial destaca-se o trabalho de Zienkiewicz, em seu artigo “*The Element Method: from Intuition to Generality*” que apresenta uma evolução mais detalhado do MEF. (Ribeiro, F. L. B. 2004)

O MEF é uma das ferramentas mais utilizadas nas análises da mecânica dos sólidos. O método consiste em dividir o domínio a ser estudado em subdomínios que são chamados de elementos cujos vértices são denominados nós. Assim, é possível construir aproximações dentro do domínio através da interpolação de valores nodais dos elementos (ALVES, G. S., 2014). Na Eq. 3.32 é vista a aproximação no campo de deslocamentos.

$$\tilde{u}(x) = \sum_{j=1}^n N_j(x)u_j \quad 3.32$$

Onde:

N_j = função de interpolação;

u_j = coeficiente constante;

j = representa o elemento;

n = valor da quantidade de elementos;

x = domínio.

Esta dissertação não tem como foco detalhar a formulação do MEF. Entretanto, apresenta-se uma discussão sobre a determinação do erro, que será utilizado nos estudos de convergência.

O MEF, por ser um Método Numérico, não representa o valor exato de tensões em um ponto de análise, diferentemente do Método Analítico. Sendo assim, a diferença encontrada entre os valores do MEF e do Método Analítico denomina-se erro.

O erro pode ser reduzido pela definição da malha mais adequada ao problema. Abaixo apresenta a Eq. 3.33 para definição do erro.

$$e = \|\sigma^N - \sigma^A\| \quad 3.33$$

Na Eq. 3.3 observa-se a representação do erro pela diferença entre a tensão encontrada através do MEF (σ^N) e a tensão encontrada através do Método Analítico (σ^A). Na falta das soluções exatas, o erro pode ser estudado através tendência dos resultados de sequência de malhas mais discretizadas.

Neste trabalho, os erros relativos foram usados para o teste de convergência, os quais são determinados pela razão entre o erro encontrado pelo valor de referência. Como é apresentado na Eq. 3.34.

$$\eta = \frac{\|e\|}{\|\sigma^A\|} \quad 3.34$$

4.0 COEFICIENTES DE SEGURANÇA

4.1 INTRODUÇÃO

Neste trabalho temos como foco principal a análise de tensões recorrentes nas barragens gravidade de concreto devido às diversas ações. Porém, demonstra-se também a análise da estrutura como corpo rígido através dos coeficientes de segurança.

Neste capítulo apresentar-se-ão os coeficientes de segurança: ao deslizamento, ao tombamento, posição da resultante, flutuação e um estudo da inclinação mínima das barragens para que os valores dos coeficientes sejam seguros.

4.2 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

O coeficiente de segurança ao deslizamento (CSD) é utilizado na verificação do escorregamento no plano de menor resistência, que pode ser entre a estrutura e o solo ou na fundação, onde são somadas todas as forças atuantes na barragem na direção horizontal (ΣV) e as forças que resistiram ao movimento de deslizamento (R_s), relação apresentada na Eq. 4.1.

$$CSD = R_s / \Sigma V \quad 4.1$$

É considerado um dos principais coeficientes de segurança, pois em caso de colapso por estabilidade global há uma tendência a ocorrer mediante deslizamento. Para definir o valor de R_s utilizaremos a resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb⁶, para isso, necessitamos do ângulo de atrito interno da rocha e o valor da coesão do solo como é visto na Eq. 4.2.

$$R_s = (\Sigma W) * \tan \varphi + \tau * A \quad 4.2$$

Onde:

ΣV = somatório das forças horizontais;

ΣW = somatório das forças verticais;

φ = ângulo de atrito interno;

⁶ A resistência Mohr-Coulomb apresenta uma equação de reta simplificadora da curva do envoltório adjacente aos círculos de Mohr produzido por diferentes estados de tensões, onde os coeficientes são o ângulo de atrito interno e a coesão.

τ = coesão.

Na falta de conhecimentos das propriedades dos materiais são admitidos os valores de $\phi = 55^\circ$ e $\tau = 0$;

A = Área de contato entre a fundação e estrutura.

Relacionando as equações 4.1 e 4.2 através do valor de Rs teremos a equação final de CSD, Eq. 4.3:

$$\text{CSD} = [(\Sigma W) \cdot \tan \phi + \tau \cdot A] / \Sigma V \quad 4.3$$

4.3 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO

Esse coeficiente apresenta como finalidade verificar a possibilidade da barragem girar em torno do eixo mais a jusante da estrutura em contato com o solo. Sendo assim, a barragem dificilmente entrará em colapso por este modo, pois tenderá a deslizar antes do tombamento. Portanto, obtém-se a redução da resistência ao deslizamento a medida que houver o levantamento parcial da barragem.

O coeficiente de segurança ao tombamento (CDT) é encontrado pela divisão dos momentos resistente pelos momentos de tombamento.

$$\text{CDT} = M_{\text{resistente}} / M_{\text{tombamento}} \quad 4.4$$

4.4 POSIÇÃO DA RESULTANTE

A verificação da posição da resultante é útil à identificação de tensões de tração na barragem. Esta análise tem como base investigar se a posição da resultante das forças atuantes está dentro do núcleo de inércia da seção, ou seja, resultante localizada entre $T/3$ e $2T/3$, sendo T, a largura da seção analisada.

A posição da resultante é encontrada pela relação entre os momentos atuantes no centro da seção divididos pelo somatório dos esforços normais, como é visto na Eq. 4.5.

$$\text{PR} = \Sigma M / (\Sigma W) \quad 4.5$$

4.5 COEFICIENTE DE FLUTUAÇÃO

O coeficiente indica a tendência de levantamento das barragens, este é encontrado pelo somatório das forças que atuam na direção vertical, sendo considerados apenas os

carregamentos permanentes mínimo (W), divididos pelo somatório das forças que atuam no sentido contrário (U), como é apresentado na Eq. 4.6.

$$CDF = W/U \quad 4.6$$

Apresentam-se através da Tabela 4.1 os valores de referências mínimos que os coeficientes de segurança devem ter para que a estrutura esteja segura. Os valores vistos mais adiante foram retirados do manual publicado pela ELETROBRAS em 2003.

Figura 4 . 1 – Valores de referência para os coeficientes de segurança.

Coeficiente de segurança	Caso de carregamento		
	Normais	Excepcionais	Extremos
Deslizamento (pico)	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)
Deslizamento (residual)	1,5 (2,0)	1,1(1,3)	1,1 (1,3)
Tombamento	1,5	1,2	1,1
Flutuação	1,3	1,1	1,1

Os valores entre parênteses na Tabela 4.1 são recomendados quando os conhecimentos necessários são precários ou os materiais não apresentam constância de comportamento.

4.6 TENSÕES ADMISSÍVEIS

As tensões admissíveis, diferentemente dos coeficientes de segurança, analisam elementos locais da barragem para que a probabilidade de esmagamento e fissuração do concreto seja reduzida.

Para a ELETROBRAS, em 2003, as tensões admissíveis são variáveis para cada tipo de caso de análise e de tensão. A tabela 4.2 mostra os coeficientes que deverão ser multiplicados pelo f_{ck} a fim de encontrar as tensões admissíveis.

Tabela 4 . 1 - Coeficientes das tensões admissíveis (ELETROBRAS, 2003).

Condições de Carregamento	Tensões Admissíveis de Compressão	Tensões Admissíveis de Tração
Normal	0,50	0,050
Construção	0,55	0,055
Excepcional	0,60	0,060
Limite	0,65	0,065

5.0 ASPECTOS COMPUTACIONAIS

5.1 INTRODUÇÃO

Nesse trabalho foram empregados quatro programas. O principal foi o Excel utilizando a programação em VBA (*Visual Basic for applications*), no qual foi implementada a rotina de cálculo denominada RMG, apresentando os resultados das tensões em vários pontos da barragem através do Método de Gravidade (MG).

Os outros programas utilizados são: SURFER para mapear os resultados encontrados através do RMG por meio da interpolação de valores; CADAM que também utiliza o MG e tem como finalidade validar os resultados do RMG. Este fornece relatórios informando apenas as tensões σ_z nos pontos extremos da seção, a tensão de cisalhamento máximo e dos coeficientes de segurança. Cabe ressaltar que a ferramenta em discussão foi desenvolvida pela politécnica de Montreal no Canadá, enquanto as análises através do MEF foram possíveis através do software SAP2000.

5.2 ROTINA DE CÁLCULO RMG

5.2.1 Descrição da Ferramenta

No programa Excel implementou-se as equações do MG demonstradas anteriormente através da linguagem VBA - ferramenta constante no programa que geralmente vem desabilitada.

O programa foi escolhido por ser uma ferramenta de fácil acesso e também pela saída de dados em forma de tabela, assim facilitando o uso do programa SURFER, utilizado para plotar as tensões, possibilitando a visualização de todo o campo de tensões dentro do corpo da barragem.

A pasta de trabalho do Excel foi dividida em quatro planilhas, a primeira é preenchida manualmente com os dados iniciais, tais como os níveis de água, peso específico do concreto e silte, perfil da barragem (através da matriz de coordenadas dos vértices do perfil) e outros dados.

A segunda e a terceira planilha serão preenchidas automaticamente após executar a macro inscrita no programa, com as informações das resultantes, dos esforços, dos coeficientes de segurança, das constantes encontradas nas equações e as tensões, para cada seção. Posteriormente, a quarta planilha é ilustrada através de tabelas, as quais apresentam as

informações referentes à seção que queira ser estudada. Nas Figuras 5.1 a 5.4 são apresentadas estas planilhas.

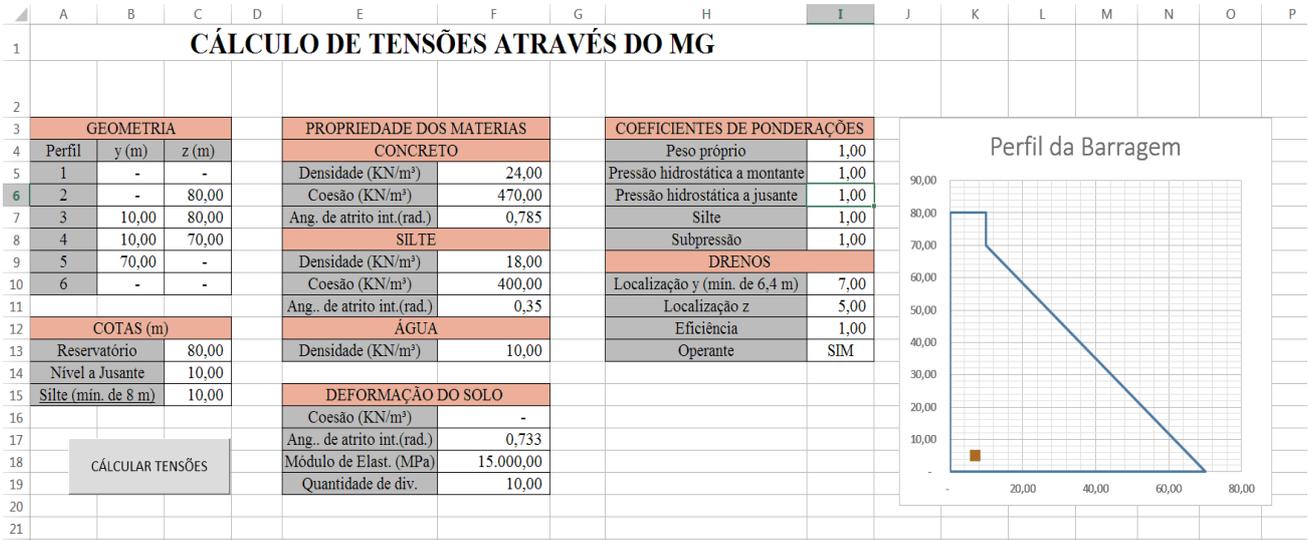


Figura 5 . 1 – Planilha 01 do RMG, onde são introduzidos os dados iniciais.

Observa-se na Figura 5.1 a geometria da seção e dados por uma matriz com os valores dos vértices onde ocorre mudança de inclinação. Também nota-se o quadro “COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO”, no qual temos as porcentagens de majoração das cargas que atua no sistema.

Nota-se também na Figura 5.1, que há opção de implementar nas análises a atuação de uma linha de drenos. Este mecanismo tem a função de reduzir os valores da subpressão, assim reduz a possibilidade de ocorrer tensões de tração na estrutura e aumenta os valores dos coeficientes de segurança.

TABELA DE AÇÕES																									
COTA	CARGAS VERTICAIS						CARGAS HORIZONTAIS						MOMENTOS												
	z	W	W _{hm}	W _{hj}	U	W _{silt}	Prot.v	total(W)	V _{in}	V _j	V _{silt}	Prot.h	Total(V)	M _w	M _{w_{hm}}	M _{w_{hj}}	M _{w_{silt}}	M _{um}	M _{uj}	M _u	M _{silt}	MProt.v	MProt.h	Total(M)	
5	0,00	69.600,00	0,00	0,00	-28.000,00	0,00		41.600,00	-32.000,00	0,00	0,00		-32.000,00	828.003,36	0,00	0,00	0,00	-853.333,33	0,00	-326.666,67	0,00				-351.996,64
6	1,00	67.930,29	0,00	0,00	-27.311,43	0,00		40.618,86	-31.205,00	0,00	0,00		-31.205,00	798.527,30	0,00	0,00	0,00	-821.731,67	0,00	-314.731,70	0,00				-337.936,07
7	2,00	66.281,14	0,00	0,00	-26.631,43	0,00		39.649,71	-30.420,00	0,00	0,00		-30.420,00	769.775,94	0,00	0,00	0,00	-790.920,00	0,00	-303.091,02	0,00				-324.235,08
8	3,00	64.652,57	0,00	0,00	-25.960,00	0,00		38.692,57	-29.645,00	0,00	0,00		-29.645,00	741.713,70	0,00	0,00	0,00	-760.888,33	0,00	-291.740,95	0,00				-310.915,59
9	4,00	63.044,57	0,00	0,00	-25.297,14	0,00		37.747,43	-28.880,00	0,00	0,00		-28.880,00	714.351,73	0,00	0,00	0,00	-731.626,67	0,00	-280.677,82	0,00				-297.952,76
10	5,00	61.457,14	0,00	0,00	-24.642,86	0,00		36.814,29	-28.125,00	0,00	0,00		-28.125,00	687.668,55	0,00	0,00	0,00	-703.125,00	0,00	-269.897,96	0,00				-285.354,40
11	6,00	59.890,29	0,00	0,00	-23.997,14	0,00		35.893,14	-27.380,00	0,00	0,00		-27.380,00	661.673,87	0,00	0,00	0,00	-675.373,33	0,00	-259.397,69	0,00				-273.097,15
12	7,00	58.344,00	0,00	0,00	-23.360,00	0,00		34.984,00	-26.645,00	0,00	0,00		-26.645,00	636.334,67	0,00	0,00	0,00	-648.361,67	0,00	-249.173,33	0,00				-261.200,33
13	8,00	56.818,29	0,00	0,00	-22.731,43	0,00		34.086,86	-25.920,00	0,00	0,00		-25.920,00	611.660,21	0,00	0,00	0,00	-622.080,00	0,00	-239.221,22	0,00				-249.641,02
14	9,00	55.313,14	0,00	0,00	-22.111,43	0,00		33.201,71	-25.205,00	0,00	0,00		-25.205,00	587.635,77	0,00	0,00	0,00	-596.518,33	0,00	-229.537,69	0,00				-238.420,25
15	10,00	53.828,57	0,00	0,00	-21.500,00	0,00		32.328,57	-24.500,00	0,00	0,00		-24.500,00	564.247,23	0,00	0,00	0,00	-571.666,67	0,00	-220.119,05	0,00				-227.538,48
16	11,00	52.364,57	0,00	0,00	-20.897,14	0,00		31.467,43	-23.805,00	0,00	0,00		-23.805,00	541.491,56	0,00	0,00	0,00	-547.515,00	0,00	-210.961,63	0,00				-216.985,07
17	12,00	50.921,14	0,00	0,00	-20.302,86	0,00		30.618,29	-23.120,00	0,00	0,00		-23.120,00	519.354,92	0,00	0,00	0,00	-524.053,33	0,00	-202.061,77	0,00				-206.760,18
18	13,00	49.498,29	0,00	0,00	-19.717,14	0,00		29.781,14	-22.445,00	0,00	0,00		-22.445,00	497.843,86	0,00	0,00	0,00	-501.271,67	0,00	-193.415,78	0,00				-196.843,59
19	14,00	48.096,00	0,00	0,00	-19.140,00	0,00		28.956,00	-21.780,00	0,00	0,00		-21.780,00	476.929,56	0,00	0,00	0,00	-479.160,00	0,00	-185.020,00	0,00				-187.250,44
20	15,00	46.714,29	0,00	0,00	-18.571,43	0,00		28.142,86	-21.125,00	0,00	0,00		-21.125,00	456.608,79	0,00	0,00	0,00	-457.708,33	0,00	-176.870,75	0,00				-177.970,30
21	16,00	45.353,14	0,00	0,00	-18.011,43	0,00		27.341,71	-20.480,00	0,00	0,00		-20.480,00	436.886,83	0,00	0,00	0,00	-436.906,67	0,00	-168.964,35	0,00				-168.984,20
22	17,00	44.012,57	0,00	0,00	-17.460,00	0,00		26.552,57	-19.845,00	0,00	0,00		-19.845,00	417.736,52	0,00	0,00	0,00	-416.745,00	0,00	-161.297,14	0,00				-160.305,62

Figura 5 . 2 – Planilha 02 do RMG, apresenta os valores dos esforços e das resultantes.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
1	z	y	oz	oy	tz	op1	op2	a1	b1	a2	b2	c2	a3	b3	c3	d3	
2	0	70	1025,302008	753,283108	878,8302927	1778,585116	0,00	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
3	0	69,00001	1012,98738	763,7092772	867,7734957	1765,027137	11,67	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
4	0	68,00002	1000,672752	773,5926159	856,6732847	1751,297289	22,97	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
5	0	67,00003	988,3581238	782,9445932	845,5296599	1737,396089	33,91	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
6	0	66,00004	976,0434957	791,7766782	834,3426211	1723,324272	44,50	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
7	0	65,00005	963,7288676	800,1003401	823,1121683	1709,082794	54,75	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
8	0	64,00006	951,4142395	807,9270481	811,8383016	1694,672835	64,67	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
9	0	63,00007	939,0996114	815,2682712	800,521021	1680,095802	74,27	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
10	0	62,00008	926,7849833	822,1354786	789,1603265	1665,353334	83,57	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
11	0	61,00009	914,4703552	828,5401395	777,756218	1650,447309	92,56	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
12	0	60,0001	902,1557271	834,493723	766,3086956	1635,379843	101,27	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
13	0	59,00011	889,841099	840,0076982	754,8177592	1620,153299	109,70	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
14	0	58,00012	877,5264709	845,0935344	743,2834089	1604,770291	117,85	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
15	0	57,00013	865,2118428	849,7627005	731,7056447	1589,233689	125,74	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
16	0	56,00014	852,8972147	854,0266658	720,0844665	1573,546628	133,38	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
17	0	55,00015	840,5825866	857,8968994	708,4198745	1557,712512	140,77	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
18	0	54,00016	828,2679585	861,3848704	696,7118684	1541,735024	147,92	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	
19	0	53,00017	815,9533304	864,502048	684,9604485	1525,618133	154,84	1025,302	-12,3148	878,8303	-11,0352	-0,02171	753,2831	10,70151	-0,27716	0,001912	

Figura 5.3 – Planilha 03 do RMG, apresenta tensões e constantes vista na análise.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	RELATÓRIO DE ANÁLISE POR SEÇÃO (RMG)								
2									
3	Cota (z)	0							
4	ID	Seção	Montante	Jusante		Tabela de Tensões para Cota 0,0 m (KN/m²)			
5	Resultante Vertical	52.411,9				Tensões	Montante	Jusante	Maior da Seção
6	Resultante Horizontal	-31.941,3				Tensões Normais	509,8	987,7	987,7
7	Resultante de Momento	-195.166,0				Tensões Horizontais	980,0	752,2	980,0
8	Largura da Seção	70,0	0,0	70,0		Tensões Cisalhantes	0,0	760,9	760,9
9	Tensões Normais		509,8	987,7		Tensão Princ. Comp.	980,0	1.639,9	1.639,9
10	Tensões Horizontais		980,0	752,2		Tensão Princ. Tração*	509,8	100,0	100,0
11	Tensões Cisalhantes		0,0	760,9		*O valor da coluna Maior da seção será de menor valor por se tratar de tração			
12	Tensão Princ. Comp.		980,0	1.639,9		Resultantes e Coeficientes de Segurança			
13	Tensão Princ. Tração		509,8	100,0		Descrição	Valor	Referência	
14	C. Deslissamento	1,5				Result. Vertical	52.411,9	-	
15	C. Tombamento	4,6				Result. Horizontal	-31.941,3	-	
16	C. de Flutuação	4,0				Result. de Momento	-195.166,0	-	
17	Posição da Resultante	38,7				Coef. Deslissamento	1,5	>1,0	
18	Referência do N. central		23,3	46,7		Coef. Tombamento	4,6	>1,0	
19	a1	987,7				Coef. de Flutuação	4,0	>1,0	
20	b1	-6,8				Posição da Resultante	38,7	(23,3 - 46,6)	
21	a2	760,9							
22	b2	-4,4							
23	c2	-0,1							
24	a3	752,2							
25	b3	9,5							
26	c3	-0,1							
27	d3	0,0							
28	deformação montante	0,001061							
29	deformação jusante	0,002119							
30	Área de concreto	2.900,0							

Figura 5.4 – Planilha 04 do RMG, apresenta resultantes, tensões, coeficientes de segurança e constantes do MG para uma determinada seção.

5.2.2 Arquitetura do RMG

A programação consiste primeiramente em identificar o perfil da barragem. Na sequência, a análise é feita em várias seções do perfil uma por vez, espaçadas em um metro a partir do contato com a fundação até a crista.

Na Figura 5.5 mostra a configuração da programação implementada.

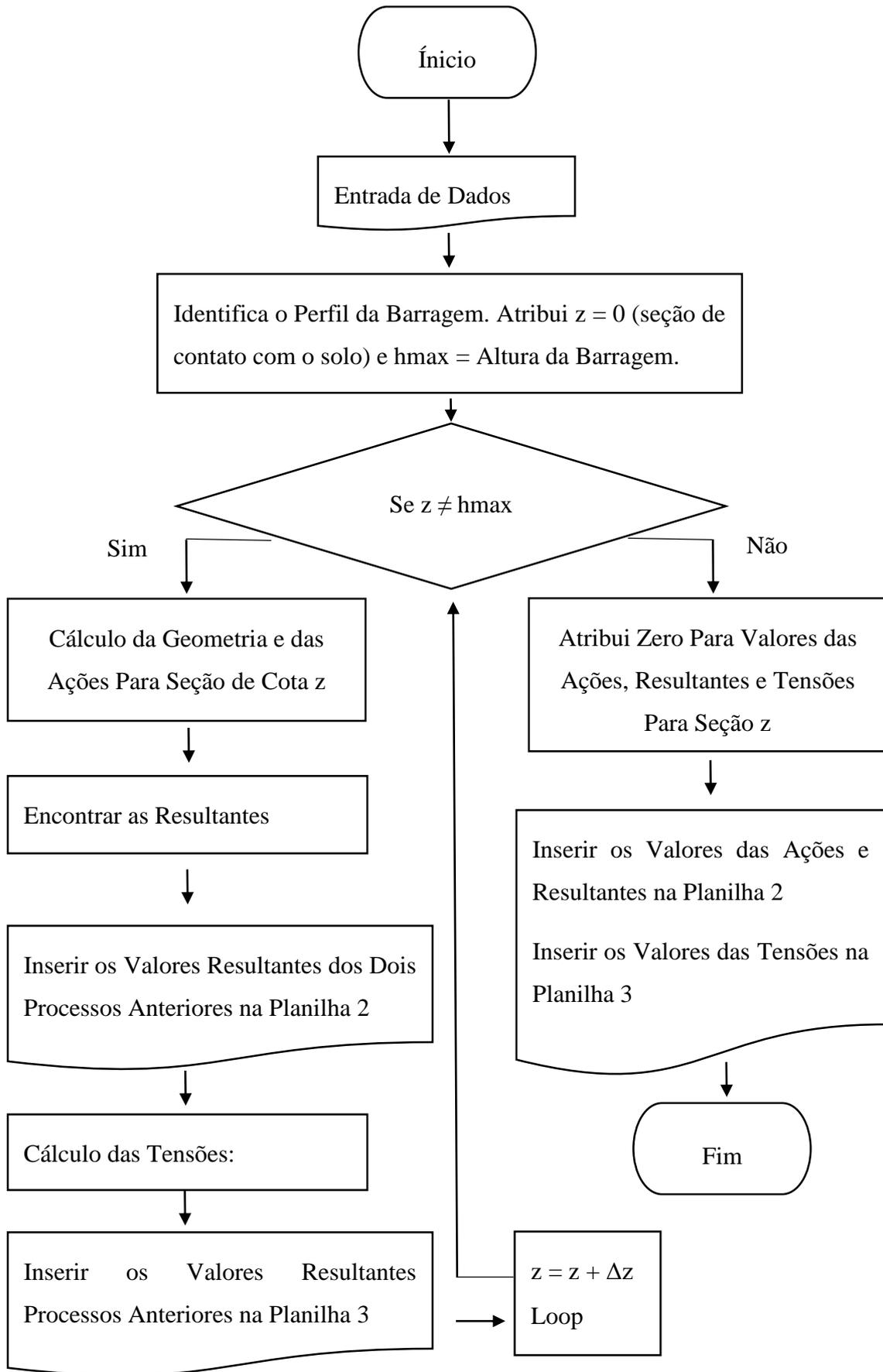


Figura 5 . 5 – Arquitetura da rotina de cálculo RMG

5.3 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA SAP2000

5.3.1 Descrição do Programa

O programa SAP (Structural Analysis Program) surgiu em 1974 e tem como base de análise o Método dos Elementos Finitos. Em 1972, o software foi peça da tese de Edward L. Wilson na Universidade da Califórnia.

O SAP2000 tem o Método dos Elementos Finitos como base para suas análises, será importante em nosso estudo sempre fazer o comparativo com esse modelo de avaliação, pois é bastante difundido no meio acadêmico e profissional devido a sua eficiência.

Os elementos de modo geral possuem 6 graus de liberdade em cada ponto, como observa-se na Figura 5.6, mas para elementos planos as rotações não são ativadas, assim reduz-se o número de graus de liberdade para 3.

Foram utilizados elementos *planes*, são elementos de modelo sólido com duas dimensões, com funções de forma linear e espessura uniforme, no estudo a espessura utilizada foi de 1,0 metro. Além disso, os elementos apresentam um nó para cada aresta. A análise utilizada foi do tipo *Plane-Strain* (Estado plano de deformação).

Definiu-se a utilização de elementos retangulares com 4 nós, um em cada aresta, em que seus lados são aproximadamente iguais para não ocasionar erro devido à diferença dos valores de cada dimensão do elemento.

Na Figura 5.6 apresenta-se as orientações do elemento que foi utilizado na análise.

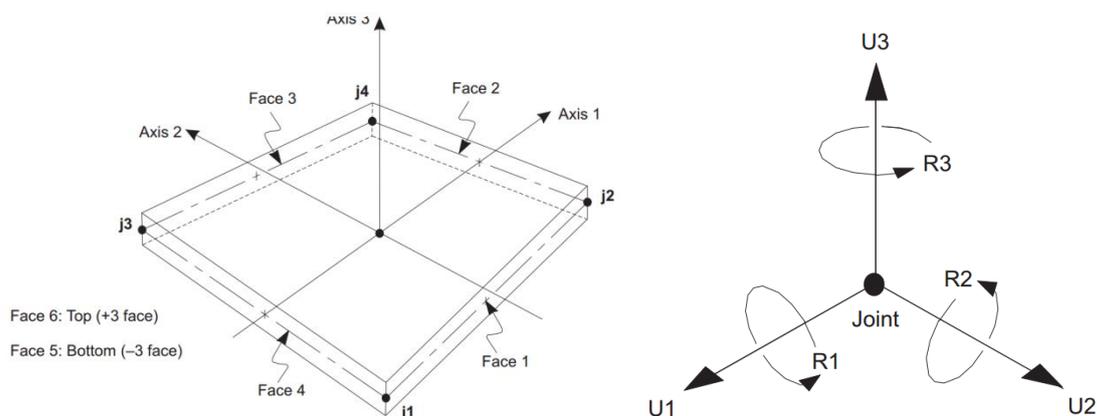


Figura 5 . 6 – Orientações e apresentação dos elementos utilizados para análises através do MEF (SAP2000).

5.3.2 Estratégia de Elaboração da Malha

A definição da malha é muito importante para análises através dos Métodos Numéricos, pois se a malha for constituída por elementos maiores que o necessário, acarretará em erros grandes. Em situação inversa, apresenta desperdício de tempo e energia empregados na discretização do problema.

As barragens gravitacionais de concreto possuem um afunilamento na geometria dos perfis, ou seja, há uma redução nas larguras das seções, à medida que caminhamos para a parte superior da estrutura. Deste modo, apresenta-se discretização excessiva na parte superior da estrutura. No intuito de evitar este fato, criou-se regiões de transição de tamanhos de elementos.

No presente trabalho, foi utilizada uma malha de transição entre camadas de elementos com tamanhos diferentes de acordo com que foi visto na literatura, como Wang, G *et al* (2015) e Gutstein, D. (2011). Na Figura 5.7 apresentam-se duas malhas, sendo uma sem e outra com as transições de malha.

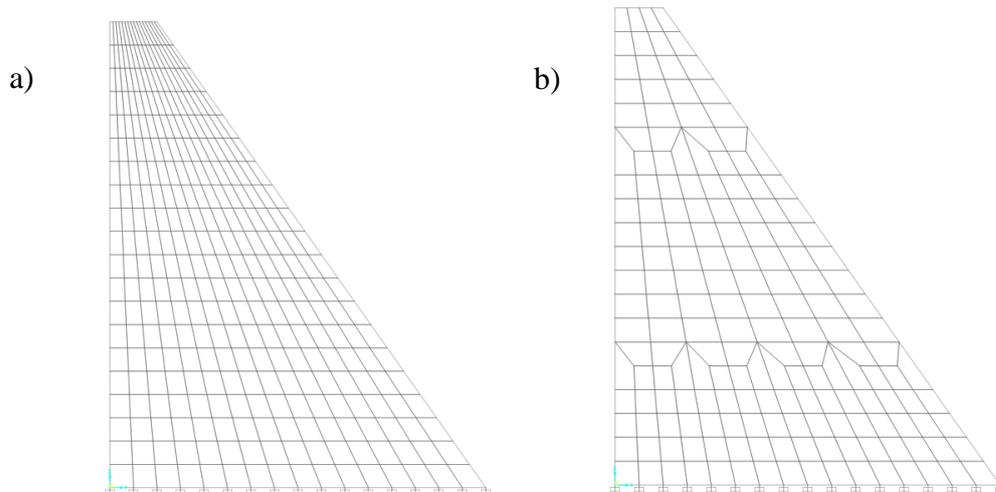


Figura 5 . 7 – Apresentação de malhas discretizadas sem e com regiões de transição de elementos.

Observa-se, na Figura 5.7 (a), a discretização excessiva no topo da barragem para manter a mesma quantidade de elementos para cada seção. E na Figura 5.7 (b) visualiza-se a manutenção da proporcionalidade dos lados dos elementos quando se utiliza a malha de transição.

Primeiramente, a pressão hidrostática será definida como *Joint Patterns*, opção do SAP2000 para a carga triangular aplicada aos pontos selecionados, onde definimos pela segunda opção a altura máxima da cota em z (cota do reservatório), a variação da força por metro (peso específico da água) e a definição mediante aumento ou diminuição da pressão com a altura (para o estudo negativo).

Após definir o carregamento através do *Joint Patterns*, realizou-se a substituição desse pelo o *Surface Pressure*, na qual foram substituídas as forças aplicadas em dois nós do elemento por uma corresponde pressão na face do elemento delimitada entre estes nós. Dessa feita, a modelagem da pressão hidrostática torna-se mais próxima da realidade. Na Figura 5.8 apresenta-se a aplicação das pressões hidrostática através do *Surface Pressure* no SAP2000.

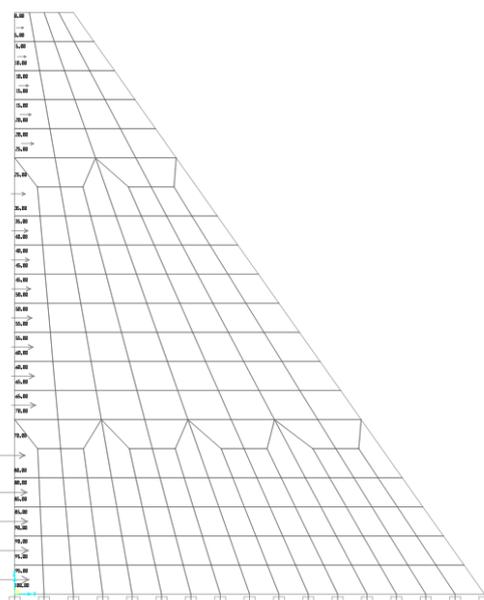


Figura 5 . 8 – Apresentação da modelagem das pressões hidrostáticas.

5.4 OUTROS PROGRAMAS

No presente estudo, foram utilizados mais três programas, sendo o SURFER como complemento RMG, o CADAM na validação dos resultados do RMG e SAP2000 usado nas análises através do MEF.

O SURFER foi desenvolvido pela Golden Software Inc., cujo uso engloba representar as tensões através de gráficos bastante intuitivos os quais demonstram o campo de tensões em todo corpo da barragem. A escolha desse programa deveu-se ao seu fácil manuseio e suas ótimas representações gráficas.

A forma de entrada de dados ocorre através de planilhas onde informamos os valores a serem mapeados e, por conseguinte, suas localizações no plano cartesiano. Enfim, o programa plota o mapa de contorno de superfície através da interpolação dos valores.

O SURFER possui duas formas de entrada de dados, através de importações de tabelas de outros aplicativos como Excel e Lotus, ou inserindo os valores diretamente na planilha do programa, além de outros formatos que podem ser copiados e colados.

Nesse processo, o gráfico é construído usando a posição espacial de um determinado ponto e seu valor correspondente. A posição espacial é dita pelas colunas X e Y que representam os eixos das coordenadas e abscissas, respectivamente; já a coluna z representa o valor a ser plotado para aquele ponto definido.

O método de interpolação a ser utilizado no estudo será de Krigagem, pois é o mais utilizado, sendo que as outras interpolações também representam de forma concisa os resultados do estudo.

O CADAM foi desenvolvido em 1991 pela Universidade “École Polytechnique de Montreal” localizada no Canadá, cujo objetivo é dar suporte às avaliações de segurança e estabilidade em barragens gravidade de concreto, suas análises são baseadas no Método de Gravidade, por isso utiliza-se essa ferramenta para validar o RMG.

O programa fornece relatórios informando as distribuições das tensões normais ao longo do plano horizontal, a tensão de cisalhamento máximo e dos coeficientes de segurança da barragem. O software também calcula as tensões considerando os sismos através de um modelo pseudoestático.

O CADAM não foi utilizado como principal ferramenta de análise para MG por em alguns estudos preliminares foram encontradas divergências nos valores das tensões principais e por não fornecer os valores das tensões horizontais.

Cabe relevar que, no estudo, inicialmente foi utilizado o software Maple para realizar as análises de tensões e verificações dos coeficientes de segurança, assim como no Excel as rotinas de cálculo do Método de Gravidade foram escritas em sua plataforma.

Entretanto, houve a necessidade de migrar de programa, devido à necessidade de representar os campos de tensões encontrados de maneira mais intuitiva, no qual podemos representar todo o corpo da barragem.

6.0 RESULTADOS

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados encontrados nas análises de tensões em barragens gravidade de concreto, onde poderemos observar as diferenças entre os métodos de análise em três perfis e em duas situações de carregamento.

Para tanto, foram escolhidos quatro métodos de análise: Método analítico clássico (RESMAT), onde considera as equações da resistência dos materiais; Método de Gravidade (MG), que também é analítico; Método das Diferenças Finitas (MDF); e Métodos dos Elementos Finitos (MEF), sendo os dois últimos métodos numéricos.

Visando à feitura deste, também foram usadas ferramentas computacionais, quais sejam: EXCEL, CADAM, SURFER e SAP2000. O EXCEL foi utilizado na comparação dos resultados, além de ser o software onde foi implementada a rotina de cálculo RMG, para análise através do MG, o CADAM realiza análise através do MG, SUFER auxilia o RMG na representação de seus resultados e SAP 2000 realiza análise através do MEF.

No primeiro caso, foram utilizados todos os métodos de análises apresentados, nos seguintes seguem apenas as diferenças existentes nos principais representantes do analítico e numérico, que são o MG e o MEF, respectivamente.

Nas análises foram apresentados dois cenários de carregamento. Tendo em vista que o primeiro considera apenas o peso próprio (PP) e o segundo acrescenta as pressões hidrostáticas (PP+PH), ressalta-se nos anexos a presença outras combinações de carregamentos resolvidos através do RMG, no intuito de demonstrar a amplitude dessa rotina de cálculo.

Algumas propriedades dos materiais serão mantidas em todos os estudos de caso, como peso específico de 24 e 10 kN/m³ para concreto e água, respectivamente. Temos também definido para concreto: coeficiente de Poisson igual a 0,2, resistência a compressão em 10Mpa, Módulo de elasticidade igual 15 GPa e ângulo de atrito interno de 45°.

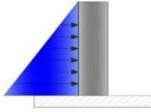
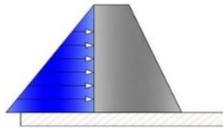
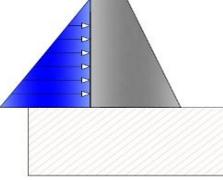
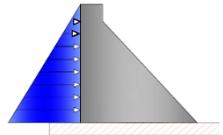
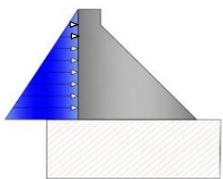
No Caso 01 foi solucionado o campo de tensões em uma barragem reta através dos métodos de análises apresentados nesta dissertação. Assim, podemos comparar os resultados e observar as diferenças e semelhanças entre os métodos. Nesse caso, também foram utilizados tais dados na validação do RMG.

Em seguida, no Caso 02 apresenta-se um estudo em uma barragem gravidade tipo cunha. As análises foram feitas através do MG e MEF, sendo o último modelado com dois tipos de fundação - rígida e elástica. Para esse perfil, ainda foram observados resultados com a variação da relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do solo, apresentado em anexo.

No Caso 03, foi estudado um perfil clássico de barragem, onde se aplicam os conhecimentos adquiridos em casos anteriores, como a discretização da malha e as dimensões da fundação. Neste caso, pretende-se delimitar as zonas de concentração de tensões existente nas barragens de gravidade.

A Tabela 6.1 demonstra a sequência, os perfis, cargas consideradas, tipos de análises, ferramentas utilizadas e os objetivos para cada estudo de caso.

Tabela 6 . 1 – Apresentação dos estudos de casos.

Caso	Perfil	Cargas Considerada	Métodos de Análise	Ferramentas	Objetivo
1		PP e PH	MA MG MDF MEF	Equações (MA) RMG (MG) CADAM (MG) EXCEL (MDF) SAP2000(MEF)	Fazer a comparação entre os métodos de análise e validar a ferramenta RMG.
2A		PP e PH	MG MEF	RMG (MG) CADAM (MG) SAP2000(MEF)	Fazer a comparação entre os métodos de análises e validar a ferramenta RMG.
2B		PP e PH	MEF	SAP2000(MEF)	Realizar estudo de tensões com variações da relação entre os de módulo de elasticidade do concreto e do solo.
3		PP, PH e SUB	MG	RMG (MG)	Fazer a comparação entre os métodos de análises.
		PP e PH	MEF	SAP2000(MEF)	

6.2 CASO 01 - AVALIAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES EM UMA BARRAGEM RETA E VALIDAÇÃO DO RMG

Nesta análise apresentar-se-á uma barragem de concreto reta cuja estrutura compreende 8,0 metros de altura e 2,0 metros de largura. Na obra, foi utilizada apenas uma situação de carregamento, onde teremos as tensões geradas pelo peso próprio (PP) e pela pressão hidrostática (PH) ocasionados pelo nível do reservatório a 8,0 metros.

Inicialmente, escolheu-se a barragem reta, em detrimento do seu previsível comportamento frente às tensões nesse tipo de estrutura, sobretudo, por ser um perfil já estudado na literatura, a exemplo de Oliveira (2002), que se embebeu das funções de Airy para solucionar os campos de tensões.

A Figura 6.1 apresenta o modelo do perfil estudado, onde observamos a origem do plano de análise. A detalhar-se na extremidade a montante, a orientação das pressões hidrostáticas e a representação da fundação rígida.

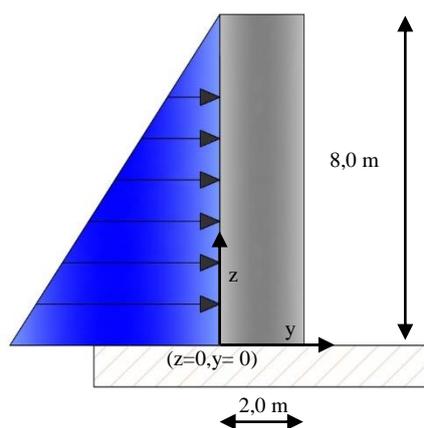


Figura 6 . 1 – Barragem reta, Caso 01

Cabe lembrar que foram utilizados todos os métodos apresentado neste trabalho, a fim de entender suas semelhanças, diferenças e limitações, através da comparação dos resultados.

Apresenta-se também a validação do RMG, rotinas de cálculos produzidas por esta dissertação, cujos resultados foram comparados com os valores vistos pelo programa CADAM, que também analisa barragens através do MG.

Ressalta-se que os resultados encontrados para cada método de análises serão apresentados no final do caso. Adotamos esta prática para evitar informações duplicadas, com vistas em tornar a exposição dos dados mais objetiva.

6.2.1 Cálculo Analítico

a) Baseado na Resistência dos Matérias

Adiante, verificar-se-á o método analítico clássico, onde são notadas as equações de Resistência dos Materiais observadas no trabalho de Timoshenko (1982) e também de Beer e Johnston (1995), que foram apresentadas na seção 4.3.1 desta dissertação:

$$\sigma_z(z, y) = \frac{M_z * y}{I_z} + \frac{N_z}{T_z} \quad (3.2)$$

$$\sigma_y(z, y) = \frac{q_z}{4} * \left(-\frac{y}{T_z/2}^3 + 3 * \frac{y}{T_z/2} + 2 \right) \quad (3.3)$$

$$\tau_{zy}(z, y) = \frac{V_z * Q_z}{I_z * b_z} \quad (3.4)$$

b) Baseado no Método de Gravidade

Além da comparação entres os métodos de análises, teremos como objetivo a validação do RMG. Para tal, utilizaremos o CADAM e o RMG na análise da barragem, pois ambos utilizam o Método de Gravidade (MG).

Inicialmente, correlacionamos as resultantes e os coeficientes de segurança encontrados pelas duas ferramentas, tendo como referência a seção de cota 0,0 m. Na Tabela 6.2 são apresentados os valores encontrados pelas ferramentas. Sendo que as resultantes se encontram em kN, posição da resultante em metros, já os demais são adimensionais.

Tabela 6.2 - Resultantes e coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para barragem reta na cota 0,0.

Resultantes e Coeficientes de Segurança		
Descrição	RMG	CADAM
Result. Vertical (kN)	384,0	384,0
Result. Horizontal (kN)	-320,0	-320,0
Result. de Momento (kN.m)	-853,3	-853,3
Coef. Deslizamento	1,1	1,1
Coef. Tombamento	0,5	0,5
Coef. de Flutuação	384,0	384,0
Posição da Resultante (m)	3,2	3,2

Observa-se que os valores encontrados através do RMG e do CADAM são semelhantes. Assim, podemos afirmar que as rotinas de cálculos implementadas para avaliação das resultantes e coeficientes estão corretas.

Avançando nas análises dos dados, percebemos que a barragem reta não possui valores satisfatórios para os coeficientes de tombamento e posição da resultante. Logo, no caso de implementação da estrutura, careceria de ancoragem ao solo na face a montante e também de armadura para suportar as trações.

Nota-se que o coeficiente de flutuação apresenta um valor muito elevado. Isso acontece devido à ausência de forças no sentido contra a gravidade, a exemplo desse tipo de carregamento temos a subpressão.

A Figura 6.2 demonstra a alteração da posição da resultante ao longo da altura da barragem em seções espaçadas em um metro. Como os coeficientes encontrados no CADAM e RMG foram semelhantes, podemos apresentar a figura abaixo, que foi retida do CADAM, para representar o MG.

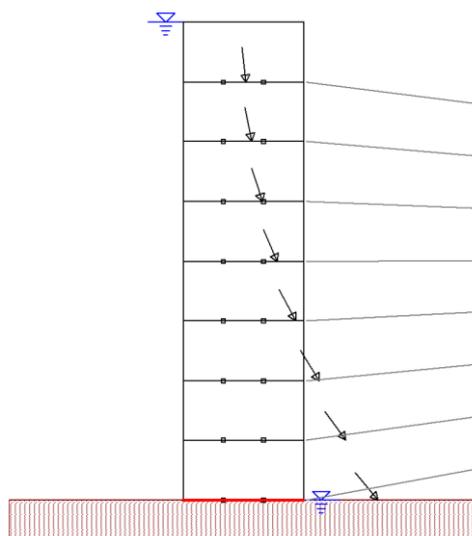


Figura 6 . 2 - Posição da resultante (CADAM)

Podemos observar na Figura 6.2, o deslocamento da resultante para fora do núcleo central a medida que se aproxima da fundação, tal fato é justificado pelo aumento da pressão hidrostática com a profundidade.

Em seguida, na Tabela 6.3, apresentar-se-ão as tensões normais, cisalhantes e principais (σ_1 , σ_2) encontradas nas extremidades da seção de cota 0,0 m. Em geral, nestas

localizações, são verificadas as maiores e menores tensões da estrutura. Novamente iremos comparar os valores encontrados pelo CADAM e RMG.

Tabela 6 . 3 – Maiores e Menores Tensões na Seção de Cota 0,0 m (RMG)

Tabela de Tensões para cota 0,0 m (KPa)				
Tensões	RMG		CADAM	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
σ_z	-1.088,0	1.472,0	-1.088,0	1.472,0
σ_y	80,0	0,0	80,0	0,0
τ_{zy}	0,0	0,0	0,0	0,0
σ_{p1}	80,0	1.472,0	80,0	1.472,0
σ_{p2}	-1.088,0	0,0	-1.088,0	0,0

Na Tabela 6.3 observa-se que novamente os resultados entre RMG e CADAM foram semelhantes. Assim, podemos validar a correta implementação das equações do Método de Gravidade pela rotina de cálculo implementada.

Nota-se que as tensões de tração são superiores à resistência de tração da estrutura. A resistência do concreto adotado no estudo foi 10 MPa, então, temos sua resistência a tração de -1.000 kN/m² conforme a NBR 6118. Além disso, na maioria das normas de barragens recomenda-se que em barragens de gravidade não haja trações, ainda que o concreto só apresente fissurações a partir de tensões de tração com valor a 10% da resistência.

Em seguida, foram feitos estudos de tensões em várias seções, onde novamente os resultados convergiram. Esses valores serão apresentados adiante, seguidos da comparação de todos os resultados das análises e também para cada ferramenta utilizada.

6.2.2 Métodos Numéricos

a) Baseado no Método das Diferenças Finitas (MDF)

Para o estudo através do MDF foram utilizadas as equações apresentadas na seção 3.3.3. Sendo assim, foi iniciada a análise encontrando os valores dos deslocamentos pela Eq. 3.28 (equação do carregamento). Para isso, a estrutura foi dividida em seções espaçadas em intervalos de 0,5 metros (Δz), as quais foram enumeradas em ordem crescente, a partir da fundação e iniciando do zero.

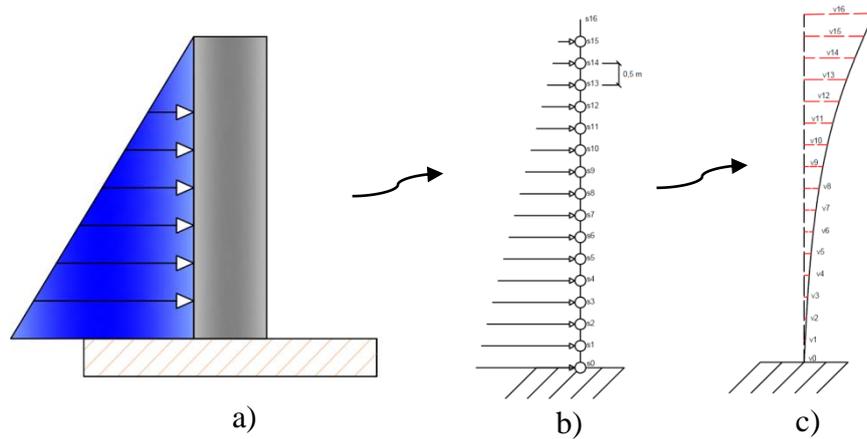


Figura 6 . 3 – Definições da modelização da barragem reta na análise através do Método das Diferenças Finitas, sendo modelo da estrutura (a), malha (b) e deslocamentos (c).

Observa-se na Figura 6.3, que na modelização da barragem para MDF é unidimensional e que apresentam pontos espaçados em 0,5 m. Cada ponto visto representa uma massa concentrada no valor de 1,0 kN no sentido da gravidade. Nota-se também que a pressão hidrostática passa a ser formada por um conjunto de cargas pontuais aplicadas nos pontos.

Para cada ponto teremos uma equação de deslocamento em função dos deslocamentos de pontos vizinhos. Esse conjunto de equações foi organizado em uma matriz A, como é visto na Figura 6.4, onde as colunas representam as constantes dos deslocamentos (v1, v2, ..., v15, v16) e as linhas representam as equações de cada seção da barragem.

$$A = \begin{bmatrix} 7 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 5 & -2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & -4 & 2 \end{bmatrix}$$

Figura 6 . 4 - Matriz das equações dos deslocamentos do MDF

Observa-se na Figura 6.4 a notória repetição do operador na parte central da matriz e nas extremidades, em que houve uma variação devido às condições de contorno. Ainda na ilustração, o operador utilizado foi de quarta ordem, pois este é usado para encontrar as deformações através da equação do carregamento. As variações encontradas na parte superior da matriz representam as condições de contorno da fundação, onde temos a parte engastada da estrutura e, na parte inferior, as condições de um ponto livre.

Em seguida, encontramos momentos e cortantes através dos deslocamentos encontrados utilizando as equações 3.29 e 3.30, respectivamente. Aqui, apresentar-se-á uma situação inversa da primeira, a qual partiu dos deslocamentos para encontrar os esforços.

A Tabela 6.4 apresenta os valores de resultantes dos deslocamentos e dos esforços para cada seção analisadas da barragem reta. Onde podemos observar a variação de valores à medida que se aumenta as elevações das seções, sendo que os deslocamentos estão em milímetros, momentos em kN.m e o cortante em kN.

Tabela 6 . 4 - Apresentação dos valores dos deslocamentos e esforços encontrados através do Método das Diferenças Finitas para a barragem reta.

Deslocamento (mm)		Momento (kN.m)		Cortante (kN)	
v0	0,00	M0	840,00	C0	-320,00
v1	0,09	M1	700,00	C1	-281,25
v2	0,31	M2	568,75	C2	-245,00
v3	0,65	M3	455,00	C3	-211,25
v4	1,08	M4	357,50	C4	-180,00
v5	1,58	M5	275,00	C5	-151,25
v6	2,14	M6	206,25	C6	-125,00
v7	2,73	M7	150,00	C7	-101,25
v8	3,36	M8	105,00	C8	-80,00
v9	4,00	M9	70,00	C9	-61,25
v10	4,67	M10	43,75	C10	-45,00
v11	5,34	M11	25,00	C11	-31,25
v12	6,02	M12	12,50	C12	-20,00
v13	6,70	M13	5,00	C13	-11,25
v14	7,38	M14	1,25	C14	-5,00
v15	8,06	M15	0,00	C15	-1,25
v16	8,74	M16	0,00	C16	0,00

Em seguida, as tensões foram encontradas através das equações do Método Analítico, para isso, foram utilizados os valores dos esforços encontrados através do MDF. Cabe ressaltar que a parcela das tensões causadas pelo peso próprio serão consideradas constantes, ou seja, calculadas à parte e posteriormente somadas.

Os resultados das tensões serão demonstrados mais adiante na comparação dos valores encontrados para cada método.

b) Método dos Elementos Finitos

Para o estudo através dos MEF foi utilizado o programa SAP2000, através do qual empregamos uma malha regular formada por elementos quadrados. Em geral, este tipo de malha não é a ideal, em decorrência da possível discretização excessiva ou presença de elementos maiores que o necessário em certas regiões do domínio, mas se optou por esta devido a facilidade em sua distribuição e por viabilizar a comparação de tensões entre os métodos em uma dada seção. Portanto, ressalta-se a redução desses problemas com a utilização das transições de malha.

Inicialmente, discretizamos cinco malhas com diferentes quantidades de elementos para realizar o teste de convergência. Foi aplicado erro relativo em torno de 10% e temos como referência os valores encontrados pelo Método Analítico.

Ressalta-se que a convergência foi verificada através dos valores das tensões normais e cisalhante. Optou-se por esta no intuito de aproveitar os dados da convergência para análises de tensões mais adiante, e também por esta verificação trazer resultados semelhantes à observação das deformações.

Nas cinco malhas foram adotados elementos quadrados distribuídos de forma regular. Os tamanhos das arestas dos elementos foram definidos em 100, 50, 25, 20 e 10 centímetros, que corresponde respectivamente a 16, 64, 256, 400 e 800 elementos.

As propriedades dos elementos foram definidas de acordo com que foi descrito na seção dos aspectos computacionais. Assim, temos elementos Plane-Strain com espessura de um metro, com peso específico de 24kN/m^3 , módulo de elasticidade de 1MPa , módulo de elasticidade transversal de $0,2$ e módulo cisalhante de 9MPa .

Outras considerações são necessárias na modelagem do sistema. Na representação da fundação rígida, travam-se todos os graus de liberdade para os pontos pertencentes à

seção de cota 0,0 m. As pressões hidrostáticas foram estabelecidas como *Surface Pressure* com os valores definidos através dos *Joint Patterns*, como foi visto na seção dos aspectos computacionais.

Foram realizados estudos em diferentes seções e pontos da estrutura onde se observou resultados similares. Sendo assim, foram escolhidos dois pontos para representar esses resultados, que são encontrados na seção de cota 1,0 metro na extremidade a montante ($y = 0,0$) e no centro da seção ($y = 1,0$).

A Figura 6.5 apresenta os erros encontrados nas diferentes malhas. Relembrando que temos como referência os valores do Método Analítico e da malha mais refinada, sendo esta que terá 800 elementos distribuídos em toda a barragem.

Nos gráficos apresentados na Figura 6.5, temos nas abscissas a separação das malhas definidas pela quantidade de elementos utilizados, e nas ordenadas são informados os valores dos erros encontrados.

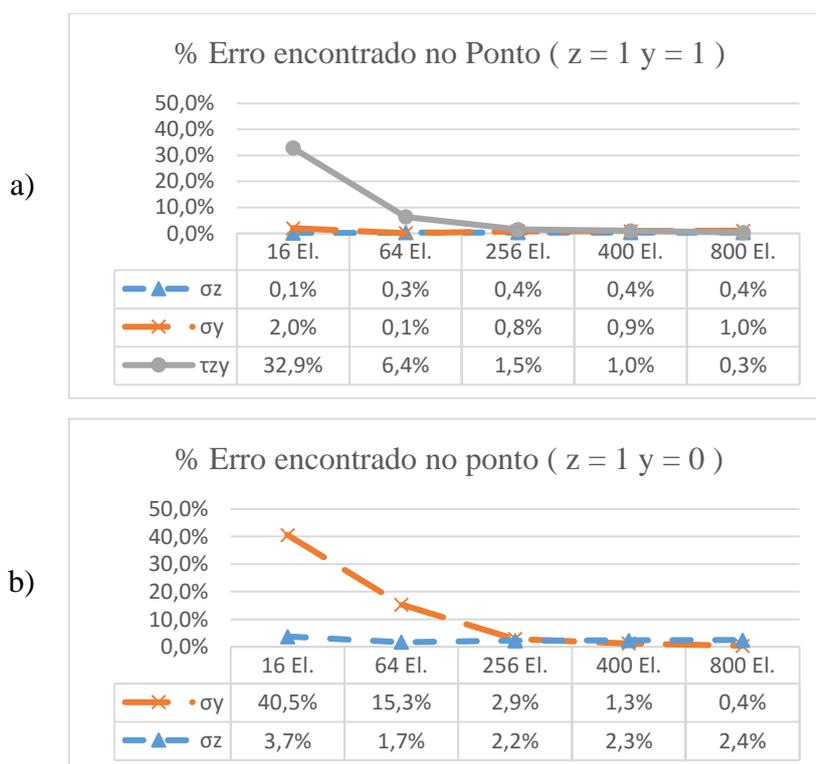


Figura 6 . 5 - Valores dos erros encontrados no teste de convergência para a barragem reta nos pontos $z = 1,0$ e $y = 1,0$ m (a); $z = 1,0$ e $y = 0,0$ m (b), considerando peso próprio e pressão hidrostática.

Na Figura 6.5, observa-se que as malhas constituídas por 256, 400, 800 elementos obtiveram valores satisfatórios. As malhas citadas possuíram erros menores que 10% em todas as tensões. Deste modo, concluímos que o tamanho dos elementos a ser utilizado no estudo deverá ter 25 centímetros, ou seja, a malha que possui 256 elementos, pois a mesma obteve erros baixos com menor número de elementos.

Abaixo na Figura 6.6 temos a apresentação da malha que foi empregada no estudo.

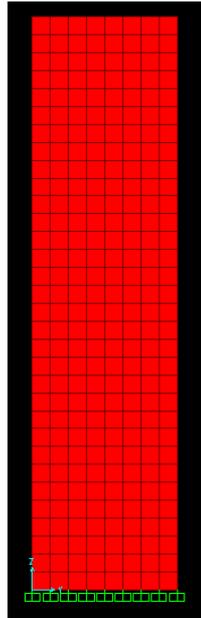


Figura 6 . 6 – Representação da malha de 256 elementos para barragem reta (SAP2000)

Na Figura 6.6 apresenta uma imagem retirada do software SAP2000, onde podemos observar a disposições dos elementos, a discretização da fundação e orientações dos eixos.

Os valores das tensões são apresentados na seção a seguir, onde iremos comparar os valores dos resultados encontrados para cada método de análises.

6.2.5 Comparação entre as Soluções

Nas Figuras 6.7, 6.8 e 6.9 apresenta-se os resultados das comparações entre os métodos de análise. Foram vistas as cotas 0.0, 2.0, 4.0 metros e para cada seção foram delimitados cinco pontos espaçados em 50 centímetros. Nas figuras, veremos um gráfico para cada tensão. Ressaltamos que para o MG temos a apresentação dos resultados das duas ferramentas de análise (RMG e o CADAM).

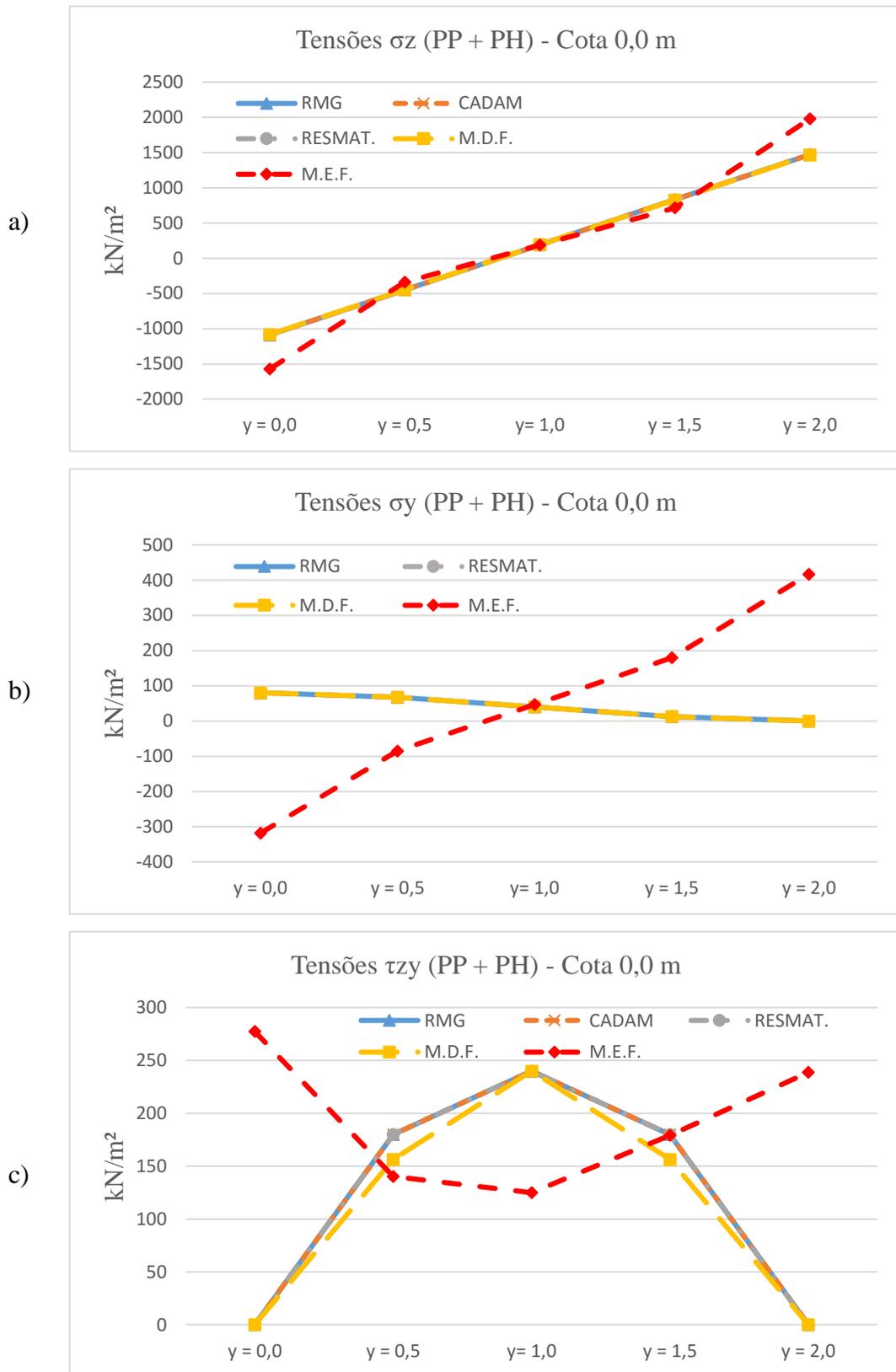


Figura 6 . 7 – Comparação das tensões encontradas pelos diferentes métodos de análise na cota 0,0 m considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c)

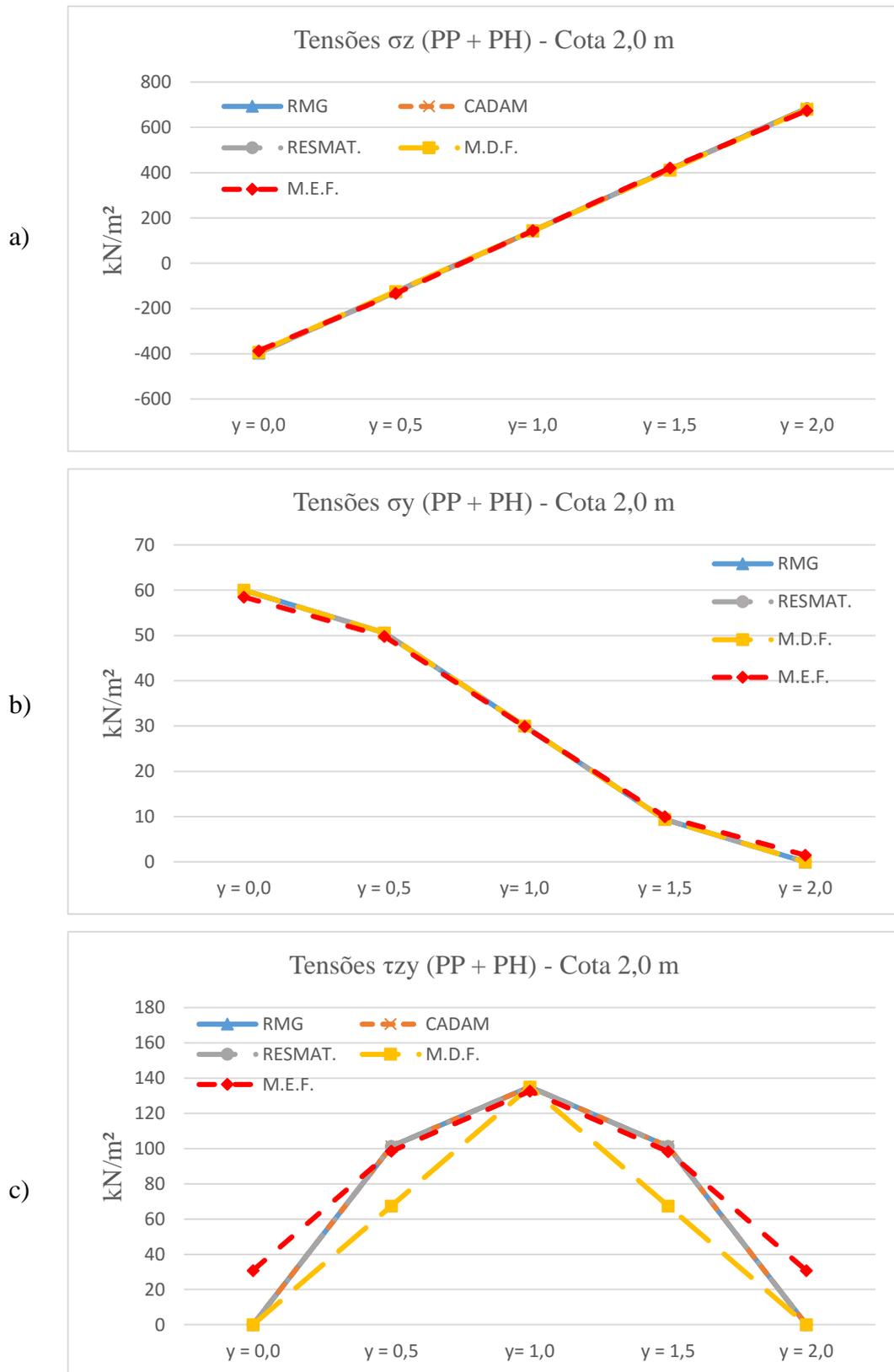


Figura 6 . 8 – Comparação das tensões encontradas pelos diferentes métodos de análise na cota 2,0 m considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c)

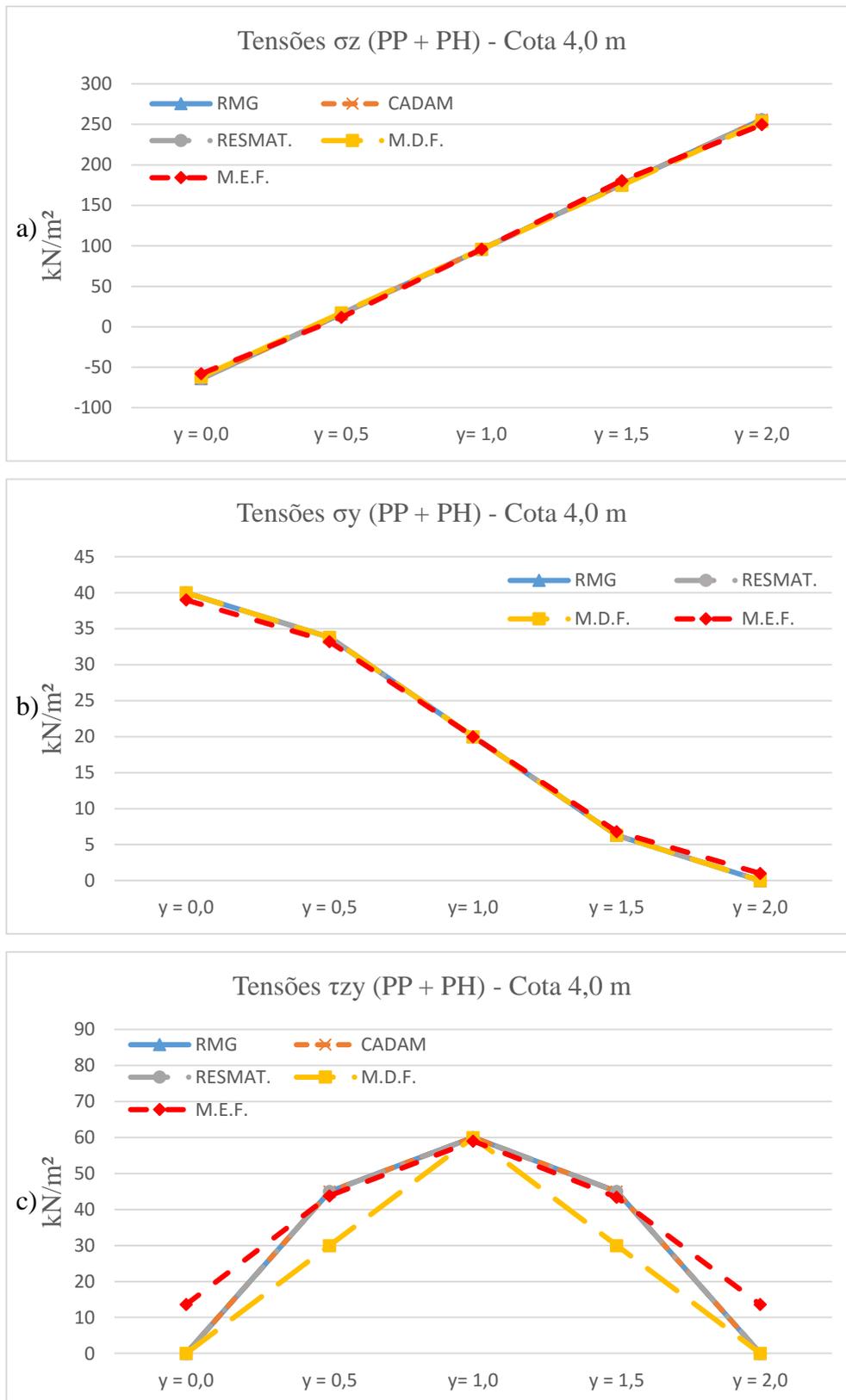


Figura 6 . 9 – Comparação das tensões encontradas pelos diferentes métodos de análise na cota 4,0 m considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c)

Nota-se que para as cotas 2,0 e 4,0 metros as tensões normais σ_x e σ_y apresentaram valores semelhantes, enquanto nas tensões cisalhantes (τ_{zy}) houve pequenas discrepâncias. As metodologias de análise de cada método podem explicar essas diferenças, a exemplo do MEF que avalia um elemento ou região da estrutura, diferentemente dos Métodos Analíticos que identificam um ponto.

Para cota 0,0, ou seja, na seção de ligação entre fundação e estrutura, houve maiores divergências entre os resultados encontrados pelo MEF com outros métodos em todas as tensões. Acredita-se que se trate de uma consequência da diferença nas teorias dos métodos, haja vista que os Métodos Analíticos são fundamentados na teoria de vigas. Tal embasamento leva em consideração a permanência plana das seções após o seu carregamento, o que não ocorre com os Métodos Numéricos nesse contexto.

Destaca-se que a modelagem da fundação através do travamento dos deslocamentos não representa um problema real, acarretando em tensões altas próximas à superfície onde são aplicadas essas restrições. Observa-se nos resultados a redução das diferenças encontradas entre os métodos de análises à medida que nos afastamos da fundação, corroborando com o princípio de Saint-Venant⁷.

Observa-se que o MDF apesar de ser um Método Numérico, teve resultados semelhantes aos Métodos Analíticos na cota 0,0 m., o que se justifica pelo fato do MDF utilizar as equações analíticas depois de ter encontrado os esforços.

Em relação à RMG, encontramos valores semelhantes ao CADAM, comprovando, assim, sua eficiência. Além disso, a rotina de cálculo demonstrou facilidade de implementação de dados e rápida análise quando comparada aos softwares utilizados no estudo.

Com os resultados alcançados podemos identificar o Método de Gravidade como um método útil nas análises de tensões em barragens gravidade de concreto, com exceção de regiões próximas à fundação.

Salienta-se que as informações resultantes deste caso estão em consonância com os trabalhos vistos na literatura concernente às barragens, na qual se estuda a comparação entre métodos de análise. Os exemplos mais próximos estão no trabalho de Oliveira (2002) e Ribeiro (2006).

⁷ O princípio de Saint Venant é uma hipótese simplificadora onde afirma que quando nos afastamos das regiões de aplicação das forças as tensões tende a serem uniformes.

6.3 CASO 02 – AVALIAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES EM UMA BARRAGEM TIPO CUNHA

Neste, caso foi analisada uma barragem gravidade de concreto tipo cunha que possui uma altura de 10,0 m, largura de 8,0 m e crista de 1,0 m, como veremos na Figura 6.10. No estudo considerar-se-ão as cargas de peso próprio (PP), pressão hidrostática (PH) e subpressão (SUB), com nível do reservatório a 10,0 metros.

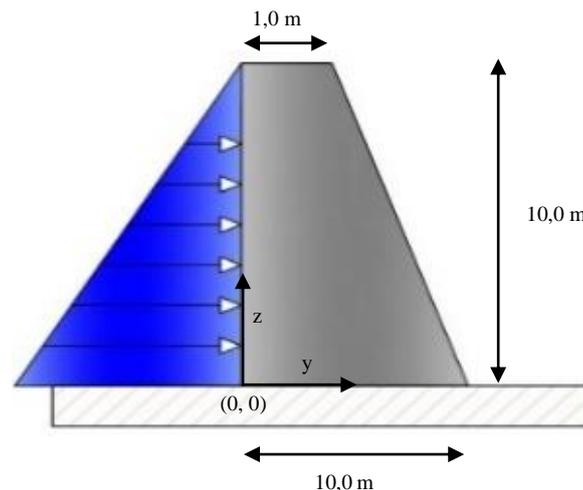


Figura 6 . 10 - Perfil da barragem gravidade de concreto tipo cunha

Na Figura 6.10 podemos observar na ponta da extremidade a montante com elevação de 0,0 metros a origem do plano de análise. Também podemos visualizar a orientação das pressões hidrostáticas e a representação da fundação rígida.

Neste caso foi utilizado apenas MG e MEF nas resoluções dos campos de tensões. O estudo se inicia com a análise analítica utilizando o CADAM e o RMG e posteriormente a análise através do Método Numérico com o apoio do programa SAP2000.

Na análise através do MG, além da verificação do comportamento das tensões, também observamos os valores das resultantes e dos coeficientes de segurança em três situações de carregamentos, os quais são mais atuantes nas barragens.

Em seguida o perfil foi analisado pelo MEF onde novamente foi realizado o teste de convergência. Dessa maneira, pretendemos esclarecer se a nova relação base x altura do perfil altera os tamanhos dos elementos necessários para análise. Cabe ressaltar que esta nova relação é mais utilizada nas barragens, então estes novos resultados serão utilizados como base para análises de estruturas maiores.

Ademais, alteramos o tipo de fundação da estrutura para análise através do MEF. Foi definida a nova modelagem da fundação como elástica, onde foi feito um estudo para verificar as dimensões do domínio necessárias para representar esse tipo de fundação.

Pretende-se com a discretização da fundação elástica reduzir os efeitos causados pelas restrições dos apoios, visto no caso 01. Também, apresenta-se em anexo um estudo da variação no campo de tensões causadas pela variação da relação do módulo de elasticidade do solo e da estrutura.

CASO 02A – BARRAGEM SOB FUNDAÇÃO RIGIDA

a) Analítico pelo MG

O estudo feito pelo MG será realizado através da rotina de cálculo RMG e do programa CADAM. Novamente, temos o intuito de verificar a eficiência da ferramenta computacional implementada nessa dissertação.

Primeiramente foram verificadas as tensões, as resultantes e os coeficientes de segurança na seção de contato entre fundação e estrutura (cota 0,0 m) para cada situação. Assim, visualizaremos a variação de valores que cada carregamento impõe à estrutura.

Por conseguinte, apresentar-se-ão as análises para três situações: “situação 01”, considera apenas peso próprio; “situação 02”, peso próprio e pressão hidrostática; “situação 03”, peso próprio, pressão hidrostática e subpressão sem drenos. Lembrando que o nível do reservatório considerado no caso é igual a 10,0 metros.

As Tabelas 6.5 à 6.10 compara os valores encontrados das tensões e coeficientes de segurança visto nas análises realizado pelo RMG e CADAM. As tensões estão em kN/m², as resultantes de força em kN e as resultantes de momentos em kN.m. Atenta-se que o uso do sinal “-” (hífen) nos campos das tabelas, representa a ausência da informação mencionada.

Tabela 6 . 5 – Comparação dos valores das tensões encontradas pelo RMG e CADAM para a situação 01 (PP).

Tabela de Tensões para Cota 0,0 m (kN/m ²)				
Tensões	RMG		CADAM	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
σ_z	266,2	3,7	266,2	3,7
σ_y	-0,0	1,8	-	-
τ_{zy}	-0,0	2,6	-	-
σ_{p1}	266,2	5,6	266,2	5,6
σ_{p2}	100,0	0,0	-	-

Tabela 6 . 6 - Comparação dos valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para situação 01 (PP).

Resultantes e Coeficientes de Segurança		
Descrição	RMG	CADAM
Result. Vertical (kN)	1.080,0	1080,0
Result. Horizontal (kN)	0,0	0,0
Result. de Momento (kN.m)	1.400,0	1400,0
Coef. Deslizamento	972,4	>100
Coef. Tombamento	5.600,0	>100
Coef. de Flutuação	1.080,0	>100
Posição da Resultante (m)	2,7	2,7

Tabela 6 . 7 – Comparação dos valores das tensões encontradas pelo RMG e CADAM para a situação 02 (PP + PH).

Tabela de Tensões para Cota 0,0 m (kN/m ²)				
Tensões	RMG		CADAM	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
Σ_z	110,0	160,0	110,0	160,0
Σ_y	100,0	78,4	-	-
T_{zy}	0,0	112,0	0,0	112,0
σ_{p1}	110,0	238,4	110,0	238,4
σ_{p2}	100,0	0,0	-	-

Tabela 6 . 8 - Comparação dos valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para situação 02 (PP + PH).

Resultantes e Coeficientes de Segurança		
Descrição	RMG	CADAM
Result. Vertical (kN)	1.080,0	1080,0
Result. Horizontal (kN)	-500,0	-500,0
Result. de Momento (kN.m)	-266,7	-266,7
Coef. Deslizamento	1,9	2,2
Coef. Tombamento	3,4	3,4
Coef. de Flutuação	1.080,0	>100
Posição da Resultante (m)	4,2	4,2

Tabela 6 . 9 – Comparação dos valores das tensões encontradas pelo RMG e CADAM para a situação 03 (PP + PH + SUB).

Tabela de Tensões para Cota 0,0 m (KPa)				
Tensões	RMG		CADAM	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
Σz	10,0	160,0	10,0	160,0
Σy	100,0	78,4	-	-
T_{zy}	0,0	112,0	0,0	112,0
σ_1	100,0	238,4	100,0	238,4
σ_2	10,0	0,0	-	-

Tabela 6 . 10 - Comparação dos valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados pelo RMG e CADAM para situação 03 (PP + PH + SUB).

Resultantes e Coeficientes de Segurança		
Descrição	RMG	CADAM
Result. Vertical (kN)	680,0	680,0
Result. Horizontal (kN)	-500,0	-500,0
Result. de Momento (kN.m)	-800,0	-800,0
Coef. Deslizamento	1,2	1,3
Coef. Tombamento	1,5	1,5
Coef. de Flutuação	2,7	2,7
Posição da Resultante (m)	5,2	5,2

Nas Tabelas 6.5 à 6.10 apresenta-se os resultados encontrados pelas duas ferramentas computacionais. Novamente, apresentaram valores idênticos, reforçando a qualidade do RMG. Cumpre ressaltar que outras seções foram analisadas e obtiveram resultados similares.

Nota-se que para as três situações a barragem apresentou valores favoráveis à segurança, tanto pelas tensões admissíveis, quanto pelos coeficientes de segurança. Aqui se evidencia o MG, pois em pouco tempo temos análises das barragens em diferentes situações.

Observa-se que o CADAM não fornece as tensões horizontais e nem a menor tensão principal em seus relatórios. Também observamos uma pequena diferença entre os coeficientes de deslizamento, o que acontece devido às diferentes fórmulas utilizadas para encontrá-los.

Notou-se que as tensões encontradas são baixas e inferiores a 10% da resistência à compressão do concreto - de 10 Mpa. Entretanto, o coeficiente de segurança ao tombamento e principalmente ao deslizamento na situação 03, indica que a barragem está próxima do limite de um colapso global.

Os resultados encontrados nas outras seções serão apresentados mais adiante na seção de comparação entre os métodos.

b) Numérico pelo MEF

Primeiramente foi feito o teste de convergência na estrutura. Como relatado anteriormente, a convergência terá como objetivo verificar se a inovação da proporcionalidade entre as dimensões da barragem culminará na alteração do tamanho do elemento utilizado na barragem reta.

A malha foi formada por elementos retangulares com lados proporcionais, distribuídos de forma regular na estrutura. Diferentemente do caso anterior, o perfil tipo cunha não apresenta possibilidade de utilizar elementos quadrados, devido à variação da largura das seções presentes na barragem. Com base na mesma justificativa serão necessárias regiões de transições de elementos, que foram feitos como demonstrados no capítulo dos aspectos computacionais.

Definimos as variações dos tamanhos dos elementos em 2,00, 1,00 , 0,50, 0,25 e 0,12 metros que implicaram diretamente na quantidade de elementos, onde teremos respectivamente 14, 56, 224, 896, 3.584 elementos.

O teste de convergência foi realizado com base nos valores das tensões principais encontradas na situação 02, onde atua o peso próprio e a pressão hidrostática. As Figuras 6.11 e 6.12, apresentam os valores das tensões em KPa de seis pontos, presentes em duas seções da estrutura, que foram definidos com base na experiência anterior.

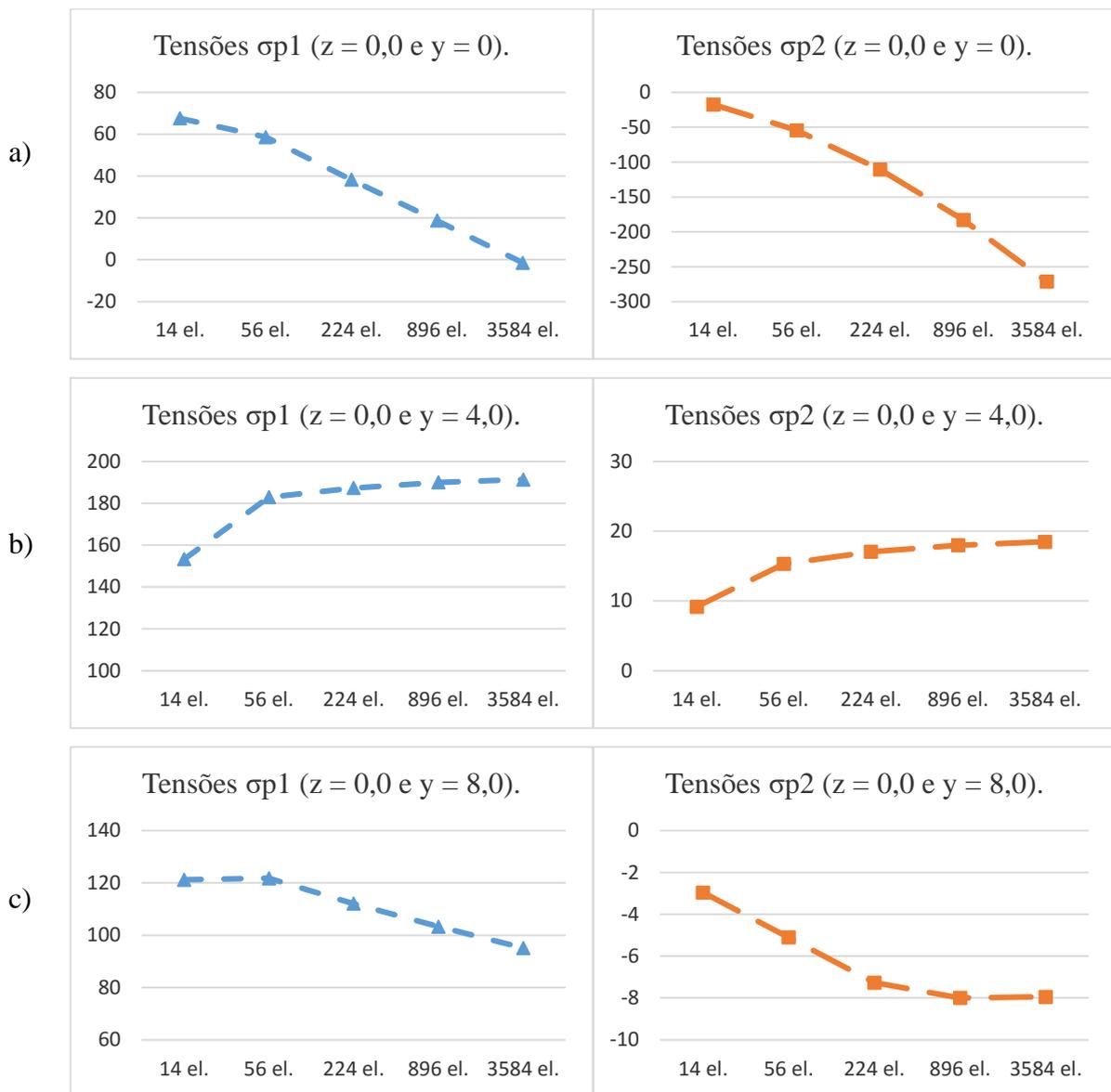


Figura 6 . 11 – Valores do teste de convergência para barragem tipo cunha para três pontos da seção de cota 0,0 m, sendo $y = 0,0$ m (a), $y = 4,0$ m (b) e $y = 8,0$ m (c).

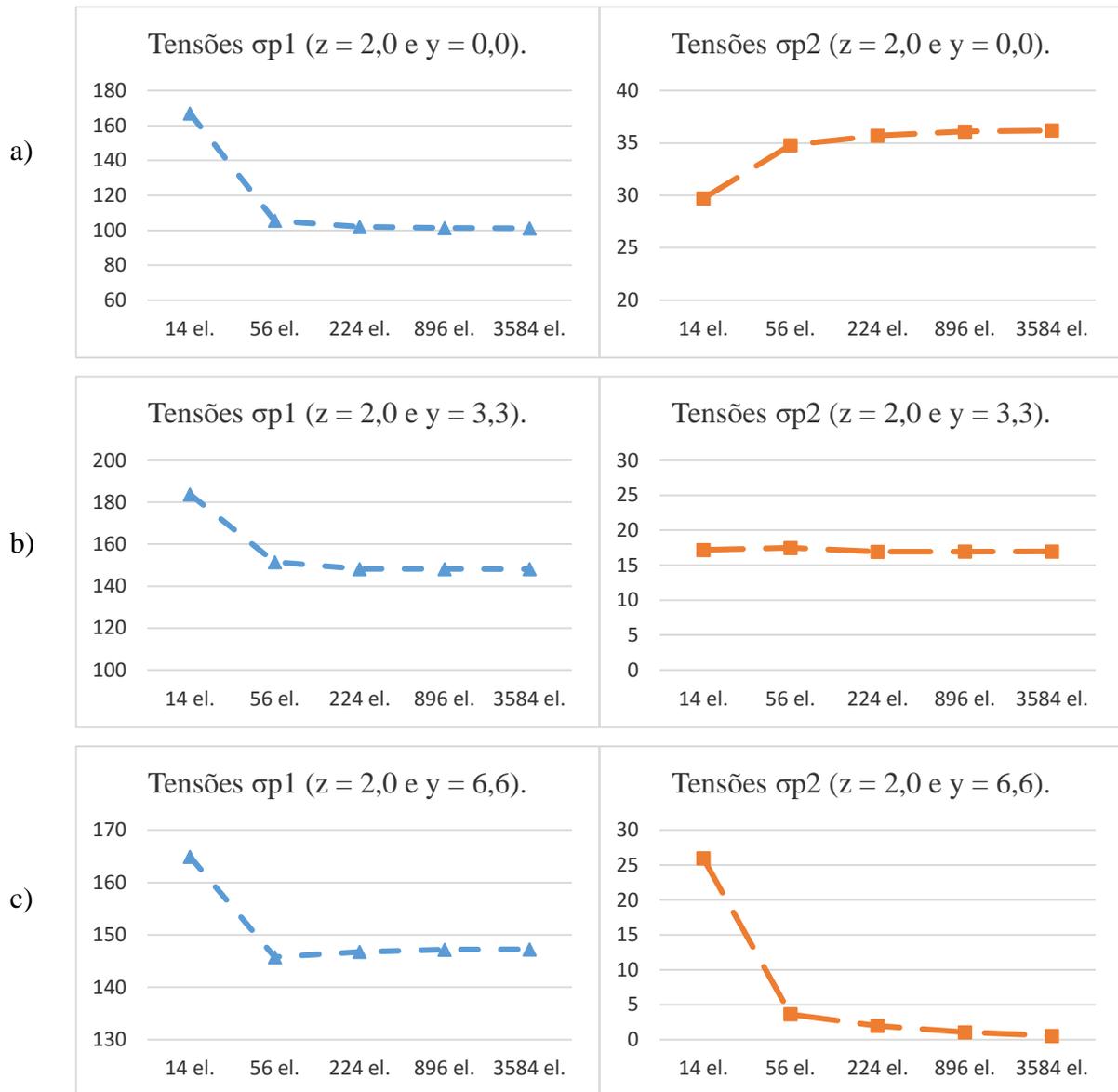


Figura 6. 12 - Valores do teste de convergência para barragem tipo cunha para três pontos da seção de cota 2,0 m, sendo $y = 0,0$ m (a), $y = 3,3$ m (b) e $y = 6,6$ m (c).

Observa-se que na região nas extremidades a montante da seção de cota 0,0 m, há necessidade de se discretizar com elementos menores que 12 centímetros. Nesta localidade foram encontrados erros maiores de 10%, assim necessita de uma malha mais refinada do que a de referência.

Nota-se que na seção de cota 2,0 metros a malha com 56 elementos, obteve resultados satisfatórios. Os erros encontrados nesta seção foram menores que 10%, com exceção da tensão cisalhante (τ_{zy}) na extremidade a montante. Não obstante, esse resultado específico foi gerado pelos baixos valores existentes de τ_{zy} , que não deve ser levado em consideração, pois uma diferença mínima de tensões causa erros grandes.

Com as informações adquiridas, foi utilizada uma malha formada por elementos retangulares com dois tamanhos. Para a região delimitada pelas cotas de 0,0 e 2,0 m, utilizaram-se elementos com dimensões aproximadas em 0,5 metros, já para a outra parte da barragem, elementos de 1,0 m. Na Figura 6.13, que será apresentada mais adiante no Caso 02B, poderemos visualizar a malha definida.

CASO 02B – BARRAGEM SOB FUNDAÇÃO ELÁSTICA

Nesta seção continuamos a estudar o perfil tipo cunha com as mesmas dimensões apresentada na seção anterior, entretanto vamos alterar o tipo de fundação, onde passa-se a considerar a fundação como elástica através da discretização do solo.

As propriedades do solo são as mesmas vistas para o concreto: modulo de elasticidade, modulo de elasticidade transversal e resistência a compressão, com exceção do peso específico, onde esse será igual a zero, pois consideramos que o solo já esteja adensado, ou seja, não haverá deformações e tensões na fundação causados pelo peso do solo.

A discretização da malha da fundação foi formada por elementos quadrados com 0,5 metros de aresta. Também definimos que na base do solo os elementos foram engastados e nas laterais utilizamos apoios de primeiro gênero, travando o deslocamento na horizontal, assim concordando com o trabalho de Gustein (2003).

As dimensões do solo foram definidas através do estudo da variação altura e largura da fundação, onde foram observados os valores das tensões no solo. Na primeira etapa fixamos a altura em 10,0 metros e variamos a largura a partir de 18,0 m, verifica-se que após 38,0 m não houve alterações de tensões significativas. Desse modo, definimos a largura do solo. Posteriormente, limitamos a largura em 38,0 metros e variamos a altura a partir de 5,0 m. Constatou-se que, acima de 10,0 m, não há variação de tensões significativa.

Assim, consideramos no estudo, a altura e a largura para cada lado da estrutura, bem como o comprimento de H , onde H é o valor altura da barragem. Para o caso em análise, temos H igual de 10,0 metros. Cabe salientar que os resultados encontrados corroboram com o que foi visto por Gustein (2003).

A Figura 6.13 apresenta a malha que foi utilizada no estudo da barragem gravidade de concreto tipo cunha e, também, mostra a definição das dimensões do solo. A malha da

barragem será utilizada tanto na consideração da fundação elástica como da fundação rígida.

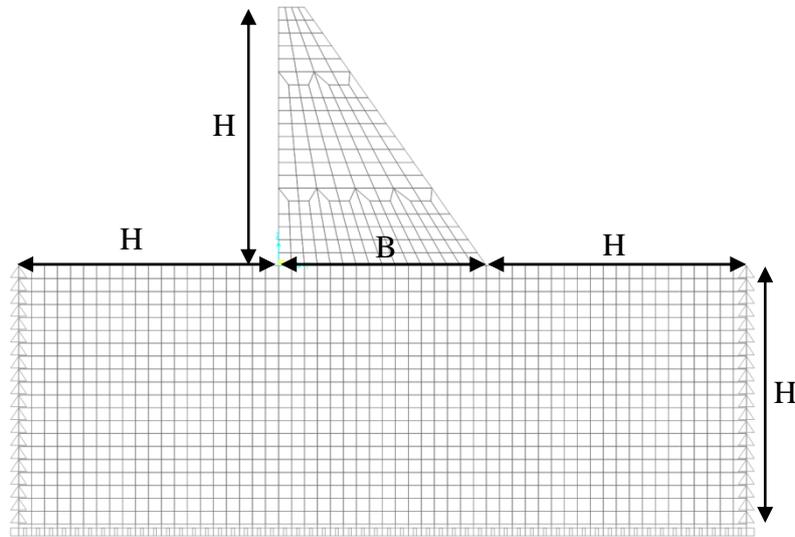


Figura 6 . 13 – Demonstração das dimensões a serem consideradas na modelização da fundação elástica (SAP2000)

Na Figura 6.13 observou-se a definição das dimensões da fundação. Em minúcias, apresentou-se o solo com altura H e largura $H + \text{Base} + H$, sendo H e B iguais a 10,0 e 8,0 metros, respectivamente.

COMPARAÇÃO ENTRE OS CASOS 02A (Fundação Rígida) e 02B (Fundação Elástica).

Nesta seção iremos comparar os valores encontrados das tensões nos casos 2A e 2B, onde apresentam-se soluções através do MG e MEF. Serão considerados apenas a situação 01(PP) e a situação 02 (PP + PH). As Figuras 6.14 a 6.17 mostram os valores encontrados das tensões através do MG e MEF para situação 01 para as cotas 0.0, 1.0, 2.0 e 4.0 metros.

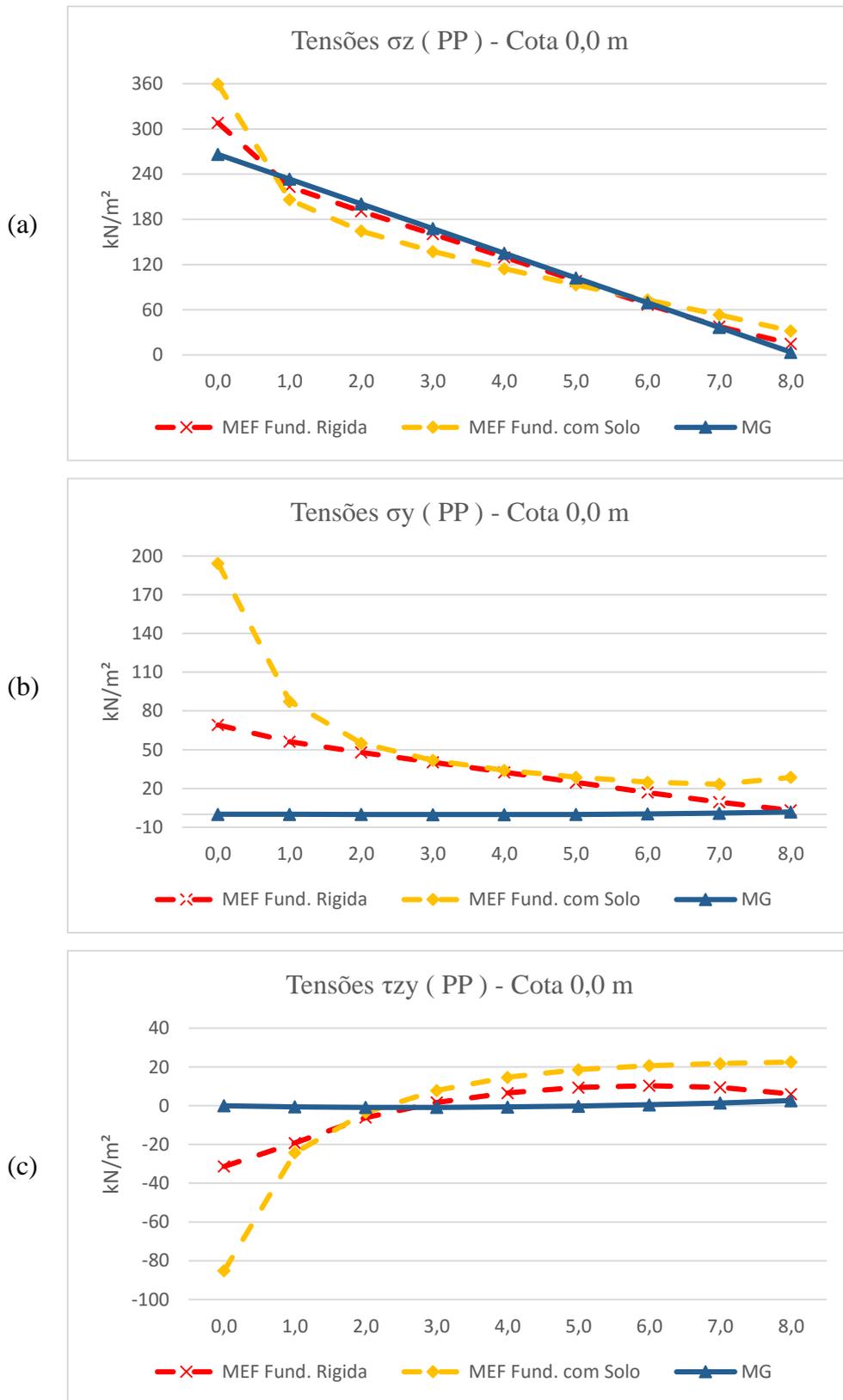


Figura 6 . 14 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 0,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

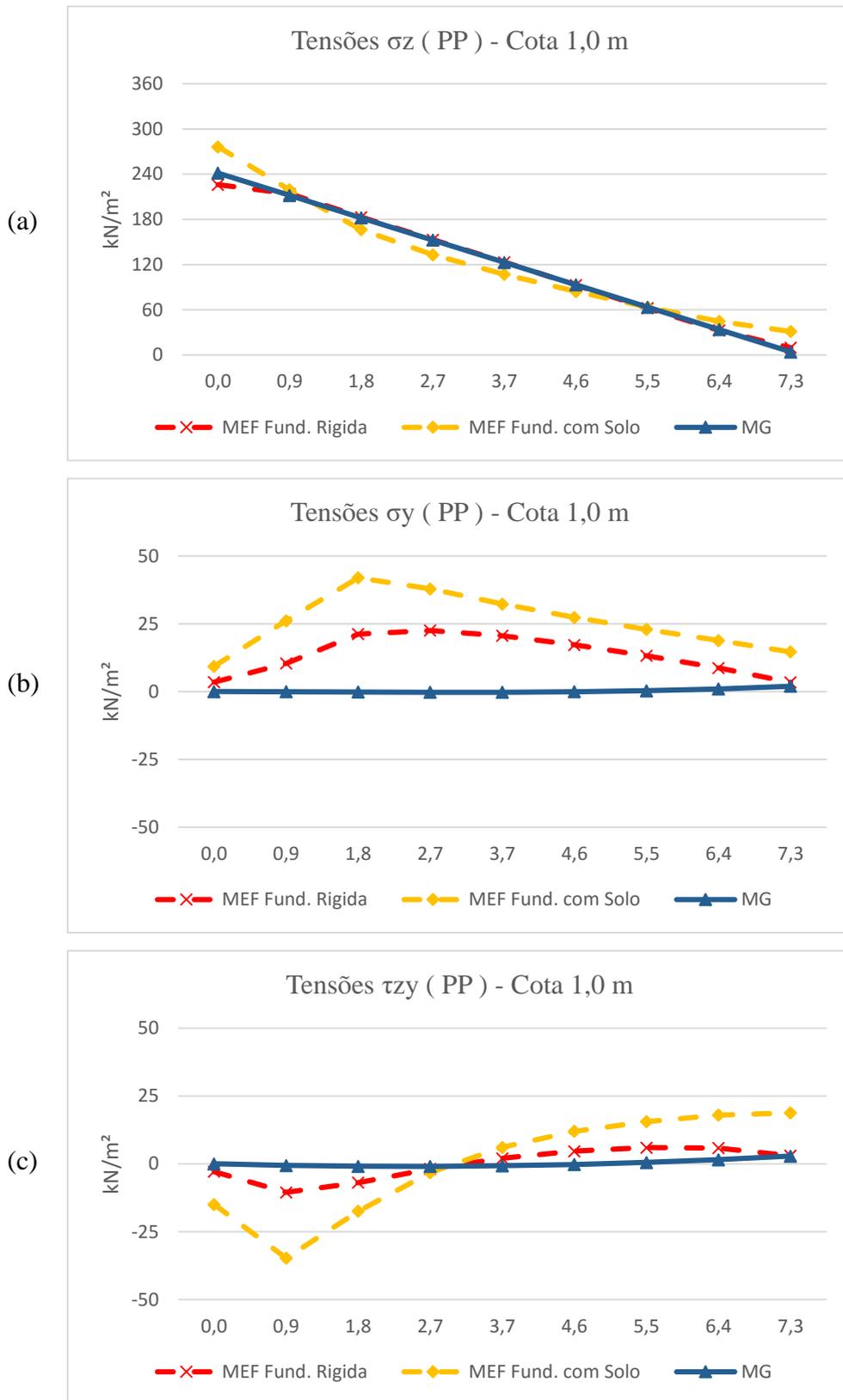


Figura 6 . 15 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 1,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

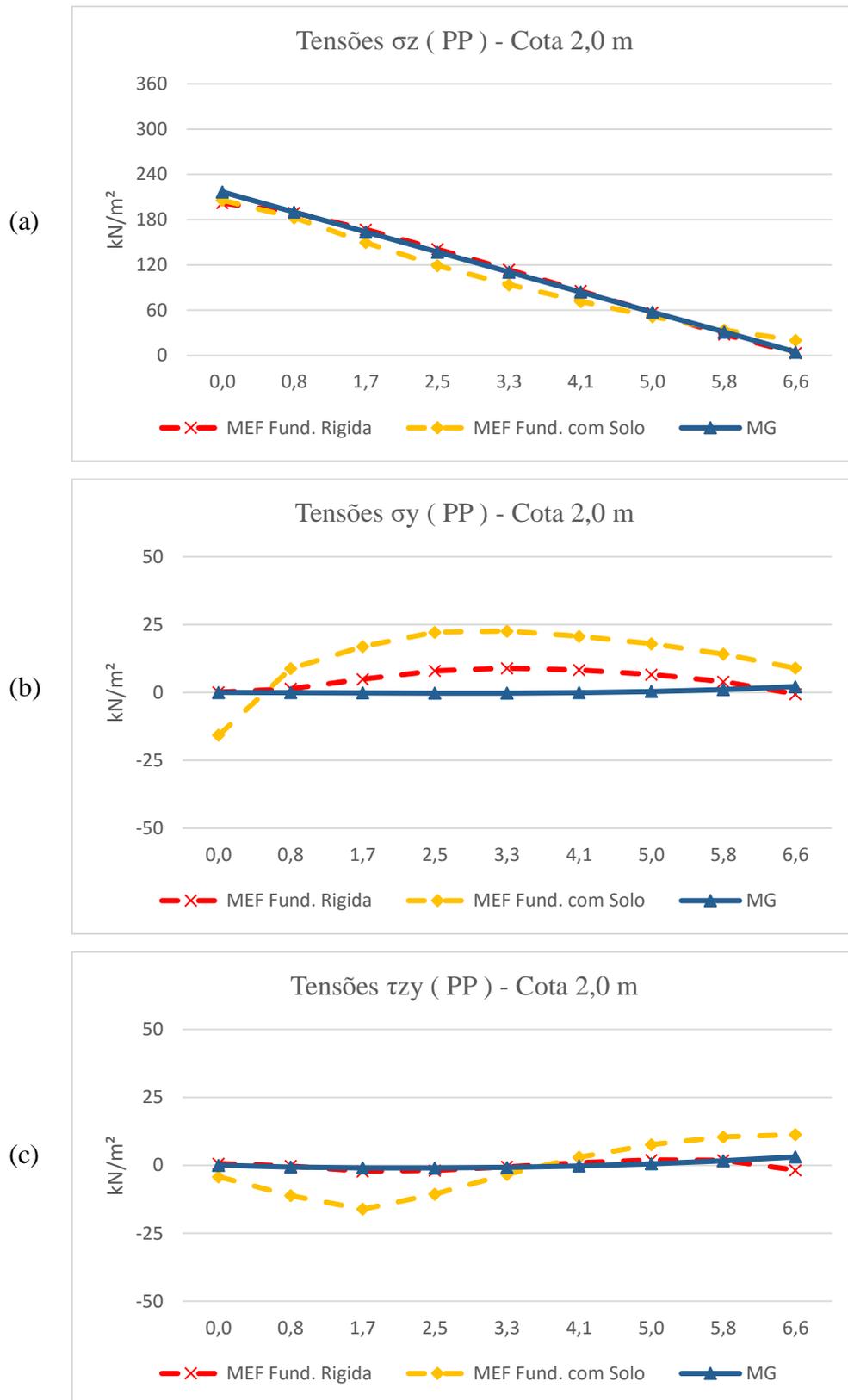


Figura 6 . 16 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 2,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

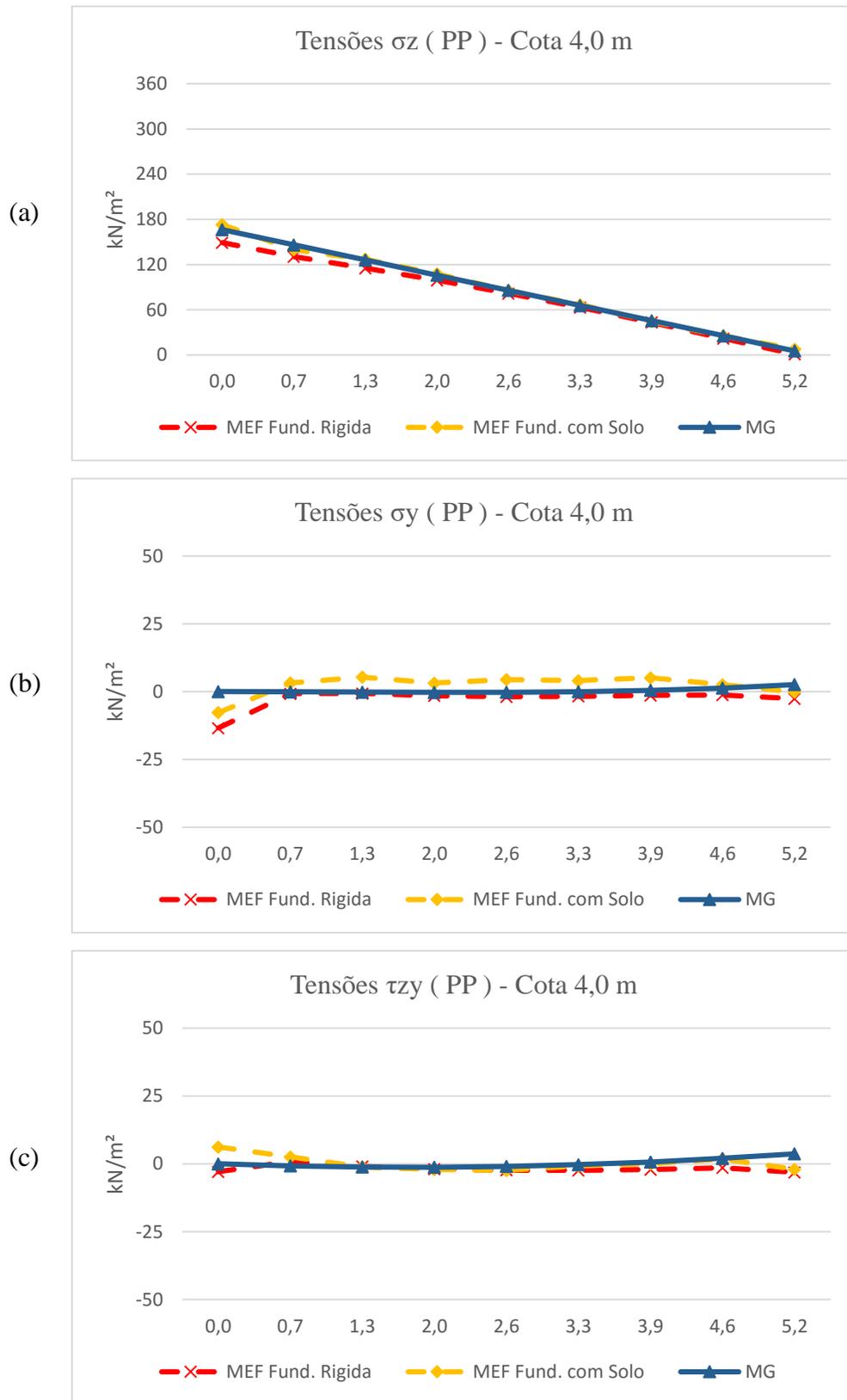


Figura 6 . 17 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 4,0 na situação 01 (peso próprio), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

Observa-se que as maiores discrepâncias de valores foram encontradas na seção de cota 0,0m. Nesta seção, como foi visto no caso anterior, é onde se acentuam as diferenças entre a teoria analítica e numérica.

Nota-se também, que as diferenças dos valores das tensões vão se extinguindo, à medida que aumentamos a elevação das seções analisadas. Tal fato é justificado pelo afastamento das regiões de perturbação de tensões.

Ao mesmo tempo, vimos que as maiores diferenças de valores das tensões estão situadas próximo ao barramento a montante. Acredita-se que isso decorra do fato de o perfil apresentar maior concentração de massa para este lado.

Apresentam-se de forma antecipada as observações feitas para as Figuras 6.18 a 6.21, nas quais se apresentam os valores encontrados para o cenário 02 (PP + PH), o que foi necessário para mecanicamente apresentar os gráficos das tensões para a mesma cota agrupadas em uma página.

Como previsto, para o cenário 02 também houve diferenças de valores de tensões na região de descontinuidade. Entretanto, as maiores divergências foram registradas nas duas extremidades, e não em uma, como visto no cenário 01.

Outra semelhança encontrada entre os dois cenários trata-se da aproximação dos resultados vistas entre os métodos de análise, que convergem à medida que elevamos as cotas das seções analisadas.

Observa-se que os valores do MG estão mais próximos aos encontrados pelo MEF, considerando a fundação rígida no cenário 01, já para o cenário 02 estão mais próximos do MEF com fundação elástica. A diferença entre os dois cenários foi apenas a introdução da pressão hidrostática, que levou as tensões a apresentar valores próximos ao longo da seção, assim as seções têm a tendência de sofrerem poucas rotações com a modelagem do solo, a considerar que o MEF permite essas pequenas alterações, aproximando aos valores encontrados pelo MG. Em contrapartida, essa modelagem permite uma maior rotação da estrutura como todo, no caso do cenário 01, onde apresenta apenas o momento gerado pelo peso próprio, a rotação da estrutura é maior que as outras soluções, consequentemente temos maiores divergência de valores.

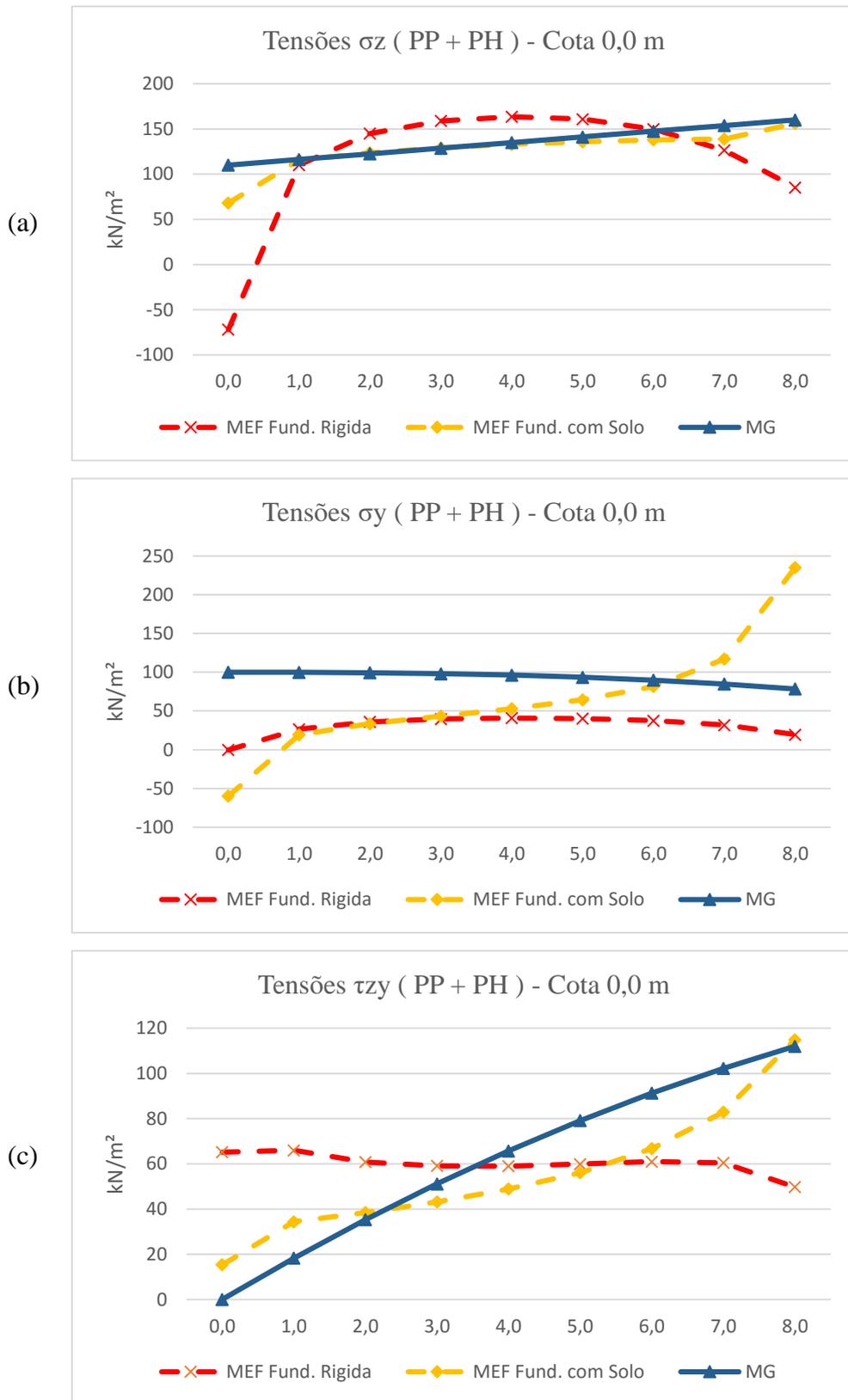


Figura 6 . 18 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 0,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

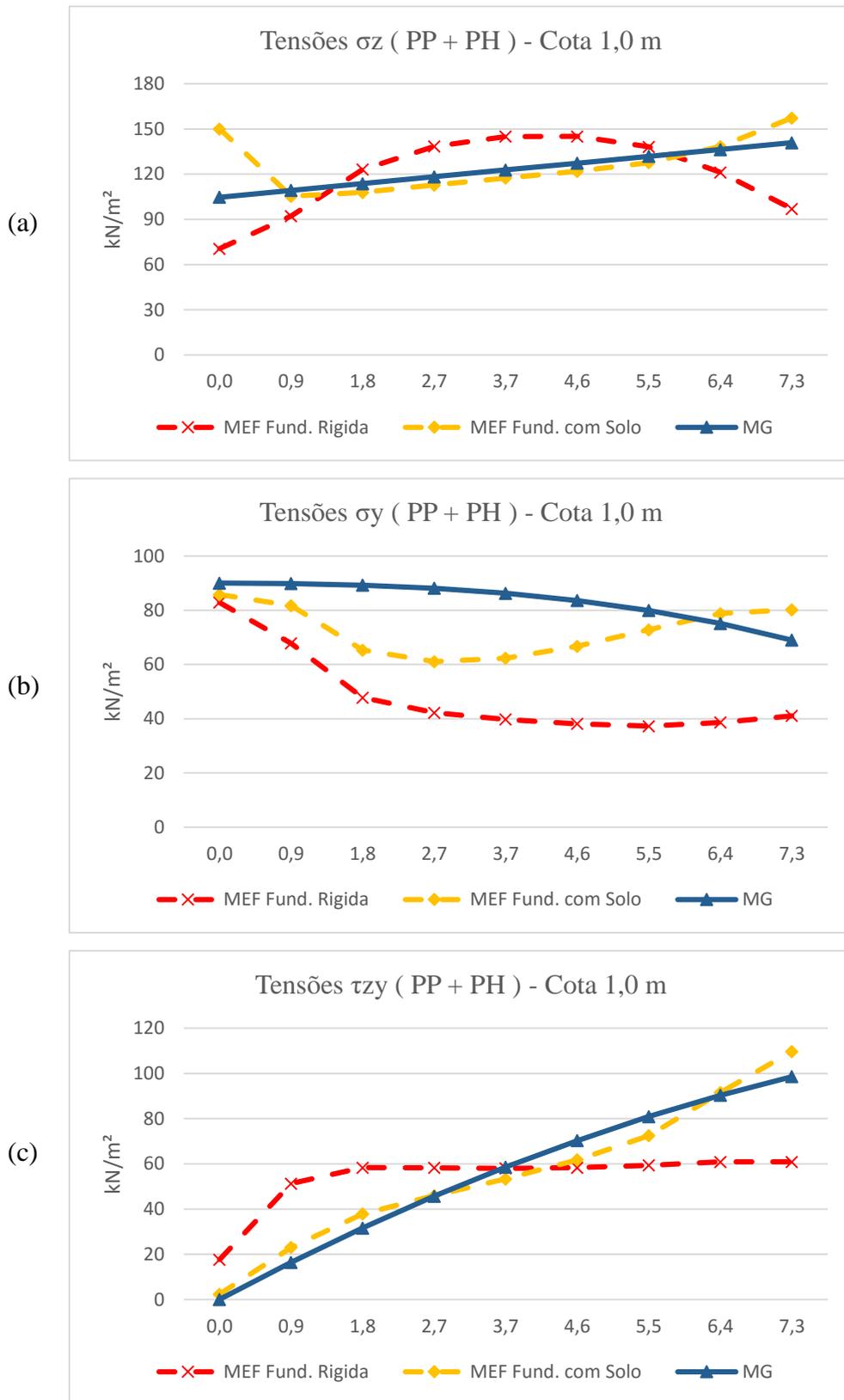


Figura 6 . 19 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 1,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

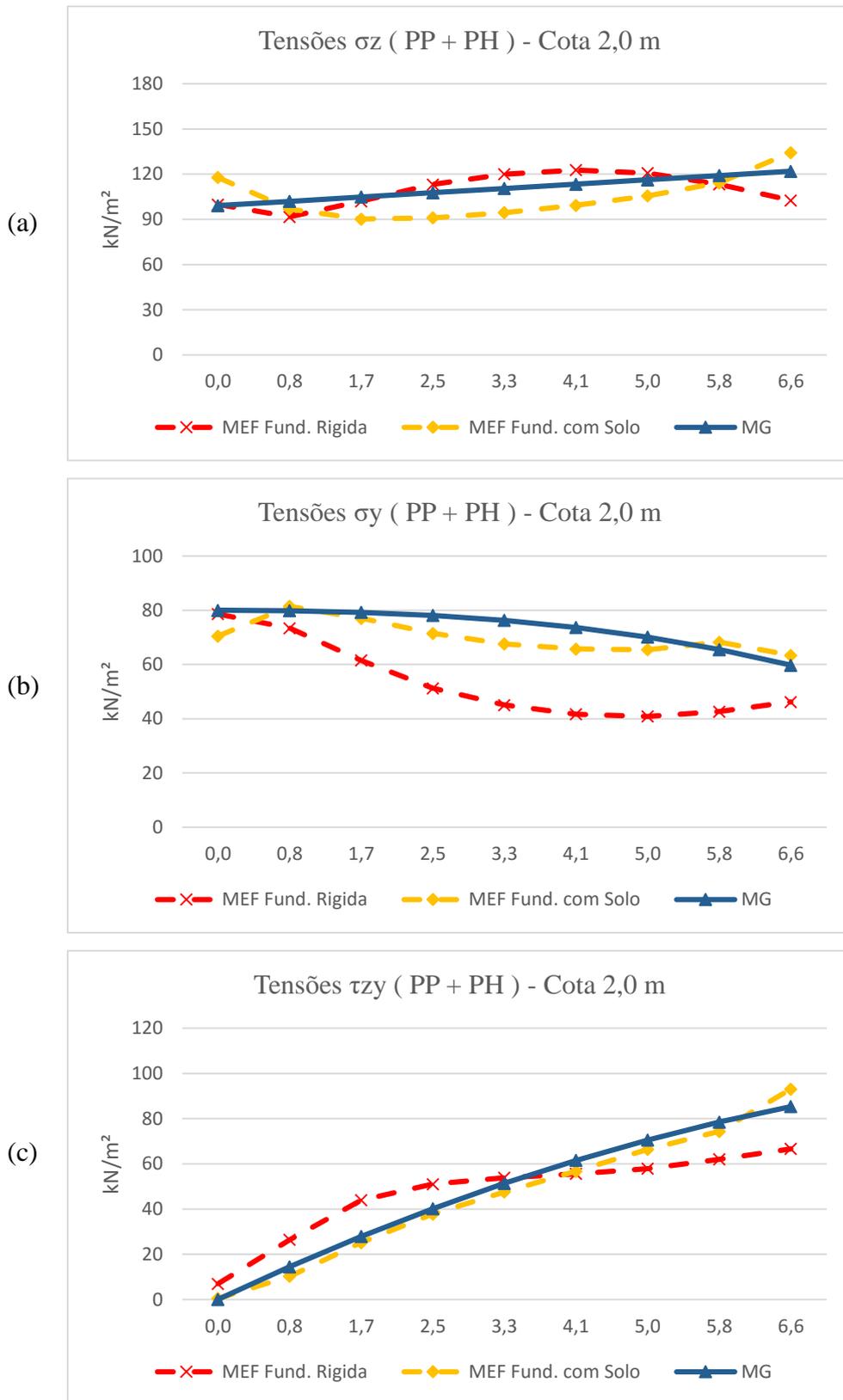


Figura 6 . 20 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 2,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

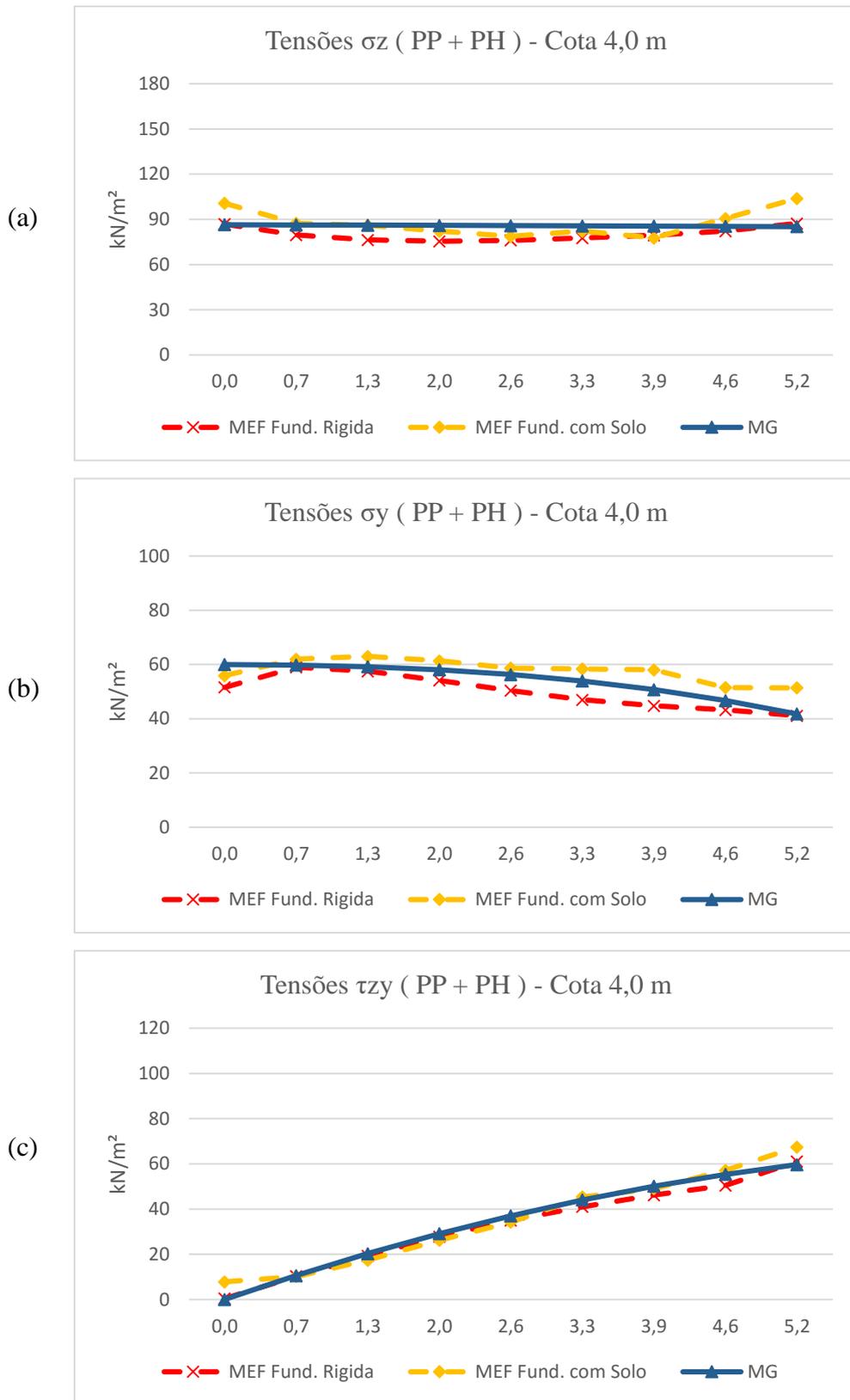


Figura 6 . 21 – Comparativo das tensões encontradas através do MG, MEF (Fundação Rígida) e MEF (Fundação Elástica) para cota 4,0 na situação 02 (peso próprio + Pressão Hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c).

6.4 CASO 03 - ANÁLISES DE TENSÕES ATRAVÉS DO MG E MEF EM UMA BARRAGEM DE PERFIL CLÁSSICO

Nesta análise iremos estudar um perfil clássico de barragem gravidade de concreto, que é bastante utilizado na engenharia de barragens. Este perfil se apresenta em vários trabalhos com diferentes dimensões e foco de estudo. A destacar que nesta conjuntura literária incluíram-se obras realizadas pelo Grupo de Dinâmica e Fluida-Estrutura da UnB.

Na presente, as dimensões da estrutura para este caso são de 80,0 e 70,0 metros de altura e largura, respectivamente, com 10,0 metros de altura e largura da crista. As cargas analisadas foram peso próprio (PP) e pressão hidrostática (PH), sendo considerado o nível do reservatório em 80,0 metros. Abaixo, a Figura 6.22 apresenta o modelo do perfil.

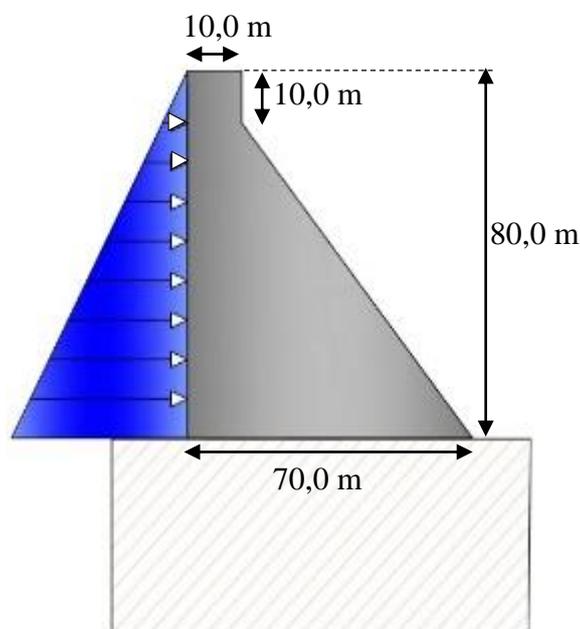


Figura 6 . 22 - Apresentação das dimensões do perfil clássico de barragem gravidade de concreto em estudo.

O caso foi subdividido em dois cenários, uma vez que neste primeiro considera-se somente o peso próprio (PP) e, no segundo, acrescenta-se a pressão hidrostática (PP + PH). Optou-se por estas duas por serem os carregamentos de maiores intensidades e devido à sua permanência durante toda a vida útil da estrutura, juntamente com a subpressão, que não foi considerada no estudo devido à dificuldade de implementar sua atuação em toda estrutura da análise através dos MEF.

As análises para cada cenário foram iniciadas pelo estudo através do MG, onde foi empregado o RMG nas verificações dos coeficientes de segurança e na solução do campo de tensões. Sendo este último apresentado por meio de curvas de níveis em todo corpo da barragem, para tanto foi utilizado o programa SURFER.

Na segunda parte iremos avaliar a estrutura através do Métodos dos Elementos Finitos (MEF), assim como nos estudos anteriores desta dissertação, utilizamos o programa SAP2000, onde foram usados elementos retangulares tipo “plane” com espessura de 1,0 metro, e com análise definida em “Plane-Strain” (Estado plano de deformação)

Ressaltamos que a discretização da malha utilizada, será evidenciada no primeiro cenário, onde a determinação da mesma foi balizada pelas informações atingidas em estudos anteriores, como as dimensões da fundação, tamanho e disposição dos elementos finitos.

Em seguida, comparamos os resultados encontrados nos dois métodos de análise, no intuito de evidenciar e delimitar as zonas de concentração de tensões. Nesse caso, a descontinuidade da região, localizada na interação barragem e fundação, gera perturbações no fluxo de tensões, requerendo, assim, a avaliação da altura mínima, a fim de que não haja demasiadas alterações de tensões na maioria da seção. Esta elevação, denominaremos λz .

Observa-se que, nas extremidades das seções pertencentes à região de descontinuidade, ocorrem intensas concentrações de tensões. Por se tratar de uma região que merece cuidados, ela foi delimitada através de uma faixa de largura λy , que será a distância entre o barramento e o ponto onde as concentrações de tensões são reduzidas.

Para encontrar os comprimentos de λz e λy foi utilizada a porcentagem da diferença dos valores da maior tensão principal (σ_{p1}) encontrada através dos dois métodos de análise com referência ao MEF, como é visto na Eq. 6.1. Além disso, definimos a ordem de grandeza em 10^1 , ou seja, 10% da diferença.

$$\% Dif. = \left| \frac{\sigma_{p1}^{MG} - \sigma_{p1}^{MEF}}{\sigma_{p1}^{MEF}} \right| \quad (6.1)$$

A escolha da tensão σ_{p1} foi definida em função de sua representatividade em relação ao conjunto das tensões normais e cisalhante por ser bem representado pelo método de cálculo das diferenças, o que não acontece com a menor tensão principal (σ_{p2}), pois os

seus valores baixos resultam em porcentagens de diferenças altas, desse modo, não o representa adequadamente.

CASO 3A - CENÁRIO 01 – EFEITO DO PESO PRÓPRIO

a) – Analítico pelo MG

Primeiramente foi utilizado o RMG nas avaliações das tensões admissíveis e dos coeficientes de segurança. Em experiências anteriores vimos que as maiores e menores tensões encontram-se na seção de cota 0,0 m, assim como os valores a serem considerados na verificação dos coeficientes de segurança. As tabelas abaixo apresentarão os resultados encontrados.

Tabela 6 . 11 - Tensões Encontradas na cota 0,0 m – Caso 3A.

Tabela de Tensões para Cota 0,0 m (kN/m ²)			
Tensões	Montante	Jusante	Maior da Seção
Σz	2.008,1	-19,6	2.008,1
Σy	0,0	-14,4	1,2
Tzy	0,0	-16,8	5,6
$\sigma p1$	2.008,1	0,0	2.008,1
$\sigma p2^*$	0,0	-34,0	-34,0

* $\sigma p2$ representa a menor tensões principal, sendo assim o valor da coluna "Maior da Seção" será o menor valor da seção e não o maior

Tabela 6 . 12 - Valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados na cota 0,0 m – Caso 3A.

Resultantes e Coeficientes de Segurança		
Descrição	Valor	Referência
Result. Vertical (kN)	69.600,0	-
Result. Horizontal (kN)	0,0	-
Result. de Momento (kN.m)	828.003,4	-
Coef. Deslizamento	62.668,1	>1,0
Coef. Tombamento	28.980.117,6	>1,0
Coef. de Flutuação	69.600,0	>1,0
Posição da Resultante (m)	23,1	(23,3 - 46,6)

Observa-se na Tabela 6.11 que as maiores e menores tensões encontradas foram de 2.008,1 e -34,0 kN/m² e que as tensões σy e τzy foram baixas, sendo que este último é

justificado pela ausência de solicitações na horizontal. A barragem apresentou bons resultados de tensões, ou seja, valores abaixo das tensões admissíveis.

Nota-se na Tabela 6.12 que a barragem apresentou valores altos para três coeficientes, isso decorre da ausência de solicitações na horizontal. Verificou-se que, a posição da resultante, está fora do núcleo central em 20 centímetros, esta pequena diferença se reflete nas tensões, onde foi encontrado um pequeno valor de tração a jusante.

O próximo passo foi a avaliação do campo de tensão em toda estrutura. Novamente, utilizou-se o RMG para exportar uma tabela com valores das tensões em vários pontos, espaçados em 1,0 metros tanto na horizontal como na vertical, para o programa SURFER.

Neste cenário, apresentamos apenas o gráfico das tensões σ_z , pois os valores das outras tensões em toda estrutura aproximam-se de zero, exceto a tensão principal de compressão, a qual possui valores similares às tensões σ_z e que, devido a este fato, também não será representada no estudo.

Na Figura 6.23 estão representados os valores da tensão σ_z através de curvas de níveis espaçadas em 300 kN/m². Os valores dos eixos das abscissas e ordenadas estão em metros. A imagem foi produzida pelo programa SURFER com os dados registrados do RMG

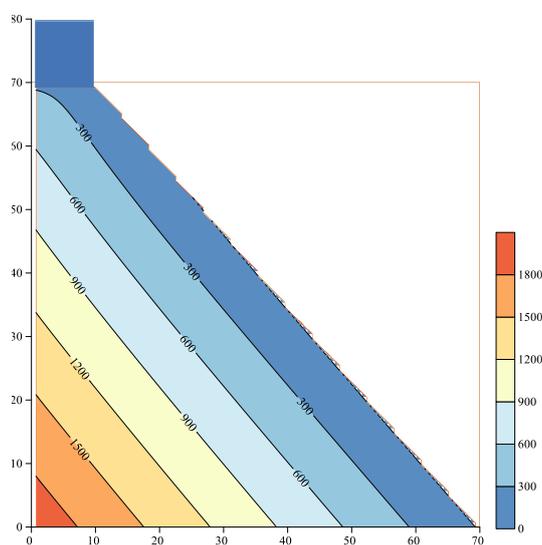


Figura 6 . 23 - Tensões σ_z para cenário 01 (PP)

Observa-se na Figura 6.23 que as maiores tensões são encontradas na extremidade a montante, isso é explicado pela geometria do perfil da estrutura. Todas as barragens gravidade concentram maiores áreas de concreto a montante. Em contraposto, apesar de elevar as tensões na fase de construção, essa distribuição tem a finalidade de equilíbrio

com o auxílio dos esforços gerados por solicitações na fase de operação, tais como pressões hidrostáticas, subpressão, silte e outros.

Logo, o maior valor da tensão σ_z foi encontrado no calcanhar da barragem (ponto de cota zero e mais a montante), sendo de 2.008,3 kN/m². Devido esse comportamento, em algumas barragens possuem inclinação do barramento a montante, sendo iniciada na crista ou em determinada cota do paramento até chegar ao solo. Assim, pretende-se aumentar a área de contato com o solo para reduzir as tensões na fase de construção.

b) – Numérico pelo MEF

Inicialmente, definimos a malha utilizada na barragem. Através de estudos de casos anteriores definimos a quantidade, tamanho e distribuição dos elementos, assim como as dimensões da fundação.

Foram implementados elementos retangulares com lados aproximadamente iguais, com exceção das regiões de ligação entre camadas de elementos com tamanhos diferentes, onde usamos trapézios e em caso particular na mudança de 10 para 25 centímetros usamos alguns elementos triangulares.

Nas extremidades da estrutura próximas à fundação foram utilizados os elementos de 10, 25, 50 cm, no intuito de captar as altas concentrações de tensões localizadas nestas regiões. Esses constituintes foram distribuídos em faixas onde se iniciam os pontos extremos da seção de cota 0,0 m. A primeira camada terá elementos de 10 cm com largura de 2,0 m, seguidos de duas faixas de elementos de 25 e 50 cm, respectivamente, ambos com largura de 3,0 m. Essa distribuição é melhor vista na Figura 6.30 (c).

No restante da barragem foram utilizados elementos com lados aproximados a 1,0 m e, no solo, foram utilizados elementos quadrados com valores das arestas de 1,0, 2,0, e 4,0 metros, com exceção das regiões próximas à estrutura, onde utilizamos as mesmas dimensões dos elementos discretizados na barragem a destacar-se na Figura 6.30 (a).

Ao todo, foram necessários 10.466 elementos, sendo 4.185 para a discretização da barragem e 6.281 utilizados na sua fundação. As dimensões da segunda foram definidas em 230,0 e 80,0 metros de largura e altura, respectivamente, como bem mostra a Figura 7.30 (a).

Ainda no processo, detalha-se que as propriedades do solo foram as mesmas do concreto, com exceção do peso específico cujo valor é zero, pois consideramos que o solo encontra-se adensado. O fato de mantermos as mesmas propriedades foi causado pela dúvida no cálculo realizado pelo SAP2000, onde em regiões de interseção entre elementos com propriedades diferentes, se o programa identifica e calcula cada elemento com propriedades únicas ou a propriedade de um elemento sobrepõe à outra, acarretando na diferenciação das propriedades dos elementos envolvidos na sua face.

A Figura 6.24 mostra a distribuição da malha em todo o conjunto analisado e também apresenta as dimensões da fundação, as elevações das transições da malha na barragem e a discretização das zonas de descontinuidade.

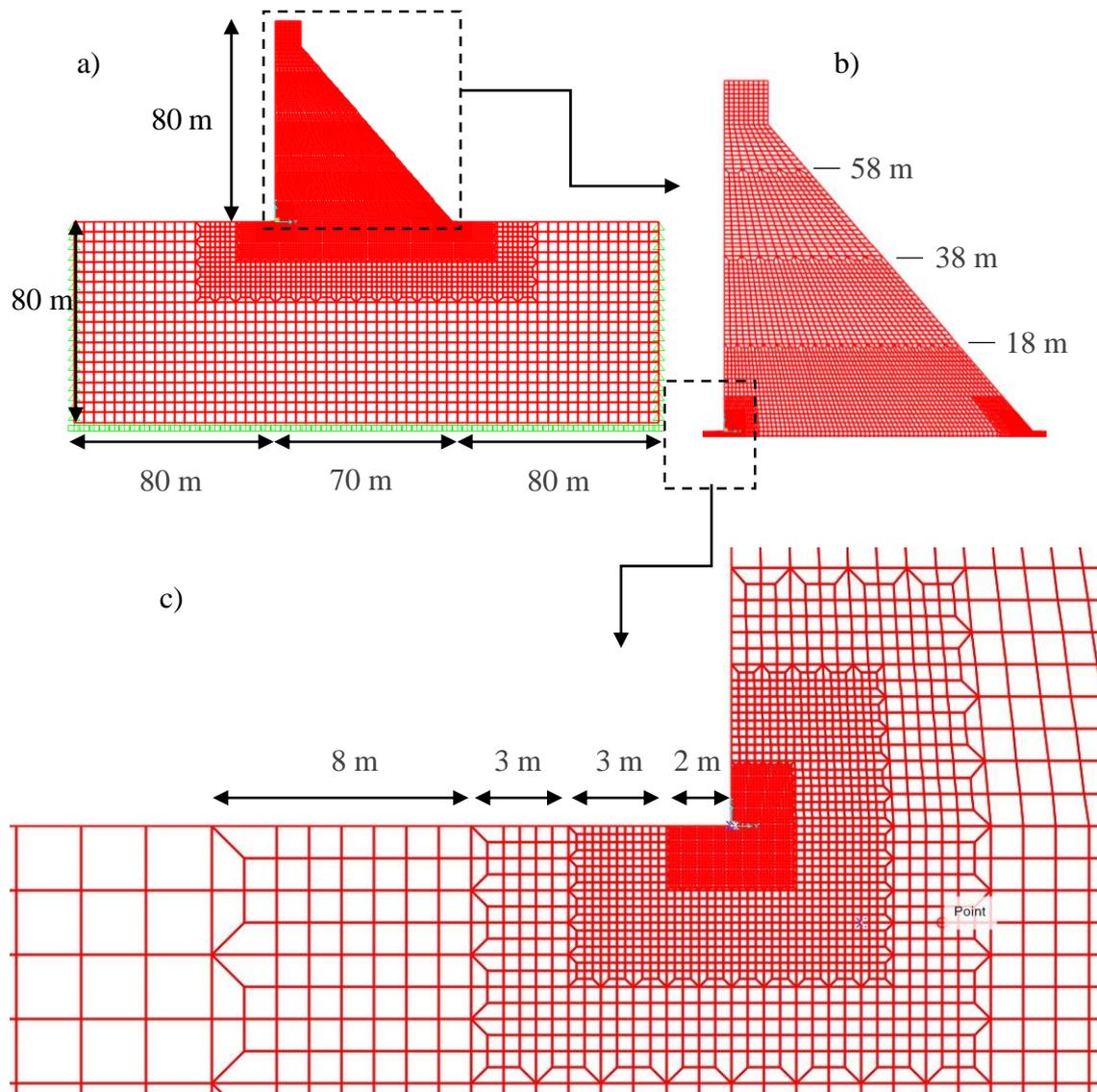


Figura 6 . 24 - Malha utilizada dos EF, sendo fundação e barragem (a), barragem (b) e extremidade a montante no contato solo-estrutura (c).

Observa-se na Figura 6.24 (a) que a malha da fundação é formada por elementos maiores que os da barragem, com exceção da região próxima a estrutura. A opção por elementos maiores foi baseada na dissipação dos valores das tensões ao longo da fundação. Nesse contexto, sendo o foco do estudo apenas a barragem, não foi realizado teste de convergência para solo. Todavia, foi repetido o processo de discretização da barragem no solo até a profundidade de 16,0 metros a fim de evitar alterações de tensões na estrutura devido a distribuição da malha na superfície terrestre.

Nota-se, ainda na Figura 6.24 (b) a necessidade de três transições da malha ao longo da altura da barragem objetivando para manter os elementos com lados na medida de 1,0 m.

Na Figura 6.24 (c) podemos observar as transições da malha na extremidade montante da barragem próxima a fundação, onde foram utilizados elementos com três tamanhos diferentes ao empregado no restante da barragem. Como já relatado, esse refinamento é justificado pela presença das concentrações de tensões. Ressaltamos que, na extremidade, a jusante também segue o mesmo padrão de discretização da malha.

Neste segundo momento, apresentar-se-ão os resultados das tensões normais e cisalhantes encontrados pelo MEF, onde analisamos o comportamento dos campos de tensões e também os valores encontrados nas regiões de concentrações de tensões.

As figuras apresentadas nesta seção foram retiradas do programa SAP 2000, onde podemos visualizar a barragem e a fundação, bem como as regiões de concentração de tensão. Ressalta-se que o programa utiliza a convenção americana de sinais e as legendas estão em MN/m².

A tensão normal vertical (σ_z) apresentou maiores valores em relação às outras tensões - resultado esperado para cenário 01- pois atuam apenas os esforços causados pelo peso próprio. Na Figura 6.25 apresentar-se-ão os resultados encontrados para esta tensão.

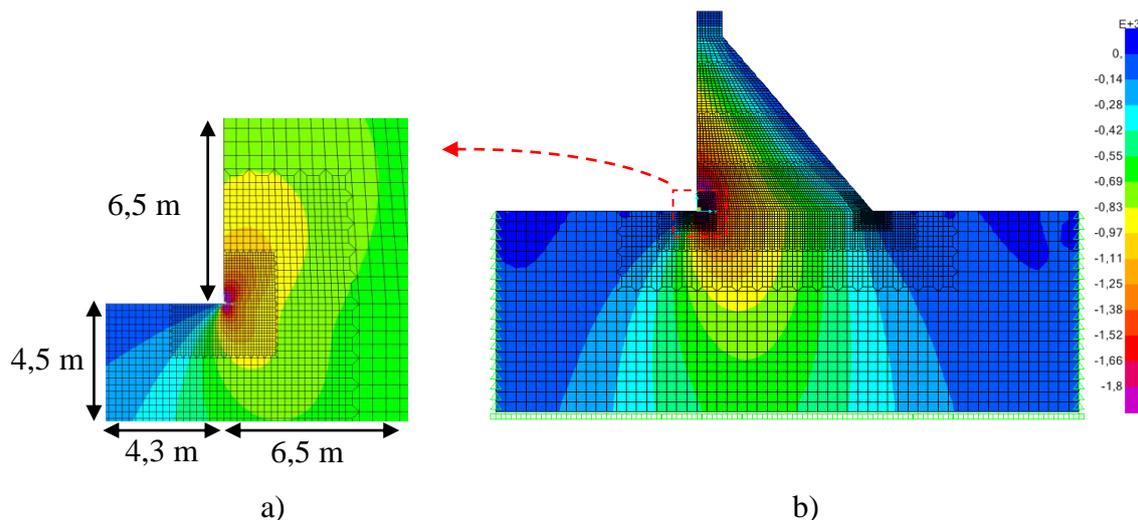


Figura 6 . 25 - Valores de σ_z (MPa) para cenário 01 (peso próprio) através do MEF, sendo imagem da barragem e fundação (b) e a visualização da região alta concentração de tensão a montante (a)

Na Figura 6.25 podemos observar que os maiores valores se encontram a montante, assim como foi visto pelo MG. Nota-se também que há elevada concentração de tensão, apenas na região formada por elementos de 10 centímetros a montante, ou seja, em uma área de 4 m², foi registrado uma variação em torno de 10.000kN/m².

O maior valor encontrado foi de 12.374,44 kN/m² localizado no ponto mais a montante da seção de cota 0,0, esse dado salienta o grau de concentração de tensões, onde encontram-se tensões com valores seis vezes maior que as registradas pelo Método Analítico.

Nota-se que as tensões vistas no solo se distribuem como um reflexo do que acontece no corpo da barragem, mas com uma maior dissipação para os lados, acredita-se que este fato ocorre devido à semelhança de propriedades entre os da barragem e do solo.

Vimos também, que apesar de utilizar elementos com tamanhos e formas diferentes, não houve perturbação significativa nos valores das tensões nas zonas de transição da malha nas regiões em estudo, como pode ser observado pela coloração do gráfico.

A Figura 6.26 apresenta gráficos com os valores das tensões normais horizontais (σ_y) e cisalhantes (τ_{zy}) encontradas através MEF. Tais representações seguem as características informadas anteriormente.

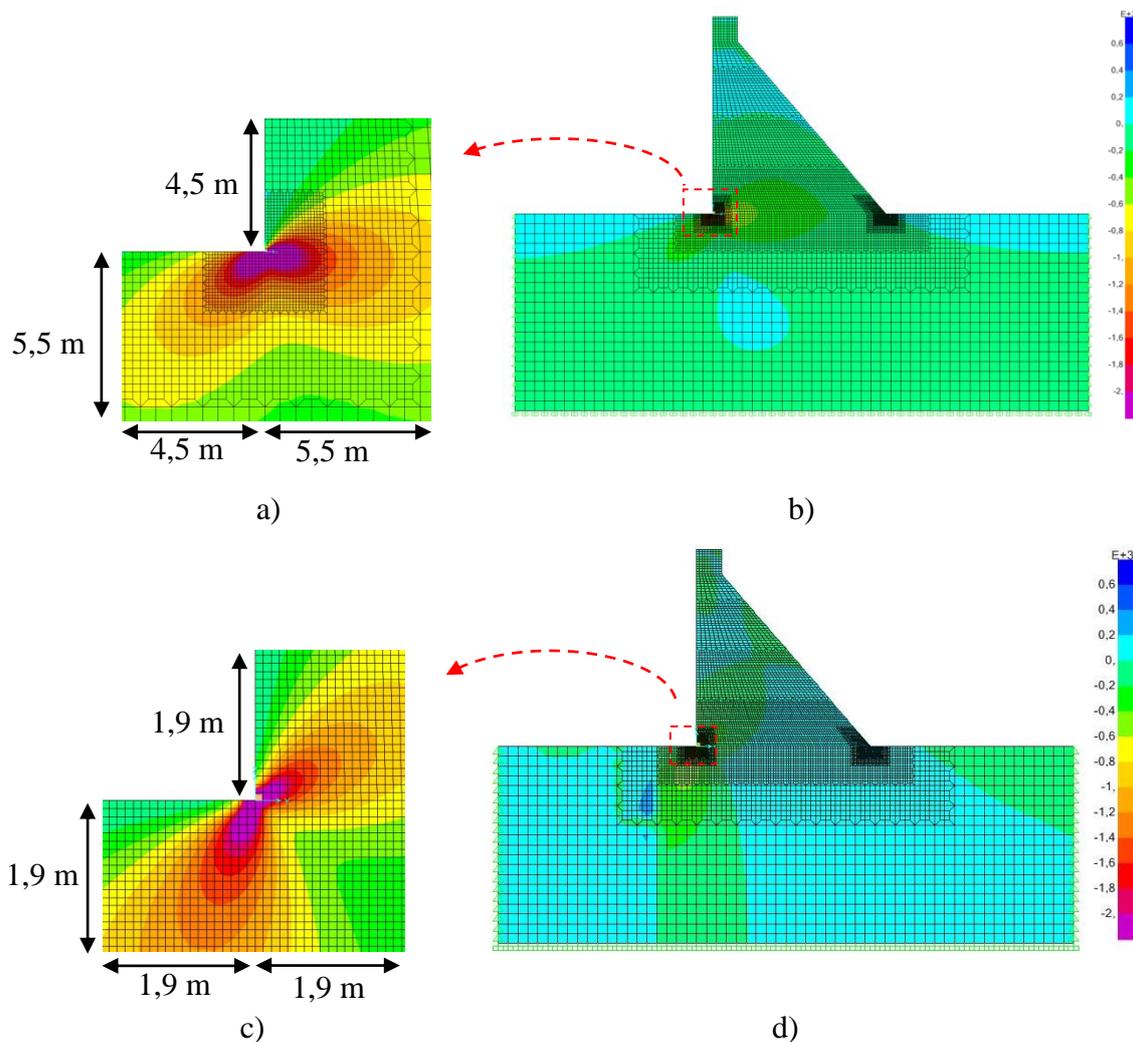


Figura 6 . 26 - Valores de σ_y e τ_{zy} (MPa) para cenário 01 (peso próprio) através do MEF, sendo a imagem da barragem e fundação σ_y (a), visualização da região alta concentração de tensão a montante σ_y (b), imagem da barragem e fundação τ_{zy} (c), visualização da região alta concentração de tensão a montante τ_{zy} (d)

Observa-se que os valores registrados para ambas as tensões foram baixos, com exceção da região de concentração de tensão. Esse caso particular apresentou-se na mesma localização vista para σ_z . Na extremidade, nota-se a montante das seções próxima à fundação. Ademais, os valores máximos encontrados foram de 8.737,8 e 5.278,0 kN/m² para σ_y e τ_{zy} , respectivamente.

Para estas tensões o MG encontrou valores próximos de zero - devido à ausência de forças horizontais- já para o MEF, essas tensões tiveram valores baixos, mas não próximo de zero. Acredita-se que isso aconteça devido às deformações laterais do elemento, ou seja, o efeito de Poisson.

c) Comparação entre os Métodos

Aqui, se estabelecerá uma comparação entre os valores encontrados pelo MG e MEF, com a finalidade de delimitar as regiões de concentração de tensões. Vimos na análise através do MEF a presença de apenas uma região de concentração localizada a montante da estrutura.

Salientamos que, para este cenário, foram expostas as tensões σ_z e σ_{p1} , uma vez que as demais tensões possuem valores baixos. Destarte, a fórmula de cálculo das diferenças entre os métodos não apresenta valores coerentes com os verificados na estrutura.

A delimitação da região de concentração de tensão será feita através da análise da porcentagem da diferença da maior tensão principal (σ_{p1}). A tensão σ_{p1} foi escolhida em detrimento da sua representação frente ao conjunto das tensões normais e cisalhantes. No processo, as tensões σ_{p2} não foram avaliadas, o que se justifica em função dos baixos valores apresentados, os quais não representam de forma concisa a comparação entre os métodos.

Vimos na apresentação dos resultados do MEF que as seções próximas à fundação apresentam perturbações no campo de tensões em toda a sua extensão, sobretudo, o seu agravamento próximo à extremidade a montante. Assim, delimitamos dois comprimentos, sendo λ_z a elevação necessária para que a região central da barragem tenha valores abaixo de 10% e, λ_y , que é o comprimento entre o barramento a montante até o primeiro ponto da seção que possua valor igual ou menor que 10%. Nesta última, são localizadas as maiores tensões.

Também foi evidenciado o λ_p , que será definido como a elevação igual ou maior que λ_z em que não há evidência de λ_y . Assim, pretendemos destacar a região em que o Método de Gravidade não poderá ser utilizado em uma análise mais refinada na barragem.

Na Figura 6.27 apresentar-se-ão as cotas das seções que foram verificadas nos dois cenários. Na imagem, as elevações foram definidas mediante uma análise prévia de várias seções, das quais extraímos as que melhor representam as variações ou continuidade de eventos relacionados ao comportamento das tensões.

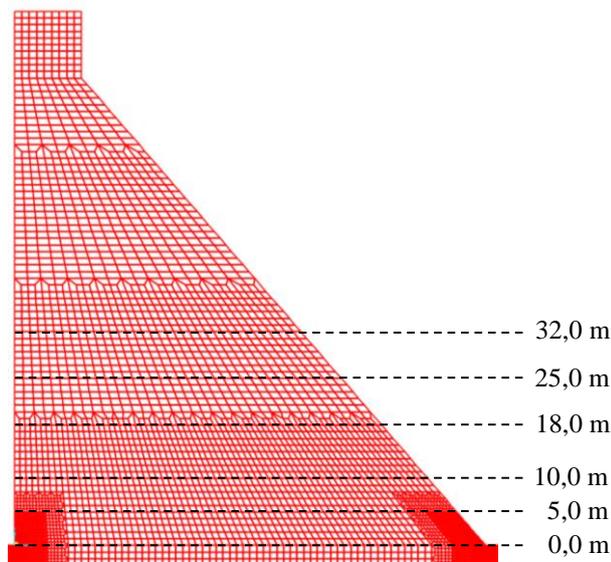


Figura 6. 27 – Apresentação das cotas de análise

Logo, é possível observar os valores encontrados em seis seções da barragem. Na cota 0,0 m pretende-se enxergar as maiores diferenças e na medida em que caminhamos para a parte superior da estrutura espera-se encontrar convergência entre os métodos.

Nas Figuras 6.28 e 6.29 serão apresentados os resultados encontrados das tensões σ_z e σ_{p1} através dos dois métodos de análise (MG e MEF) ao longo das seções já definidas. Os valores das tensões estão em kN/m^2 e o eixo das abscissas em metros.

Em seguida, na Figura 6.30, serão expostas as porcentagens das diferenças entre os métodos de análise para a tensão σ_{p1} com base na Eq. 6.1. Os gráficos estão em porcentagem variando de 0 a 100%.

Também mostraremos os valores encontrados de λ_z , λ_y e λ_p juntamente com os dados dos pontos que foram utilizados como referência para encontrar esses valores. No quadro de informação dos pontos referenciaremos primeiro a localização no eixo y e em seguida é visto a porcentagem da diferença.

Todos os gráficos apresentados nas figuras abaixo foram montados com valores espaçados aproximadamente em 1,0 m, entretanto, para visualização mais “limpa”, o eixo das abscissas será espaçado em intervalos de 5,0 a 7,0 metros.

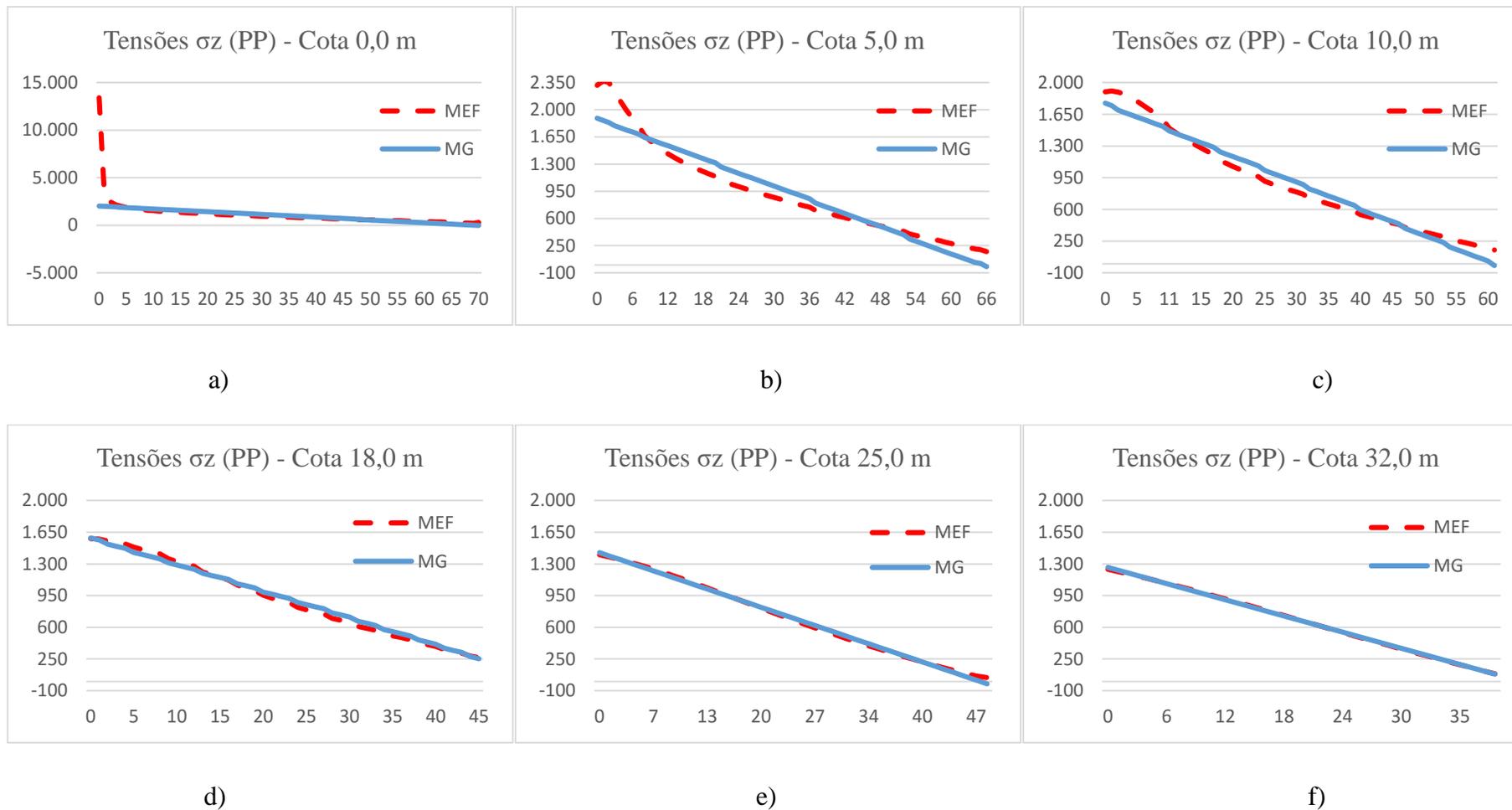


Figura 6 . 28 - Valores das tensões σ_z ao longo da seção para cenário 01 em kN/m², sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

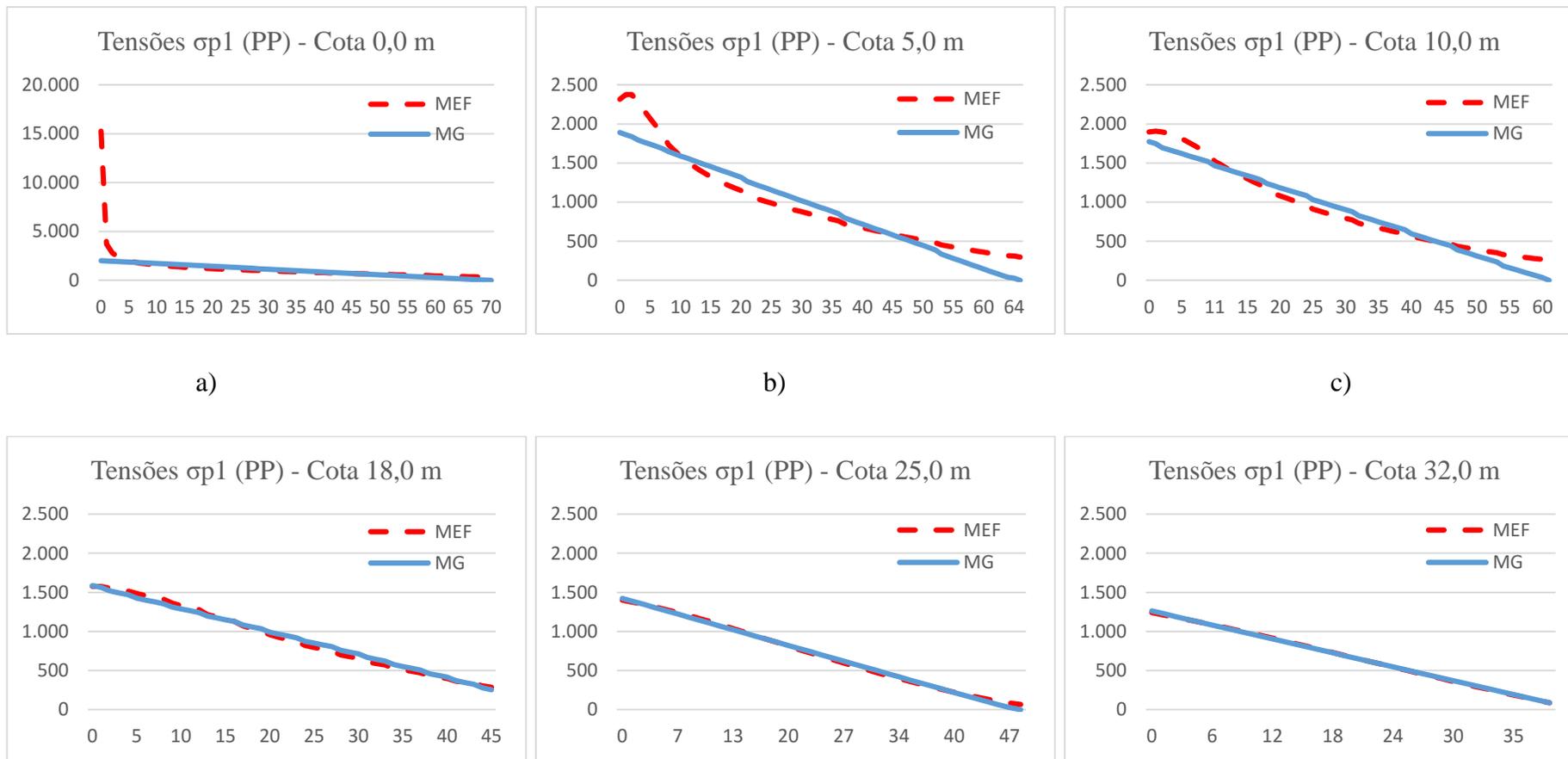


Figura 6 . 29 - Valores das tensões σ_1 ao longo da seção para cenário 01 em kN/m^2 , sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

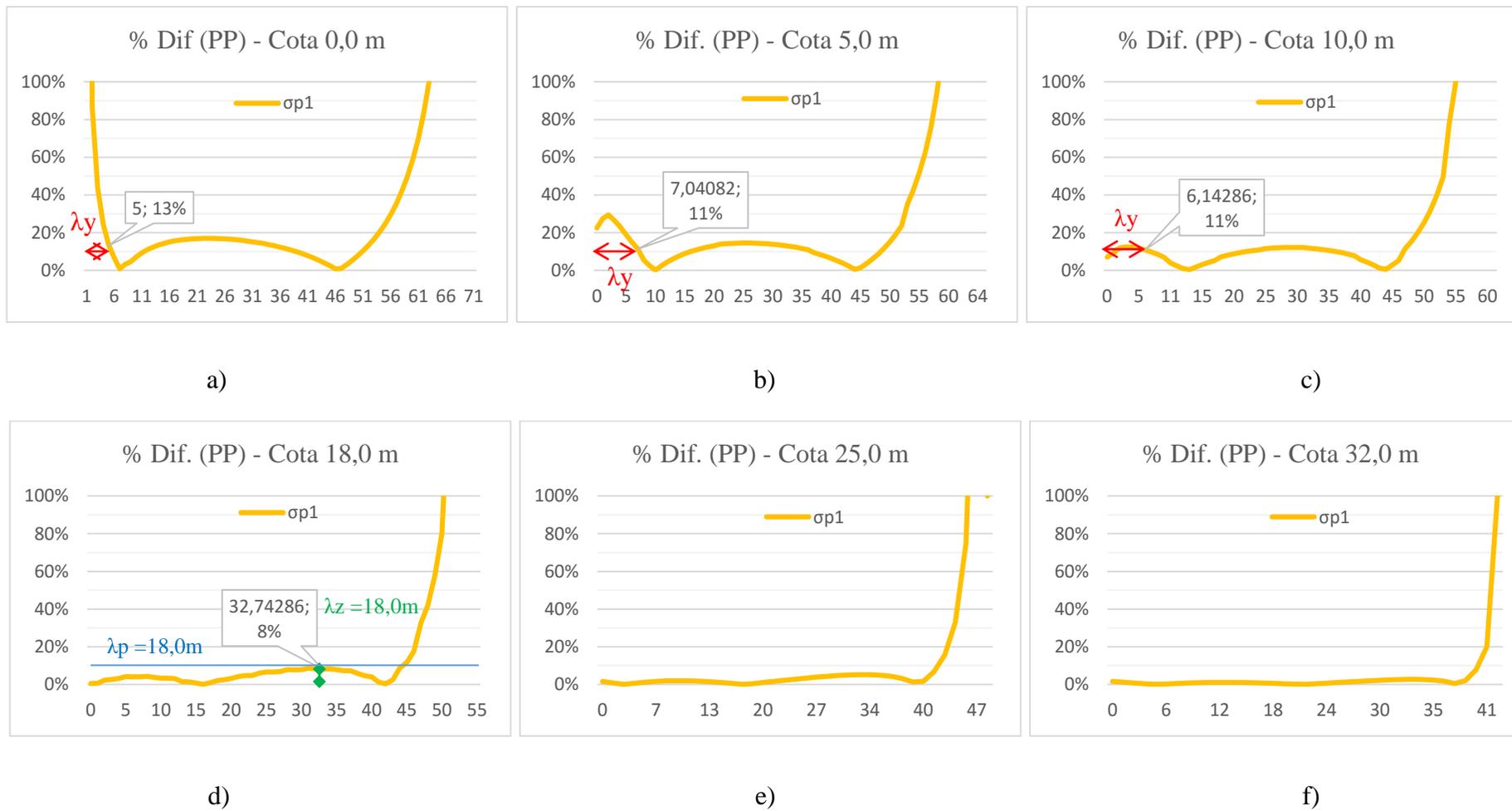


Figura 6 . 30 - Porcentagens da diferença dos valores da tensão σ_1 entre os métodos MG e MEF, encontrados no cenário 01, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

Nota-se que as tensões σ_z e σ_{p1} apresentam comportamentos similares, tendo apenas uma pequena diferença nos valores encontrados. Isso se dá pelos baixos resultados encontrados para as tensões σ_y e τ_{zy} , onde temos σ_{p1} ligeiramente maior que σ_z .

Nas figuras onde são demonstradas as tensões, os valores do MEF apresentam-se elevados a montante e com ondulações ao longo da seção, em cotas com baixa elevação. Por ser uma região de descontinuidade esse comportamento é justificado.

Observa-se a existência de pequenas diferenças nos valores das tensões na comparação entre os métodos, mesmo em cotas afastadas da fundação. Acredita-se que tal fato acontece devido à diferença na modelagem do estudo, no qual MG considera fundação rígida e MEF fundação elástica.

Na Figura 6.36 apresentam-se as porcentagens das diferenças entre os métodos, onde podemos visualizar acentuadas elevações em cada extremidade, a destacar que a montante deixa de existir a partir da cota 18,0 m. Para cada extremidade há uma explicação: a montante é justificada pelas concentrações de tensões; já no caso a jusante, dá-se devido aos baixos valores de tensões, cuja forma de comparação entre os métodos não representam adequadamente a situação exposta.

A Figura 6.30 também apresenta os valores, localizações e informações de referências de λ_z , λ_y e λ_p . O valor de λ_z é determinado pela altura da cota onde foi registrado, já λ_y possui um comprimento para cada seção. Então, o último foi definido como o maior valor encontrado. Já λ_p é altura da seção que tenha o valor igual ou maior que λ_z e que não há registro de λ_y .

Encontramos o valor de λ_z na elevação de 18,0 metros, pois todos os pontos localizados na região central da seção estão com valores abaixo de 10%. Observou-se que o maior valor encontrado para λ_y foi de 7,04 metros na cota 5,0 m e que na cota 18,0 m não há presença de λ_y .

Durante o estudo foi visto que o comprimento λ_y tem o comportamento parabólico ao longo do eixo z. No andamento das análises das seções mais elevadas o λ_y aumenta até atingir o ponto onde começa a reduzir até se aproximar de zero.

De posse dos valores λ_z e λ_y , podemos definir λ_p como a seção que possui elevação de 18,0 metros. O valor de λ_p coincide com λ_z , pois não foi registrado λ_y na seção com elevação λ_z .

Deste modo, no cenário 01, a barragem estudada não poderá ser analisada com profundidade através do Método Analítico em seções com elevações inferiores a 18,0 m, ou seja, em 22% da altura da estrutura (H), sendo assim, as maiores tensões estão localizadas em uma faixa vertical a montante com largura aproximada de 7,0 metros (9% de H).

Na Figura 6.31 são apresentados os valores da tensão σ_{p1} encontrados pelo MEF através do software SAP 2000, no qual os resultados estão em MPa. Também foi exibido um *zoom* na metade inferior da barragem, onde informamos as dimensões e localizações de λ_z , λ_y e λ_p .

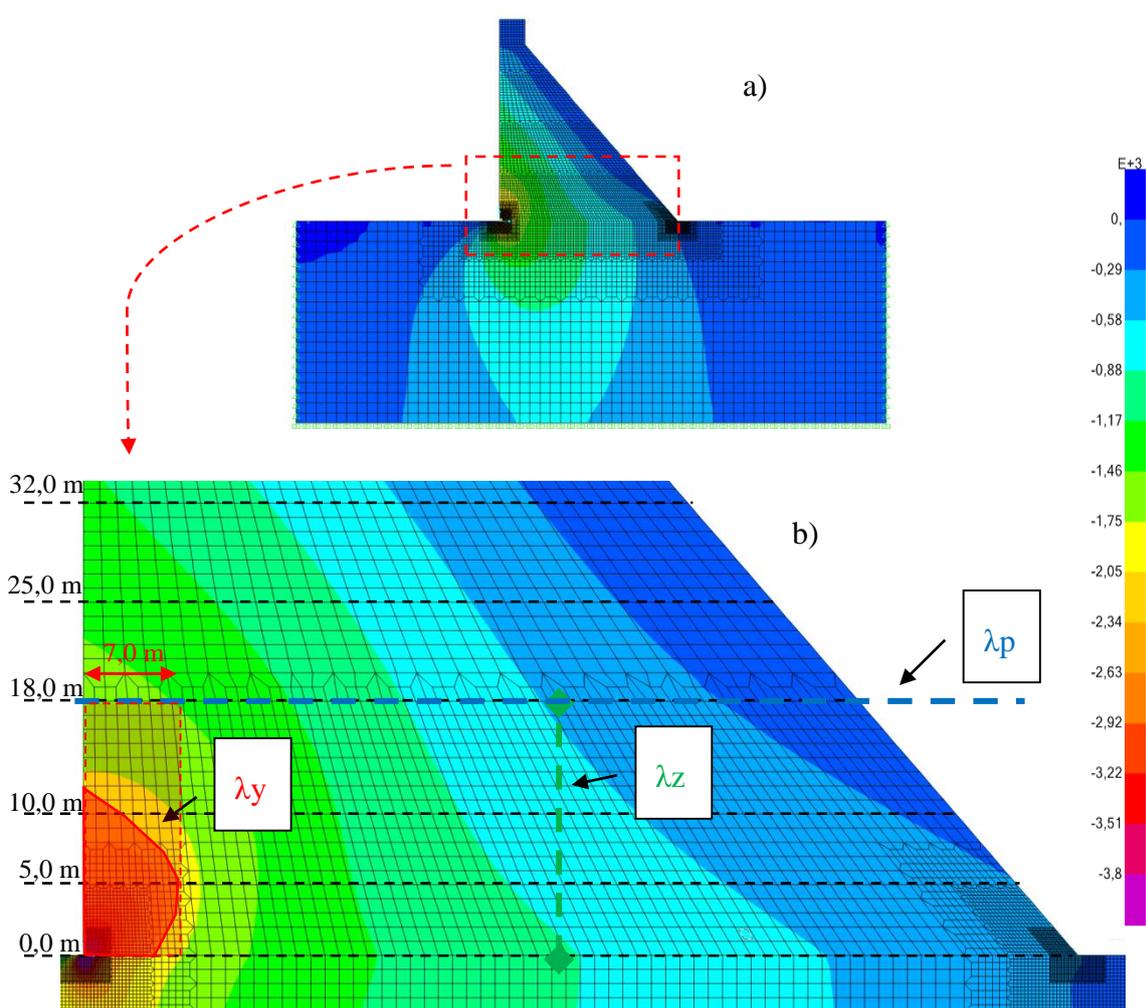


Figura 6 . 31 - Apresentações das tensões σ_{p1} através do SAP 2000 e com a marcação dos comprimentos λ_z e λ_y , e seção λ_p , sendo barragem e fundação (a) e zoom na metade inferior da barragem (b).

Na Figura 6.31 observou-se com maior clareza o posicionamento e as dimensões de λ_z , λ_y e λ_p na barragem. O comprimento λ_z e elevação λ_p tiveram valores iguais, em torno

de um quinto da altura da estrutura, enquanto λ_y obteve valor aproximado, em um décimo da altura.

Nota-se que o retangular avermelhado delimitado por λ_y e λ_p visto na extremidade a montante da barragem, ilustra a localidade que possui concentrações de tensões. O objetivo dessa marcação visa salientar a região que deve ser bem vista na fase de projeto e também monitorada com cuidado quando a estrutura se encontra com a combinação de carregamentos, vista no cenário 01.

Também vimos na extremidade a montante uma região mais avermelhada do que a comentada anteriormente a qual foi delimitada apenas com os valores de λ_y . Assim, pretendemos evidenciar as maiores concentrações de tensões presentes na barragem.

O maior valor encontrado para σ_1 através do MEF foi de 15.253,5 kN/m², sendo este 7,5 vezes maior que o valor encontrado pelo MG e também é superior à resistência de compressão própria do concreto adotado neste estudo, que é de 10.000,0 kN/m². Desse modo, ressalta-se a importância do dimensionamento diferenciado para a região de concentração de tensões.

CASO 3B - CENÁRIO 02 – EFEITO DO PESO PRÓPRIO MAIS PRESSÃO HIDROSTÁTICA

a) Analítico pelo MG

Assim como foi feito no Caso 3^a, iniciaremos com as avaliações das tensões admissíveis e dos coeficientes de segurança na cota 0,0 metros. Ao contrário do estudo anterior, neste cenário apresentam-se forças horizontais, com isso espera-se uma redução dos valores das tensões σ_z e o aparecimento das tensões σ_y e τ_{zy} .

Para o estudo analítico foi utilizada novamente a rotina de cálculo RMG e também o SURFER visando gerar as apresentações das tensões por curvas de nível com os dados extraídos do RMG.

As Tabelas 6.13 e 6.14 apresentam os valores encontrados para as tensões nas extremidades, as resultantes e os coeficientes de segurança. Os valores das tensões então em kN/m² e as resultantes em kN.

Tabela 6 . 13 - Tensões encontradas na Cota 0,0 m – Caso 3B.

Tabela de Tensões para Cota 0,0 m (kN/m ²)			
Tensões	Montante	Jusante	Maior da Seção
σ_z	963,3	1.025,3	1.025,3
σ_y	800,0	753,3	800,0
τ_{zy}	0,0	878,8	878,8
σ_{p1}	963,3	1.778,6	1.778,6
σ_{p2}^*	800,0	0,0	0,0

* σ_{p2} representa a menor tensões principal, sendo assim o valor da coluna “Maior da Seção” será o menor valor da seção e não o maior.

Tabela 6 . 14 - Valores das resultantes e dos coeficientes de segurança encontrados na cota 0,0 m – Caso 3B.

Resultantes e Coeficientes de Segurança		
Descrição	Valor	Referência
Result. Vertical	69.600,0	-
Result. Horizontal	-32.000,0	-
Result. de Momento	-25.330,0	-
Coef. Deslizamento	2,0	>1,0
Coef. Tombamento	34,0	>1,0
Coef. de Flutuação	69.600,0	>1,0
Posição da Resultante	35,4	(23,3 - 46,6)

Na Tabela 6.13 observa-se equilíbrio nas tensões σ_z ao longo da seção, tanto que a diferença entre os valores encontrados nas extremidades foi de apenas 6%. Em relação ao cenário anterior, observou-se que as tensões foram reduzidas aproximadamente pela metade. As tensões σ_y também obtiveram valores próximos ao longo da seção, em torno de 800 kN/m² e observa-se que as tensões τ_{zy} são maiores a jusante, em função da inclinação do barramento nessa extremidade.

Nota-se também que neste cenário há uma diferenciação considerável entre as tensões σ_z e tensões principais de compressão, configurando uma diferença de 73% na extremidade a jusante. Esse fato decorre da integração de carregamentos horizontais no estudo que leva ao surgimento das tensões σ_y e τ_{zy} , e através da configuração do perfil onde temos inclinação do barramento a jusante.

Em relação aos coeficientes de segurança foram encontrados valores satisfatórios, isto é, que atenderão aos valores de referência. Entretanto, o caso 3B ainda não leva em consideração a subpressão, esse carregamento junto como a pressão hidrostática são as principais cargas desestabilizadoras. Sendo assim, podemos dizer que os valores dos coeficientes serão menores.

A Figuras 6.32 apresenta os valores das tensões σ_z , σ_y e τ_{zy} em kN/m^2 , encontradas pelo MG. Os valores dos eixos das abscissas e ordenadas estão em metros

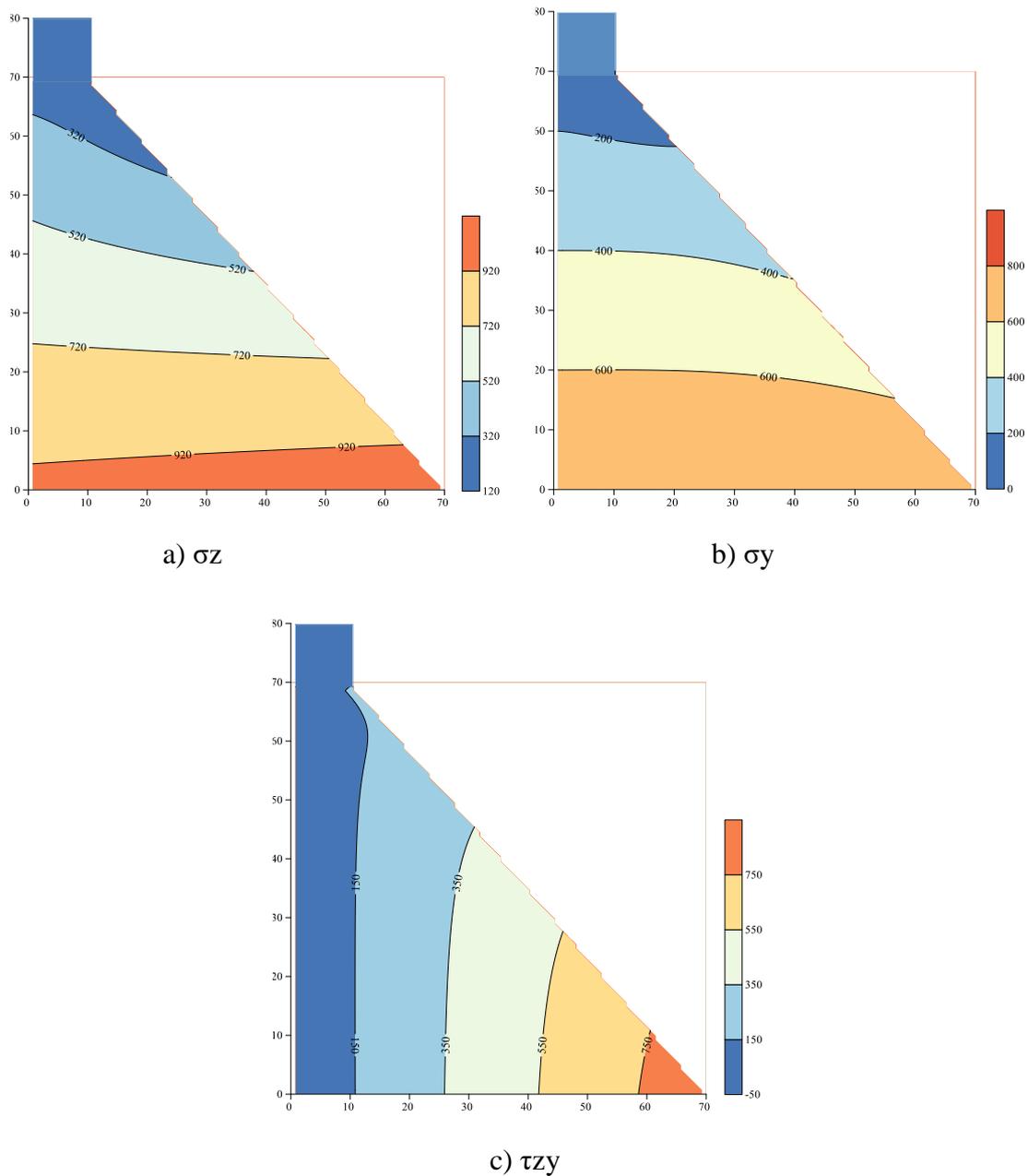


Figura 6 . 32 - Valores das tensões encontradas através do MG para cenário 02 (peso próprio mais pressão hidrostática), sendo σ_z (a), σ_y (b) e τ_{zy} (c)

Observa-se que nas tensões σ_z apresentam-se curvas de níveis com pequenas inclinações na horizontal, ao contrário do que vimos no cenário 01 onde as inclinações eram acentuadas. O valor máximo de σ_z foi de 1.025,3 kN/m², localizado no ponto mais a jusante da seção da cota 0,0 m.

As tensões σ_y também apresentaram curvas com pequenas inclinações, assim, nota-se que, apesar de não possuir pressões hidrostáticas e/ou outros carregamentos atuando no barramento a jusante, a destacar que essas tensões possuem valores consideráveis em todo corpo da barragem. Acredita-se que isso acontece devido à inclinação do barramento a jusante, pois no caso da barragem reta as tensões σ_y apresentarão valores iguais a zero neste barramento.

Nota-se que as tensões de cisalhamento não possuem valores semelhantes ao longo da seção, contrário das outras tensões. Assim, os valores iniciam do zero a montante e, por este lado, não possuem inclinação, aumentando ao passo que se aproxima do barramento a jusante, onde estão localizados os maiores valores.

Na Figura 6.33 exibir-se-ão os valores encontrados para as tensões principais em kN/m².

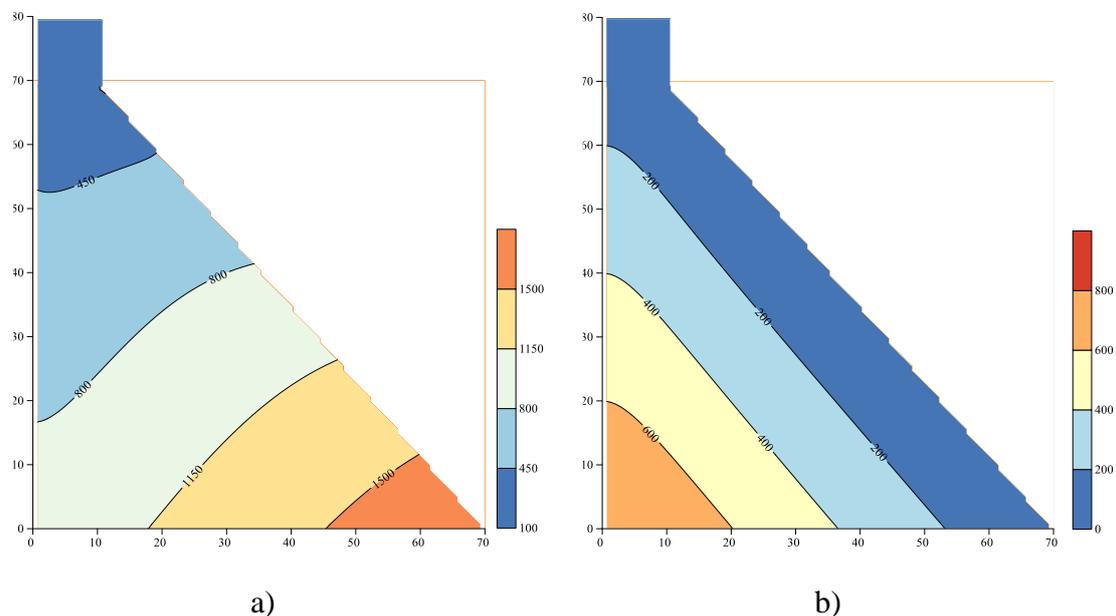


Figura 6 . 33 - Valores das tensões principais encontradas através do MG para cenário 02 (peso próprio mais pressão hidrostática), sendo σ_1 (a) e σ_2 (b).

Observa-se que não há tensões de tração na estrutura e que as regiões de maiores valores se localizam no barramento a jusante, como já foi comentado anteriormente na avaliação da cota 0,0 m, os valores das tensões σ_1 são maiores que σ_z em aproximadamente 70%.

b) Numérico pelo MEF

Foi utilizada a malha definida no caso 3A assim como a definição das propriedades dos elementos. Em relação aos carregamentos a diferença vai ser o acréscimo da pressão hidrostática.

A Figura 6.34 apresenta as tensões σ_z encontradas para o cenário 02 através dos MEF. A legenda informada está em MPa e serve para todas ilustrações da figura.

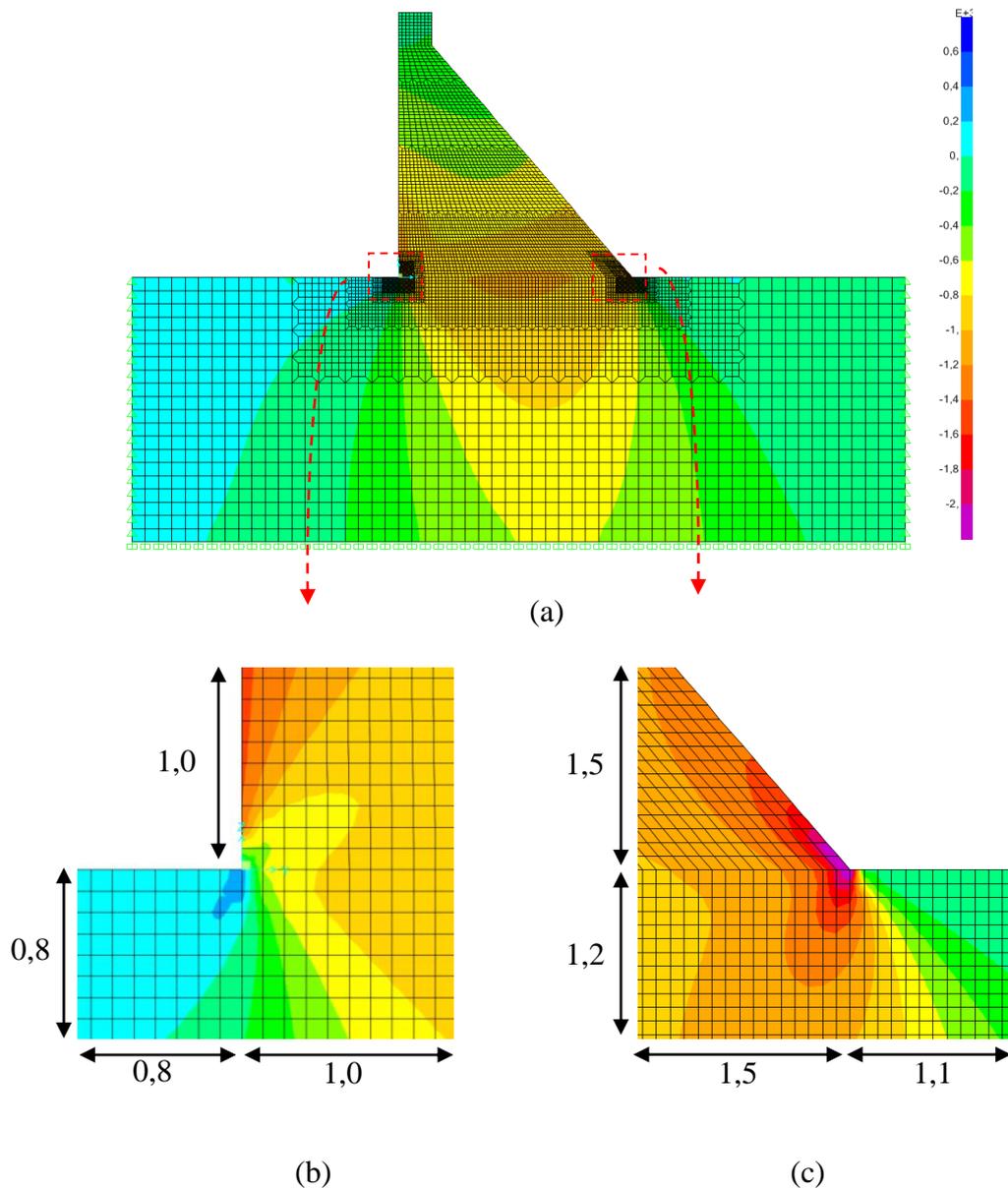


Figura 6 . 34 - Tensões σ_z encontradas pelo MEF para cenário 02, sendo barragem fundação (a), região de concentração de tensões a montante (b), região de concentração de tensões a jusante (c).

Na Figura 6.34 podemos observar que as tensões σ_z possuem maiores valores nas extremidades e pouca variação ao longo da seção. Estas variações são justificadas pelo equilíbrio dos momentos gerados pelas solicitações do peso próprio e pressão hidrostática. Enquanto nas extremidades, ressaltam-se novamente as concentrações de tensões geradas pela região de descontinuidade.

Observa-se que as tensões na fundação se distribuem como um reflexo do que acontece no corpo da barragem, mas com uma maior dissipação para os lados, mesmo caso visto cenário 01.

O maior valor registrado foi de 3.391 kN/m² localizado na extremidade a jusante, nesta região também houve a maior variação de tensões em uma dada região. Logo, considerando a possibilidade de analisarmos, mais uma vez, somente a área formada por elementos de 10 centímetros, ou seja, em 2 m² da estrutura, obteremos uma variação no valor de 2.437 kN/m², variação menor que a registrada no cenário 01, que foi de aproximadamente 10.000 kN/m³.

Na região de concentração a montante visualizam-se nove variações de cores, que produzem uma falsa impressão da existência de maiores tensões no que concerne à visão da extremidade a jusante. Essa diferença visual é justificada pelo fato da legenda ter valores de cortes máximo e mínimo.

Cada cor representa um intervalo de 200 kN/m². Com exceção das cores da faixa máxima, cujas tensões são superiores a 600 kN/m² e da faixa mínima, cujas tensões são inferiores às -2.000kN/m², a destacar que a convenção de sinal do SAP2000 é americana, isto é, as tensões de compressão têm sinal negativo e as de tração possuem sinais positivos. Na extremidade, a jusante possui valores inferiores a -2.000 kN/m² que não são demonstrados na forma de variações de cor.

Nota-se, também, o aparecimento de tensões de tração em apenas um elemento da barragem localizado na cota 0,0m na extremidade a montante, o que sucede da descontinuidade onde perturba o fluxo de tensões, na região.

Na Figura 6.35 apresentar-se-ão as tensões σ_y encontradas através dos MEF para o cenário 02. A legenda informada está em MPa e serve para todas ilustrações da figura.

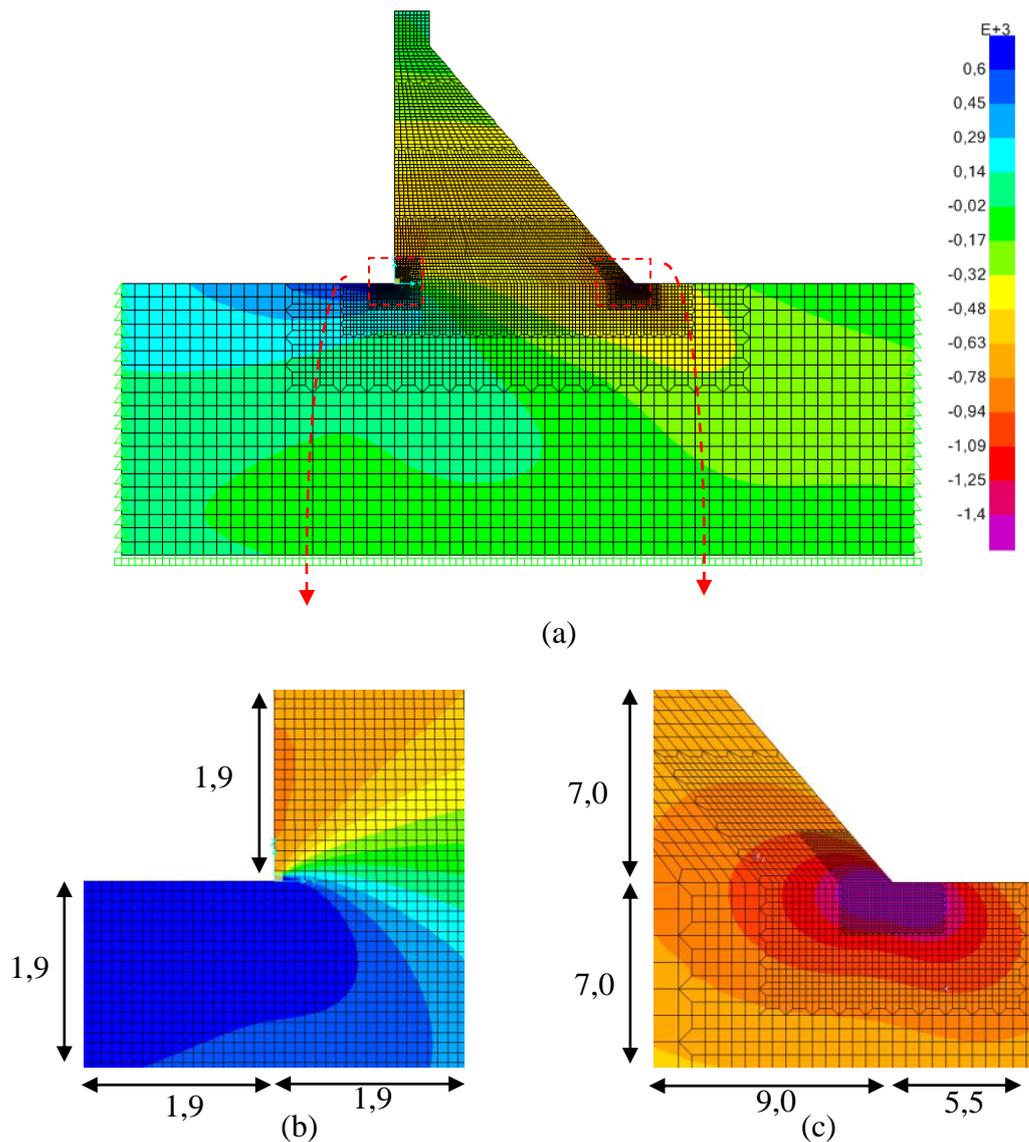


Figura 6 . 35 - Tensões σ_y encontradas pelo MEF para cenário 02, sendo barragem fundação (a), região de concentração de tensões a montante (b), região de concentração de tensões a jusante (c).

Observa-se que as tensões σ_y apresentam pequenas variações de valores ao longo das seções, entretanto, na região localizada abaixo da cota 20,0 metros, possui comportamento adverso.

A maior tensão registrada foi de 5.850 kN/m² na seção de cota 0,0 na extremidade a jusante. Nesta localização também são encontradas as maiores variações de tensões com cerca de 4.150 kN/m², em apenas 4,0 m².

Nota-se em uma pequena região - onde está situada a montante na seção de cota 0,0 m da barragem- a existência de elementos que estão tracionados. Cabe ressaltar que essas

tensões limitam-se à primeira camada de elementos da barragem que interage com a fundação e se estende por apenas 2,0 metros. Acredita-se que tal fato é explicado devido aos apoios - à esquerda da fundação - não permitirem o deslocamento horizontal do solo. Quando a barragem sofre atuação da pressão hidrostática, a estrutura transmite esse esforço horizontal para o solo causando trações nos elementos situados entre elementos do solo, localizados próximo à barragem e os apoiados à esquerda. Observa-se que essas trações, bem como as outras tensões, são reduzidas ao longo da profundidade do solo.

Na Figura 6.36 apresentar-se-ão as tensões τ_{zy} , encontradas através dos MEF para o cenário 02. A legenda informada está em MPa e serve para todas ilustrações da figura.

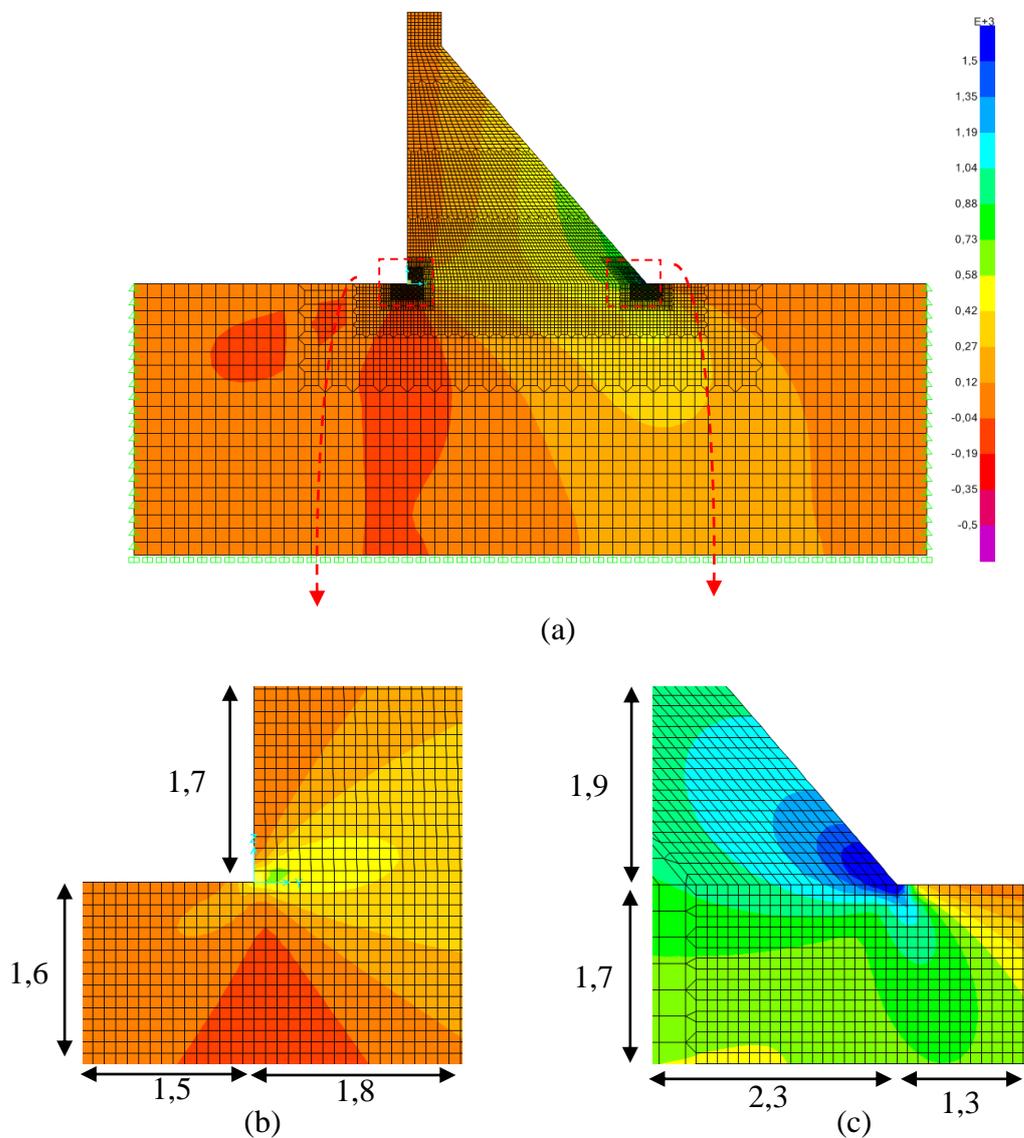


Figura 6 . 36 - Tensões τ_{zy} encontradas pelo MEF para cenário 02, sendo barragem fundação (a), região de concentração de tensões a montante (b), região de concentração de tensões a jusante (c).

Observa-se que as tensões cisalhantes possuem valores próximos de zero no barramento a montante e vão aumentando à medida que se aproxima do barramento a jusante. Este fato é explicado pelas inclinações dos barramentos.

O maior valor encontrado foi de 3.475 kN/m², localizado na seção extremidade a jusante de cota 0,0 m. Nesta mesma região apresentou-se a maior variação de tensão com valor de 2.564 kN/m² em 2,0 metros.

c) Comparação entre os Métodos

Aqui iremos fazer uma comparação entre os valores encontrados pelo MG e MEF para o cenário 02, cujo objetivo será delimitar as regiões de concentração de tensões para a nova configuração de solicitações.

Serão apresentados nas Figuras 6.37, 6.38 e 6.39 os valores das tensões σ_z , σ_y e τ_{zy} , para as cotas 0,0, 5,0, 10,0, 18,0, 25,0 e 32,0 metros, ao longo de toda a seção. Nessas figuras pretende-se observar o comportamento das tensões de cada método em uma seção. Logo após, na Figura 6.40, serão apresentados gráficos informando o percentual das disparidades entre os métodos.

Todos os gráficos apresentados nas figuras foram montados com valores espaçados aproximadamente em um metro, entretanto, para visualização mais limpa, o eixo das abscissas será espaçado em intervalos maiores. Além disso, informamos que os valores das tensões estão em kN/m².

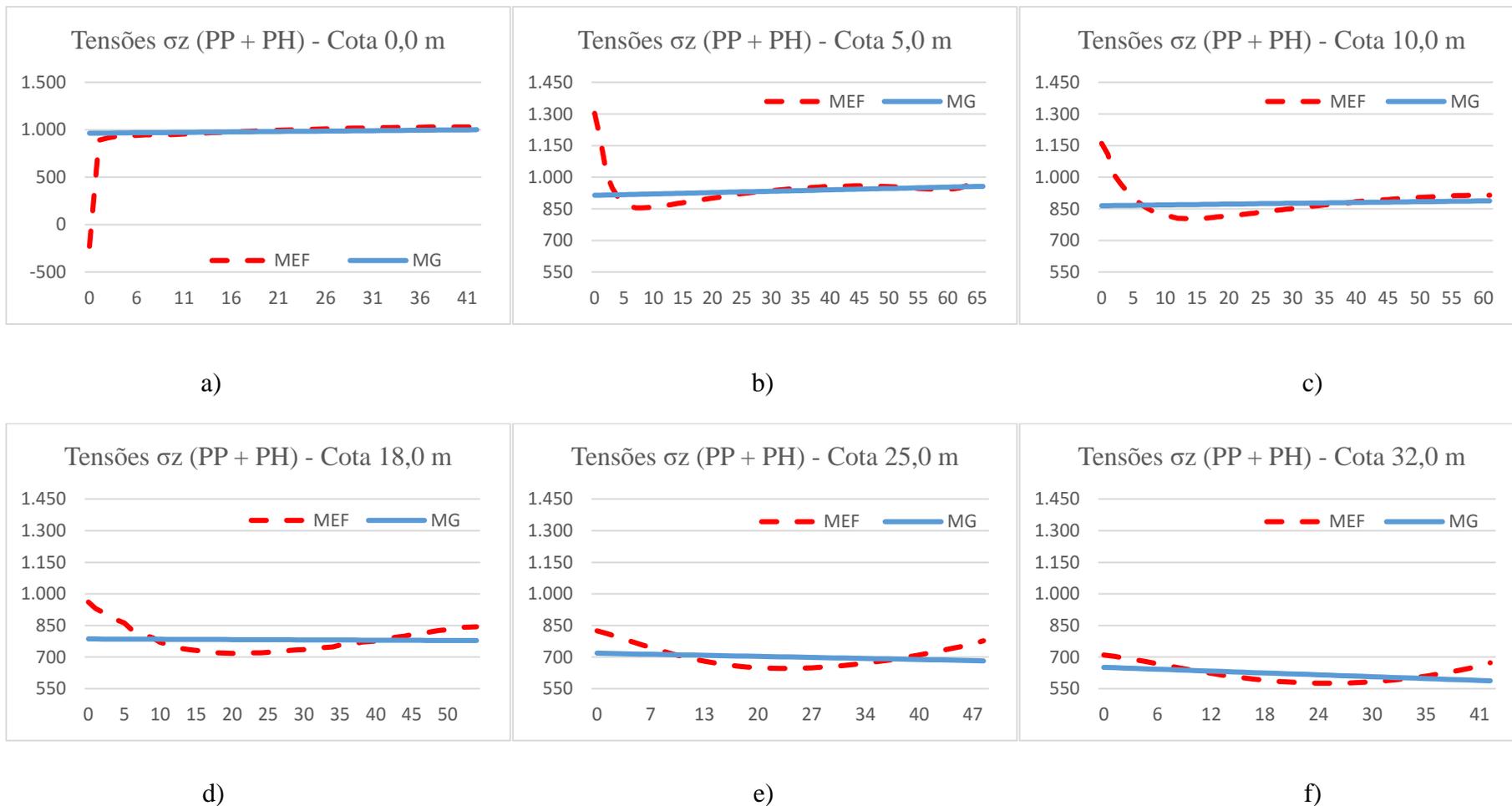


Figura 6 . 37 - Valores das tensões σ_z em kN/m^2 , considerando as cargas do peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

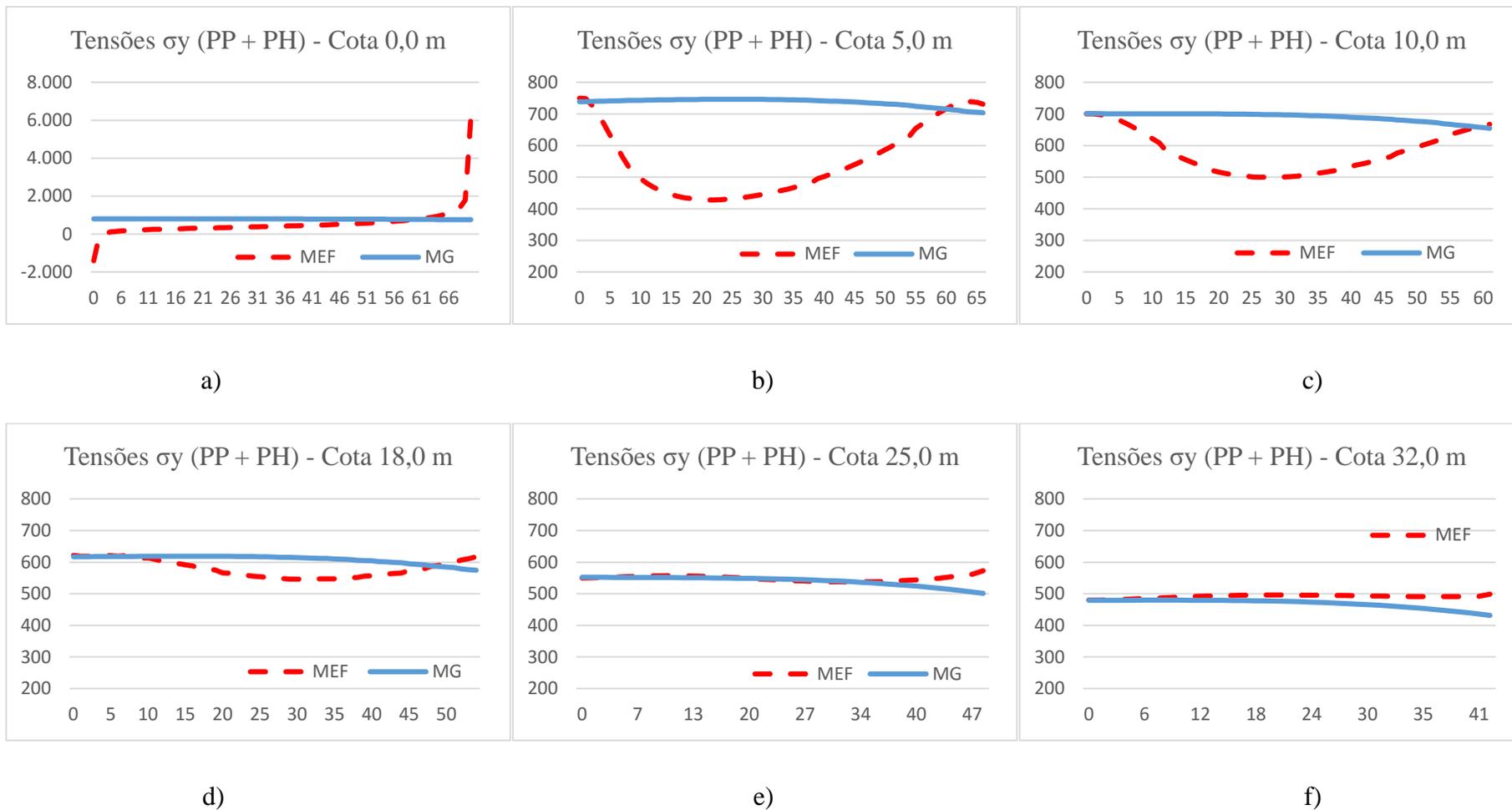


Figura 6 . 38 - Valores das tensões σ_y em kN/m², considerando as cargas do peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

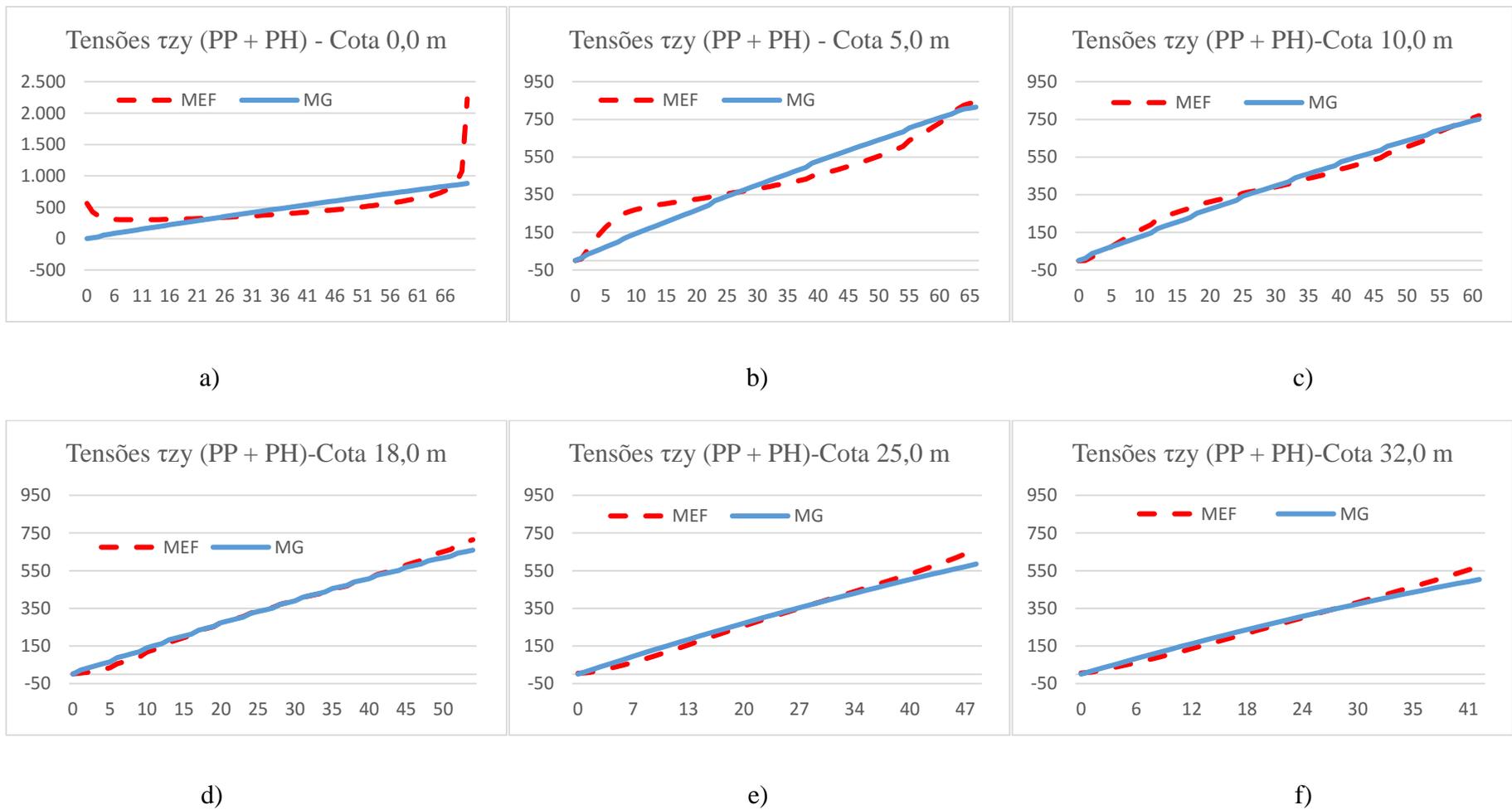


Figura 6 . 39 - Valores das tensões τ_{zy} em kN/m^2 , considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

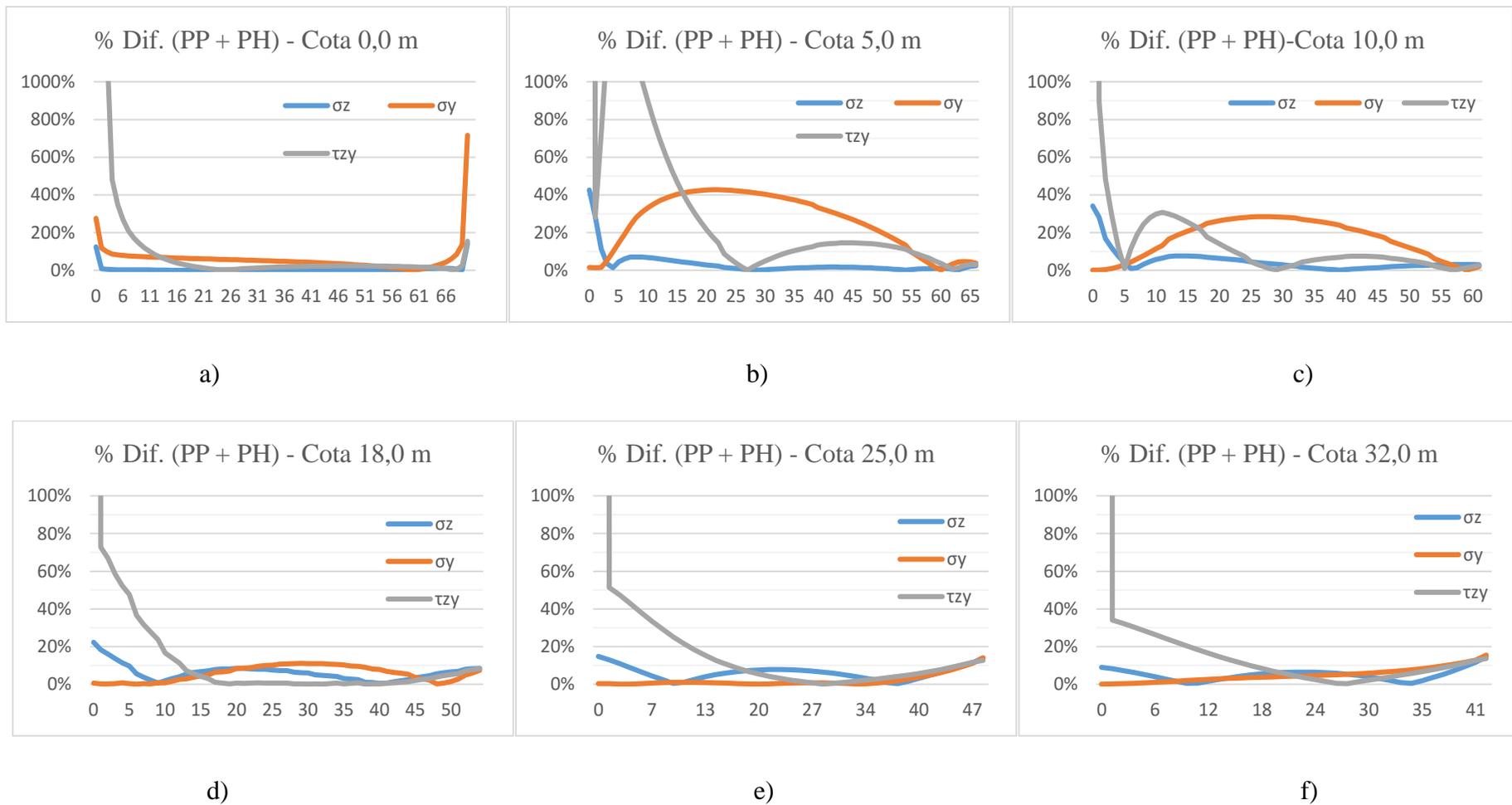


Figura 6 . 40 - Porcentagens das diferenças das tensões entre os MG e MEF, considerando peso próprio e pressão hidrostática, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

Nas Figuras 6.37, 6.38 e 6.39, observa-se que os resultados analíticos e numéricos ficam melhor correlacionados à medida que nos afastamos da base da barragem, pois nos afastamos da zona de descontinuidade. Isso é justificado pela presença das concentrações de tensões e efeitos mal ou não capturados pela teoria analítica.

As tensões σ_z possuem valores mais altos a jusante para o MG, já para MEF os maiores valores são encontrados a montante com exceção da seção de cota 0,0 m. Tal fato é justificado pelas inclinações dos barramentos, onde na face a jusante há uma inclinação que permite a redução das concentrações de tensão, ao contrário da face montante que é perpendicular ao solo.

Observa-se também, que σ_z apresentou tensões de tração na seção de cota 0,0 m na extremidade a montante. Este fato foi visto anteriormente na apresentação dos valores do MEF, haja vista que identificamos apenas um elemento da barragem com esse comportamento.

Já em relação a σ_y observa-se que nas extremidades os valores entre os métodos convergem, mas existe uma grande divergência nos valores das tensões presentes no centro das seções, onde encontramos diferenças superiores a 50%.

As tensões cisalhantes apresentaram valores mais próximos quantitativamente, podendo ser visto pelos gráficos, mas foram observados maiores erros relativos em relação às outras tensões apresentadas. Os maiores valores são encontrados a jusante devido à inclinação deste barramento.

Na Figura 6.40 observamos variações dos erros ao longo das seções entre os métodos de análises. Esses erros tendem a reduzir à medida que aproxima-se da extremidade a jusante e com o aumento da elevação da seção em análise, com exceção da cota 0,0 m onde temos picos elevados de erros nas duas extremidades.

Nas Figuras 6.41 e 6.42 são expostos os resultados das tensões principais, em seguida, na Figura 6.43 é exibida a porcentagem das diferenças encontradas entre os métodos de análise, para tensão σ_1 , onde iremos evidenciar λ_z , λ_y e λ_p vistos para o cenário 02.

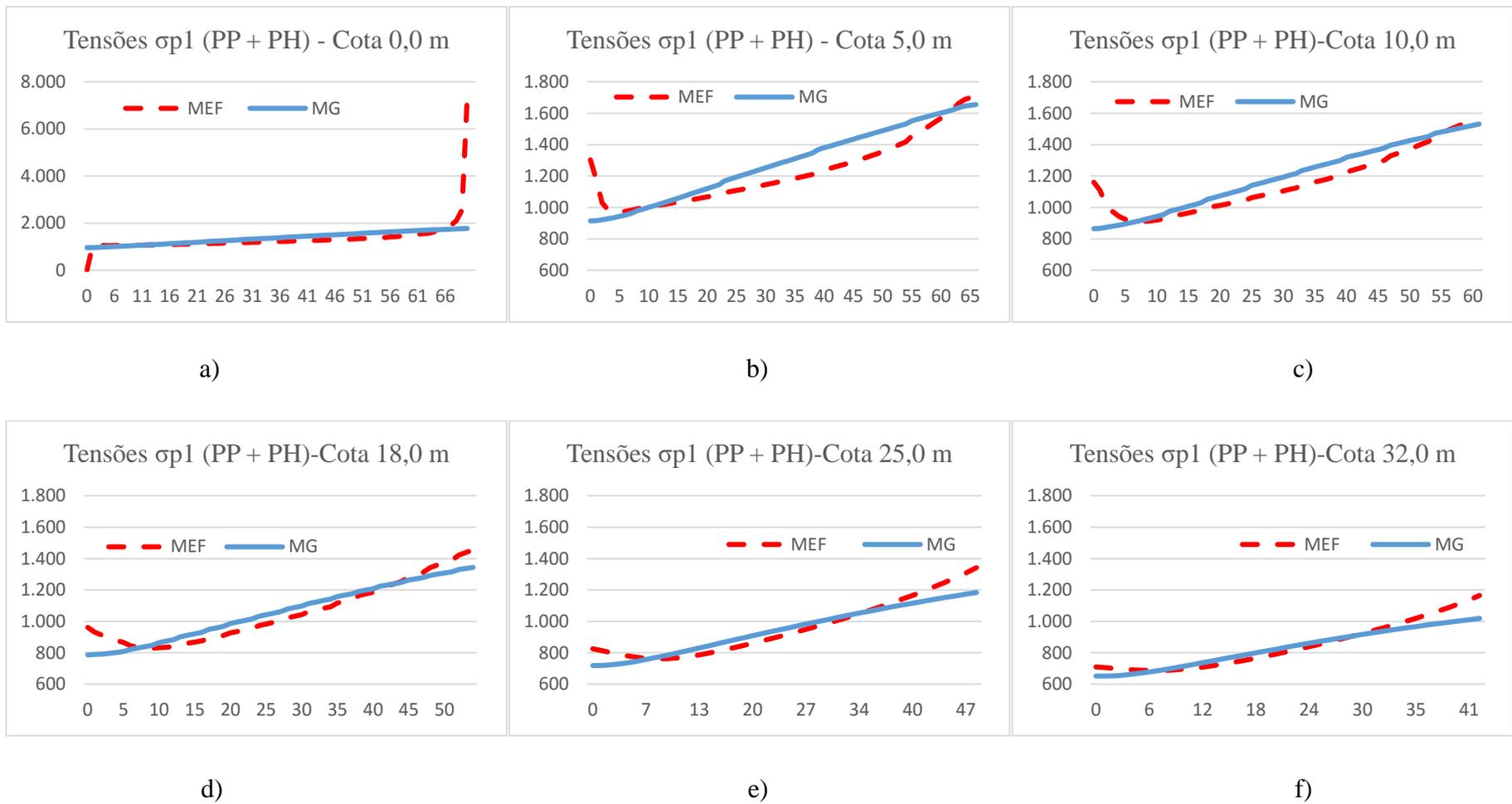


Figura 6 . 41 - Valores das tensões σ_1 ao longo da seção para cenário 02, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

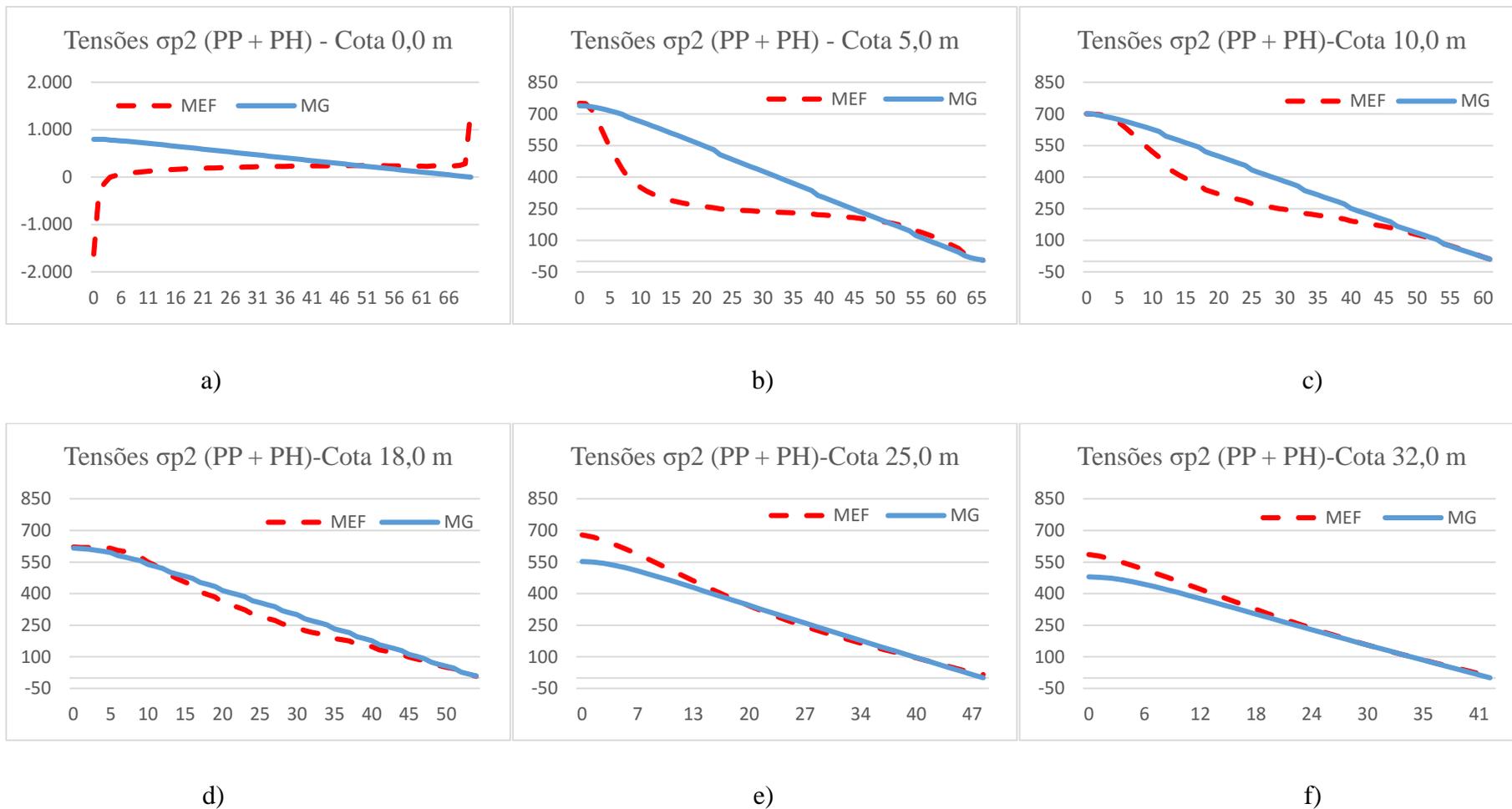


Figura 6 . 42 - Valores das tensões σ_2 ao longo da seção para cenário 02, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

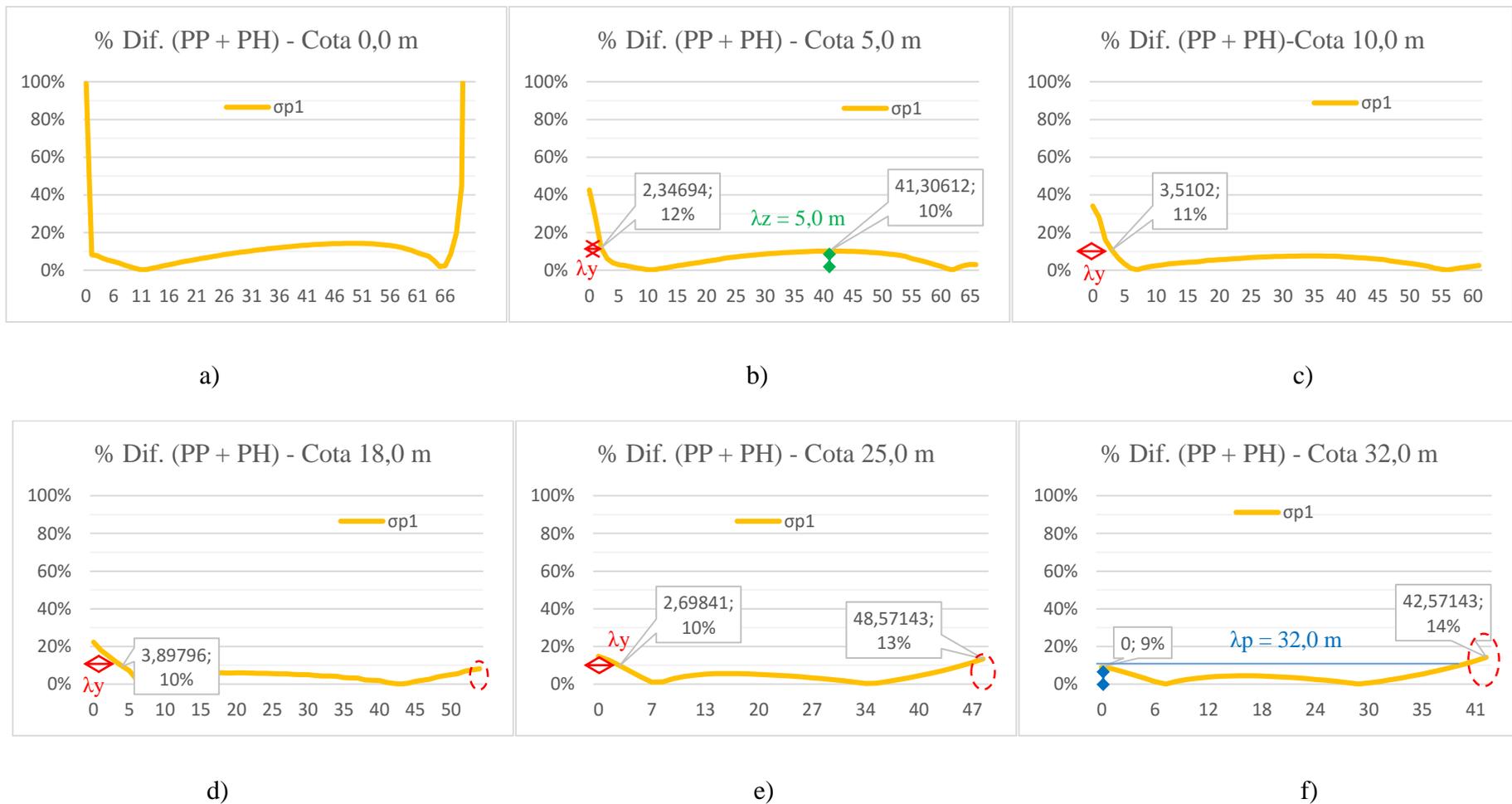


Figura 6 . 43 - Porcentagens das diferenças dos valores das tensões σ_{p1} entre os métodos MG e MEF, encontrados para cenário 02, sendo cota 0,0 (a), cota 5,0 (b), cota 10,0 (c), cota 18,0 (d), cota 25,0 (e) e cota 32,0 (f).

Observa-se que os gráficos da σ_1 ilustraram desenhos semelhantes aos das tensões σ_z , no entanto, sua inclinação é mais acentuada, pois os valores a jusante são superiores, chegando (em alguns casos) a apresentarem valores maiores em 50% das tensões σ_z . Isso acontece por influência das tensões τ_{zy} , uma vez que seus maiores valores se encontram a jusante, como ora citado.

Nota-se na Figura 6.42 que os valores encontrados para σ_2 apresentam maiores diferenças entre os métodos do que os referentes à σ_1 . No entanto, estas diferenças são mitigadas à medida que elevamos a cota de análises.

Observa-se que as tensões obtiveram maiores erros nas regiões próximas a fundação, acredita-se que tal fato é explicado pela zona de descontinuidade onde a seção aumenta bruscamente, quando se incorpora o solo no caminho das tensões. Nas regiões próximas à face a montante, acontecem as maiores concentrações de tensão, justificada pela ausência de inclinação do barramento.

Em relação à curva representante das diferenças da tensão σ_1 , observa-se valores baixos no centro da seção desde elevações baixas. Assim, temos a definição do comprimento λ_z de 5,0 m como é visto na Figura 6.42.

Já nas extremidades, o comportamento foi diferente. Temos, a montante, acentuadas elevações que perduram até a elevação de 32,0 m., através desta inclinação que definimos λ_y , representantes do comprimento entre o barramento, a montante e o primeiro ponto, com registro de 10% de diferença. O maior valor encontrado para λ_y foi de aproximadamente de 4,0 m.

Deste modo, podemos informar que a seção λ_p encontra-se na cota 32,0 m, pois a elevação aqui é maior ou igual a λ_z e não apresenta λ_y . Relevando, então, uma elevação de 18,0 m., superior ao encontrado no cenário 01.

Na Figura 6.44, apresentar-se-ão as tensões σ_1 - na parte inferior da barragem- nas quais identificaremos os comprimentos λ_z e λ_y , bem como a marcação da seção λ_p . Os valores da legenda estão em kN/m².

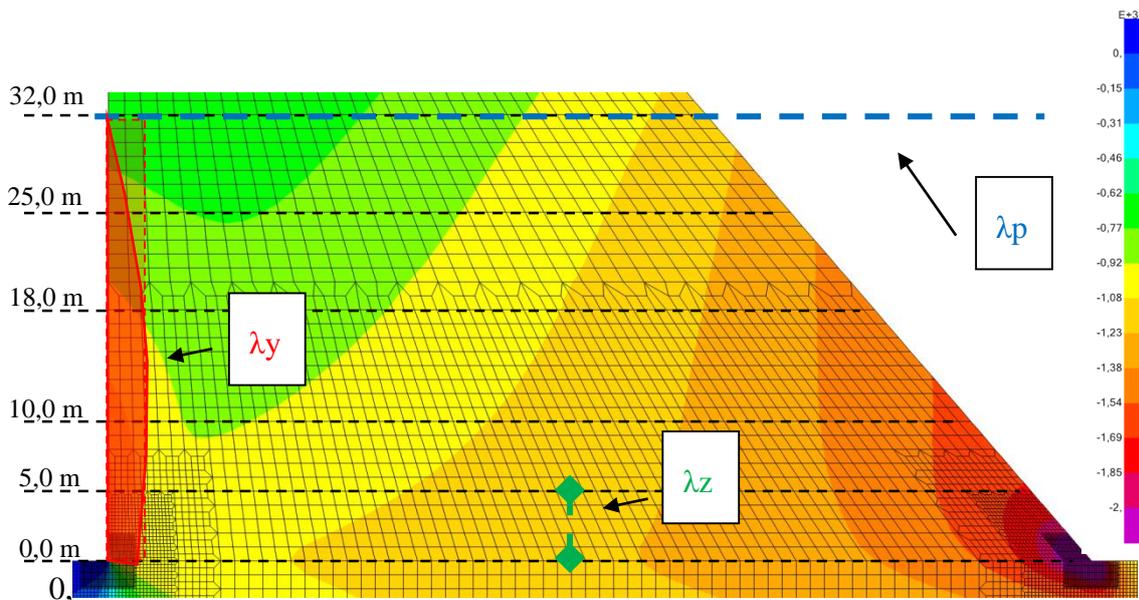


Figura 6 . 44 – Apresentação das tensões σ_{p1} para o cenário 02 e com a marcação dos comprimentos λ_z e λ_y , e seção λ_p , na parte inferior da barragem (SAP2000).

Na Figura 6.44 observa-se com maior clareza o posicionamento e as dimensões de λ_z , λ_y e λ_p na barragem. O comprimento λ_z e λ_y tiveram valores aproximados, em torno de 6% da altura da barragem, enquanto λ_p obteve valor alto, definido em 40% da altura da estrutura.

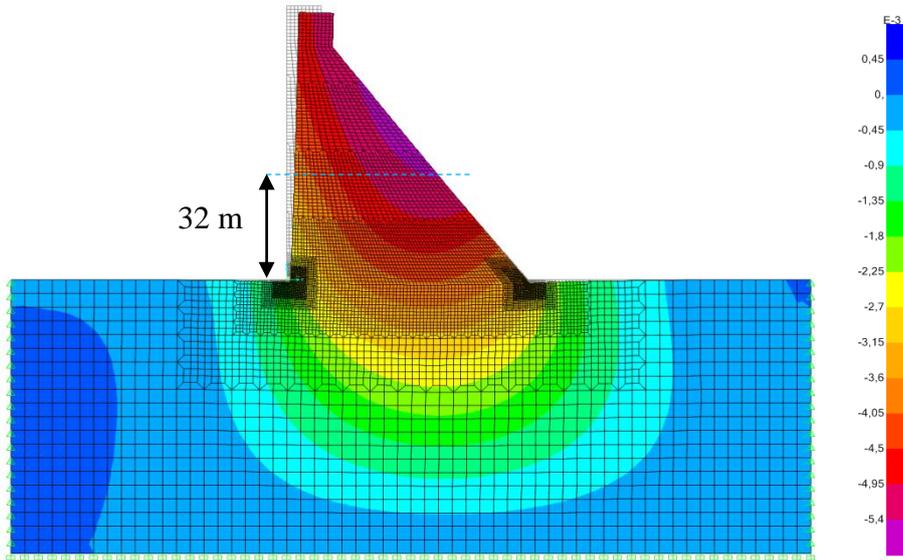
Nota-se que o retangular avermelhado delimitado por λ_y e λ_p , também foi utilizado no cenário 01, visa salientar a região que deve ser bem vista na fase de projeto e, também, cuidadosamente monitorada quando a estrutura encontra-se com a combinação de carregamentos vista no cenário 02(dois), por ser uma zona de concentrações de tensão.

Do mesmo modo, na extremidade a montante uma região mais avermelhada do que a comentada anteriormente, foi delimitada apenas com os valores de λ_y , assim pretendemos evidenciar as maiores concentrações de tensões presentes na barragem.

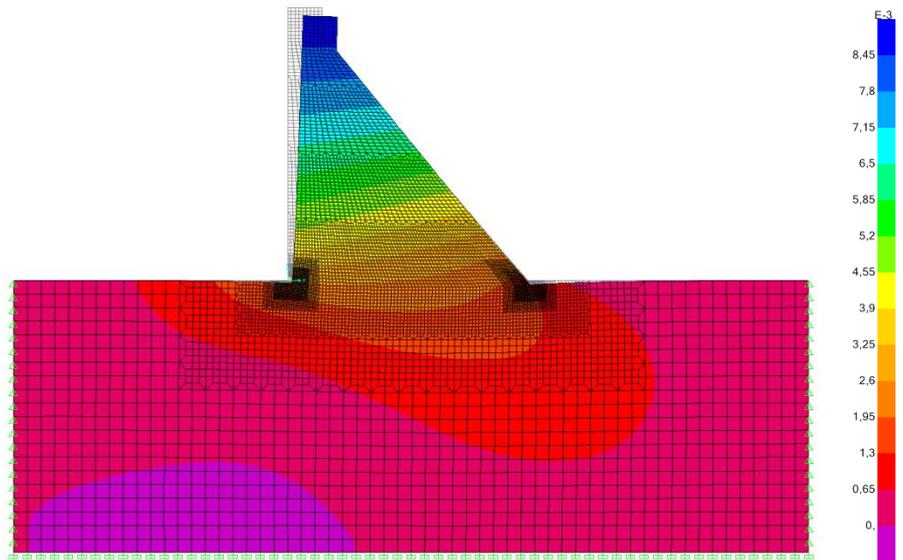
Temos como o maior valor de σ_{p1} de 6.348 kN/m², sendo localizado a jusante da estrutura, onde esse valor é quatro vezes maior que o valor encontrado pelo MG. Aqui, apresenta-se outra zona importante nas verificações de tensões, pelo fato de ser suavizada. Devido à inclinação do barramento, essa região abrange uma área menor, a qual não foi vista no estudo.

Outra informação percebida na Figura 6.44, diz respeito ao aumento superior a 10% das porcentagens das diferenças de σ_{p1} e ao barramento a jusante cuja parte da cota equivale

a 25,0 m. Verificou-se que este comportamento prosseguiu até a cota 43,0 m. Acredita-se que tal fato ocorre devido à apresentação de maiores deslocamentos verticais nesta região, ilustrada através da Figura 6.45, onde as legendas estão em milímetros.



a)



b)

Figura 6 . 45 – Apresentação dos valores dos deslocamentos no sistema barragem e fundação para o cenário 02, sendo na vertical (a) e na horizontal (b).

Na Figura 6.45, foi observado um comportamento esperado para os deslocamentos no eixo y, mas para o eixo z não, acreditava-se que os maiores deslocamentos estariam situados próximos à fundação.

Acredita-se que tal fato é justificado pela inversão de sentidos da resultante dos momentos fletores, em que o momento do peso próprio passa a ser maior do que o gerado pela pressão hidrostática em valores absolutos, isso acontece a parti da cota 17,0 m. Esses dados foram vistos através do RMG, entretanto, este fato carece de mais aprofundamento analítico.

7.0 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 – CONCLUSÕES

As barragens gravidade de concreto possuem várias zonas de singularidades como em regiões de variação da inclinação dos barramentos, em regiões próximas as fissuras, em juntas de concretagem e outras. Assim, foi proposto um estudo do comportamento das tensões presentes em regiões próximas à zona de contato solo-estrutura e também a influência que essas exercem no campo de tensões ao longo de toda a barragem.

O ponto de maior relevância deste trabalho foi o uso da comparação entre os Métodos Analíticos e Numéricos, pois, pelo fato de possuírem teorias distintas, possibilitou a visualização e demarcação das perturbações ocorridas no fluxo de tensões presentes nas estruturas.

O principal Método analítico utilizado neste trabalho foi o Método de Gravidade (MG), a fim de facilitar seu uso, implementou-se com sucesso uma rotina de cálculo chamada de RMG. Esta ferramenta produziu com rapidez os resultados das tensões, dos coeficientes de segurança, dos esforços, das constantes utilizadas pelo Método de Gravidade. Como os Métodos Analíticos não necessitam de estudo e implementação de malha para a obtenção de melhores resultados, diminui-se consideravelmente o tempo de análise.

Nas análises numéricas, os estudos foram centrados no Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados obtidos através do procedimento ora citado foram satisfatórios em todas as barragens. Por intermédio desse processo é possível identificar os valores de tensões em regiões singulares, configurando, assim, a sua vantagem em relação ao MG. Entretanto, suas análises dependem de uma correta discretização do domínio.

Na presente pesquisa, foram realizadas três simulações de estudos em barragens gravidade de concreto, nas quais foram verificadas as diferenças entre os métodos analíticos e numéricos e, principalmente, o comportamento das tensões em diferentes cenários.

No Caso 01, foram utilizados quatro métodos de análises, sendo 2 analíticos e 2 numéricos, em uma barragem reta. Neste estudo, apresentam-se as semelhanças e diferenças de cada método. Já no Caso 02, considera-se uma barragem de perfil do tipo cunha. Neste caso foram aprimoradas as análises através do MEF, como implementação

e padronização da discretização do solo. Com isso, obteve-se um ganho de eficiência computacional.

Uma das contribuições mais importantes deste trabalho refere-se ao caso 03, o qual apresenta as delimitações das zonas de perturbações de tensões causadas pela região de descontinuidade em uma barragem. Tais delimitações foram feitas através da comparação dos valores da maior tensão principal (σ_1) vistas no MG e no MEF, para duas combinações de solicitações, uma vez que a primeira considera apenas o peso próprio e na segunda acrescenta-se a pressão hidrostática.

De posse dos valores das análises analíticas e numéricas foram propostas aferição de dois comprimentos característicos λ_y e λ_z . O primeiro limita as zonas de concentrações de tensões, vistas nas extremidades (onde os fluxos de tensões são mais intensos), enquanto o segundo mede a altura da primeira seção em que se apresentam tensões estabilizadas na região central da estrutura. Um terceiro parâmetro definido foi λ_p , que considerou a porcentagem obtida pela razão da menor altura da seção que não apresenta perturbações do fluxo de tensões em todo comprimento da seção, pela altura da barragem. Os resultados das análises apresentaram os valores de λ_y de 7,0 e 4,0 m, λ_z de 18,0 e 5,0 m e λ_p de 22% e 40%, para os cenários 01 e 02, respectivamente.

Por fim, define-se que as análises finais de projetos de barragens devem utilizar os Métodos Numéricos, atentando-se para que nas regiões delimitadas por λ_p deverá ser feita uma discretização mais refinada. Além disso, nas zonas de interseção entre λ_p e λ_y apresentará concentrações de tensões que demandam maiores cuidados, tanto no projeto, como na fase construtiva.

Cabe ressaltar que o MG apresentou resultados semelhantes aos Métodos Numéricos, com exceção das zonas delimitadas por λ_p , ou seja, afastadas das regiões de perturbações de tensões. Deste modo, pode-se recomendar a utilização do MG em análises preliminares de barragens gravidade de concreto e em estudos acadêmicos.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São apresentadas a seguir algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Simular novos casos de barragens com diferentes perfis e combinações de carregamentos, verificando a manutenção (ou não) das delimitações apresentadas neste trabalho para as novas configurações;

- Aprimorar a rotina RMG para que possa analisar novas solicitações, como: protensão, galgamento e outros;
- Investigar o comportamento das tensões através de modelos não lineares ou por meio da mecânica da fratura;
- Aprimorar a modelagem da estrutura na utilização do MEF, visando obter resultados mais próximos da realidade;
- Realizar estudo da interação solo-estrutura, visando mapear o comportamento das concentrações de tensões e formas de reduzir seus valores.

8.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVES, G. S. (2014). *Implementação do método dos elementos finitos generalizados com aplicação em materiais compósitos*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-010A/14, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - *Projeto de estruturas de concreto- procedimentos*. Rio de Janeiro – 2014.
- Beer, F. P. & Johnston, E. R. JR. (1995) *Resistência dos materiais*. 3 ed., São Paulo, Editora Pearson Makro Books.
- BRASIL. *Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Disponível em <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12334.htm>. Acessado em 02 mar 2015.
- Bretas, E. M.; Lemos, J. V., Lemos, J. V. e Lourenço P. B. (2012). Masonry dams: analysis of the historical profiles of sazilly, delocre, and rankine. *International Journal of Architectural Heritage*, n. 6: p. 19-45.
- CADAM. *Análise de barragens gravidade de concreto*. V. 1.4.13, École Polytechnique de Montréal, 2004.
- CORNS, F.C, TARBOX, G. S & SCHRADER, E. K. (1988). *Gravity dam design and analysis*. Cap. 16 em *Advanced Dam Engineerring for desing, Construction and Rehabilitation*.
- Djamel, O. & Boualem, T. (2015). Effects of Dam-Foundation Contact Conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams. *CrossMark*, vol. 40, p 3047-3056.
- ELETROBRAS (2003). *Crítérios de projeto civil de usinas hidrelétricas*. Manual.
- Excel. *Microsoft office excel*. V.15, Microsoft, 2013.
- Federal Energy Regulatory Comission (2000). *Engineering guidelines of evaluation of hydropower projects*. Division of Dam Safety and Inspections.

- Gaohui, W., Yongxiang, W., Wenbo, L., Chuangbing, Z., Ming, C. & Peng Yan (2015). XFEM Based Seismic Potential Failure Mode Analysis of Concrete Gravity Dam-Water-Foundation Systems Through Incremental Dynamic Analysis. *Engineering Structures*, vol. 98, p. 81-94.
- Grishin, M. M. (1982). *Hydraulic structures*. Moscow: English Translation Mir Publishers.
- Gupta, V., Waghmare, V., Dhadse, G., Hate, A., Ghumde, A. & Uttarwar, A. (2014). Study of Structural Behaviour of Gravity Dam with Various Features of Gallery by FEM, *ACEE int. J. on Civil and Environmental Engineering*, vol. 3.
- GUTSTEIN, D. (2003). *Estudo das Tensões em Fundações de Barragens Gravidade de Concreto pelo Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Santa Catarina.
- Gutstein, D. (2011). *Projeto de estruturas de barragens de gravidade de concreto por meio de métodos computacionais: visão geral e metodologia*. Tese da Universidade Federal de Santa Catarina.
- Hazrat, A., Rabiul, A., Naimul, H. & Muhammad, J. A. (2011). Comparison of Desing and Analysis of Concrete Gravity Dam. *Scientific Research*, vol. 3, p. 18-28.
- Herzog, M. A. M. (1999). *Practical Dam Analyses*. 3 ed. Thomas Telford Limited.
- Jansen, R. B. (1988). *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*. New York : Van Nostrand Reinhold.
- KIEL, J. (1889). *Zur Berechnung von Wasserdruckmauern, insbesondere von Talsperren*. *Centralblatt d Bauverwaltung*. p. 397-398.
- Kumar, R. & Nayak, G. C. (1994). Numerical modeling of tensile crack propagation in concrete dams. *Journal of Structural Engineering*, p. 1053-1074.
- LÉVY, M. (1898) *Sur L'Équilibre Élastique d'un Barrage en Maçonnerie à Section Triangulaire*. *Comptes Rendues*.
- Mello. F. M. & Piasentin, C. (2011). *A história das Barragens no Brasil, Séculos XIX, XX, XXI cinquenta anos do comitê Brasileiros de Barragens*. CBDB. Rio de Janeiro.

- Ming-chao, L., Xin-yu, G., Jonathan, S. & Ze-biao, Z. (2015). Seepage and stress analysis of anti-seepage structures constructed with different concrete materials in a RCC gravity dam. *Water Science and Engineering*, p. 326-334.
- MIRON, M. S. (1997). *Analyse Statiques et Sismiques 3D d'un Évacuateur de Crues par Éléments Finitis*. Rapport No. EPM/GCS, Département de génie civil, École Polytechnique de Montreal.
- Nayak, P. & Maity, D. (2013). Seismic Damage Analysis of Aged Concrete Gravity Dams. *International Journal for Computational methods in engineering Science and Mechanics*, vol. 14, p 424-439.
- Oliveira, F. F. (2002). *Análise de tensões e estabilidade global de barragens gravidade de concreto de concreto*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília.
- Pedroso, L. J. (2002). *Barragens de concreto: aspectos gerais e fundamentos do cálculo de tensões e da estabilidade baseado no método de gravidade*. In: Apostila do Curso de Barragens de Concreto da Semana da Engenharia Civil. Brasília: Universidade de Brasília.
- Pedroso, L. J. (2015). Manuscritos, esquemas, discussões e notas de seções de orientações, 2014-2016. In: Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – PECC, Universidade de Brasília, Brasil.
- Pedroso, L. J. (2005). *Método das diferenças finitas em vigas esbeltas*. Apostilha didática. In: Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – PECC, Universidade de Brasília, Brasil.
- Pedroso, L. J. (2011). *Uma Introdução ao Método das Diferenças Finitas Centrais*. Apostilha didática. In: Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – PECC, Universidade de Brasília, Brasil.
- Pinto, C. M. A. (2012). *Utilização de modelos numéricos no cálculo estrutural de barragens gravidade de betão*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Rankine, W. J. M. (1872). *Report on the Design and Construction of Masonry Dams*. The Engineer.

- Ribeiro, F. L. B. (2004). *Introdução ao método dos elementos finitos*. Notas de Aula do Programa de Engenharia da UFRJ.
- Ribeiro, P. M. V. (2006). *Uma metodologia analítica para a avaliação do campo de tensões em barragem gravidade de concreto durante terremotos*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília.
- Ribeiro, P. M. V., Melo, C. A. E.; Caldas, S. & Pedrosa, L. J. (2007). Análise de tensões em barragens gravidade de concreto devido à ação do peso próprio e da força hidrostática. *In: Anais do XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens*. Belém-PA, Paper T.100 A27; 13p.
- Richardson, L. F. (1909). The Approximate Arithmetical Solution by Finite Differences of Physical Problems Involving Differential Equations, with an Application to Stress in Mansory Dams. *Philosophical Transactions*. A210, p. 307-320.
- Rizwan, A., Hanumanthappa M. S., Shyamli, P., Minoti, D. & Ghosh, A. K. (2015). Stress Analysis by Finite Element Method of Weir Block having Large Size Multiple Opening-A Case Study. *Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, Vol. 5.
- SAP2000 (2006). *Basic analysis reference manual*. Computers and Structures, Inc.
- SAP2000, versão 18.0.
- Silva, R. C. & Viana, L. S. (2011). Programação em matlab para a análise de tensões em barragens gravidade de concreto com a consideração de sismos e sedimentos. *Revista IBRACON de estruturas e matérias*, p. 213-246.
- Silva, R. C., Viana, L. S. & Pedrosa, L. J. (2008). Estudo da influência da inclinação dos paramentos na estabilidade e tensões em barragens gravidade sob ação de sedimentos. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural da associação sul lameriacana de engenharia estrutural*. V. 4, n. 3, p. 98-125.
- Silvia, R. C., Viana, L. S., Pedrosa, L. J. (2008). Estudo da Influência da inclinação dos paramentos na estabilidade e tensões em barragens gravidade sob ação de sedimentos. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, v. 4, n. 3, p. 98 – 125.
- Sujatha, V. & Kishen, C. J. M. (2003). Energy Release Rate due to Friction at Bimaterial Interface in Dams. *Journal Engineer Mechanic*, vol. 129, p. 793-800.

- Surfer , *Golden Software Sufer*. V. 9.0, Golden Software, 2002.
- Szilard, R. (1974) *Theory and Analysis of Plates – Classical and Numerical Methods*.
Prentice-Hall Inc.
- TIMOSHENKO (1982). *Mechanics of materials*.
- USACE (US Army Corps of Engineers) (1995). *Gravity dam design engineer manual*.
Army Corps of Engineers.
- USBR (United States Bureau of Reclamation) (1976). *Design of gravity dams*. Denver
Colorado.
- USBR (United States Bureau of Reclamation) (1987). *Design of small dams*. Denver:
United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation.
- Wieland, M. & Fan, B. H. (2004). *The Activities of the International Commission on
Large Dams (ICOLD) in the Earthquake Safety of Large Dams*. 13th World Conference
on Earthquake Engineering, Vancouver – Canadá, paper 5051.
- Xia, X. Z., Zhang, Q., Wang, H. & Yang, S. (2010). The Numerical Simulation of
Interface Crack Propagation Without Re-meshing. *Science Chine - Technological
Sciences*, vol. 54 p 1923-1929.

ANEXO A

A.1 ELEMENTOS DE UMA BARRAGEM

As barragens são divididas em:

- Paramentos ou Barramentos: são as faces da barragem a jusante e a montante;
- Coroamento ou crista: é a superfície superior do corpo da barragem;
- Encontros: são as áreas de contato que a barragem possui com as laterais do vale;
- Fundação: é a área de contato que a barragem possui com o fundo do vale;
- Descarregadores de cheia ou Vertedouros: são instrumentos hidráulicos utilizados para descarga de água em excesso do reservatório, quando esse atingir a cota de cheia;
- Tomadas de água – são órgãos hidráulicos de extração de água do reservatório para utilização (irrigação, mover turbinas e outros objetivos);
- Descarregadores de fundo – são órgãos hidráulicos para esvaziamento do reservatório ou manutenção do caudal ecológico a jusante da barragem;
- Comportas e Eclusas – são órgãos hidráulicos que regulam a entrada e saída de água entre a montante e a jusante da barragem. As Eclusas em especial utilizam esse controle de fluxo permitindo a navegação fluvial;
- Escada de peixes – são órgãos hidráulicos que permitem aos peixes vencer o desnível imposto pela barragem;

A.2 SOLICITAÇÕES

A.2.1 PESO PRÓPRIO

Em barragens gravidade, o peso próprio é de grande importância, pois essa ação se contrapõe as cargas e tende a desestabilizar a estrutura, equilibrando, assim, o sistema de forças.

A.2.2 PRESSÕES HIDROSTÁTICA

São pressões exercidas pela água nas faces da barragem atuam na direção horizontal e vertical quando há inclinação no barramento, chamam-se pressões hidrostáticas. Estas variam de acordo com altura e com o peso específico da água que, geralmente, possui o valor de 9,86 kN/m³, esse valor quando multiplicado pela diferença da cota do nível da

água e pela cota da altura estudada, resulta no valor da pressão naquele ponto. Com isso, podemos dizer que a pressão hidrostática aumenta quando nos aproximamos do fundo do reservatório de forma linear.

A pressão hidrostática é uma carga que deve permanecer em toda vida útil da barragem (principalmente a montante), caso contrário, acaba perdendo a sua funcionalidade. Sabemos também que o nível da água varia de acordo com o período (cheia ou seca), assim, o projeto da barragem deve analisar e definir níveis e faixa de trabalho da barragem, bem como as suas respectivas tensões causadas por esta ação.

Definição dos níveis d'água:

- Nível d'água máximo - Cota máxima que a barragem suporta. É o nível que, se superado, pode levar a barragem ao colapso;
- Nível d'água de controle de enchente - Acima dessa cota a água começa a passar pelo vertedouro ou descarregador de cheia onde não há controle de vazão, mas a barragem suporta as tensões;
- Nível d'água de uso - Geralmente localiza-se no ponto médio entre os níveis de controle de enchente e de Conservação, mas, pode variar durante períodos do ano, pois, nesta cota, é permitido o armazenamento suficiente de água para seus objetivos - com certo volume a mais – a ser utilizado no caso de redução da vazão do córrego e reserva de um espaço chamado de “volume de espera”, ora destinado ao eventual aumento de vazão a montante via restrição a jusante;
- Nível d'água de conservação - É a cota que a barragem necessita para que seja 100% eficiente para os seus objetivos;
- Nível d'água de inatividade - É a cota que abaixo dela a barragem não terá fluxo de d'água e nem volume suficiente para sua atividade;
- Nível do volume morto - É o nível pelo qual a água não será capaz de passar por canais mais baixos do barramento, ou seja, não haverá fluxo de água pela barragem;
- Fundo do reservatório - Como a nomenclatura pressupõe, trata-se da cota do fundo do reservatório;
- Cota da escavação ou da fundação da barragem - Cota de contato entre a barragem e o solo, geralmente é indicado como a cota 0 (zero).

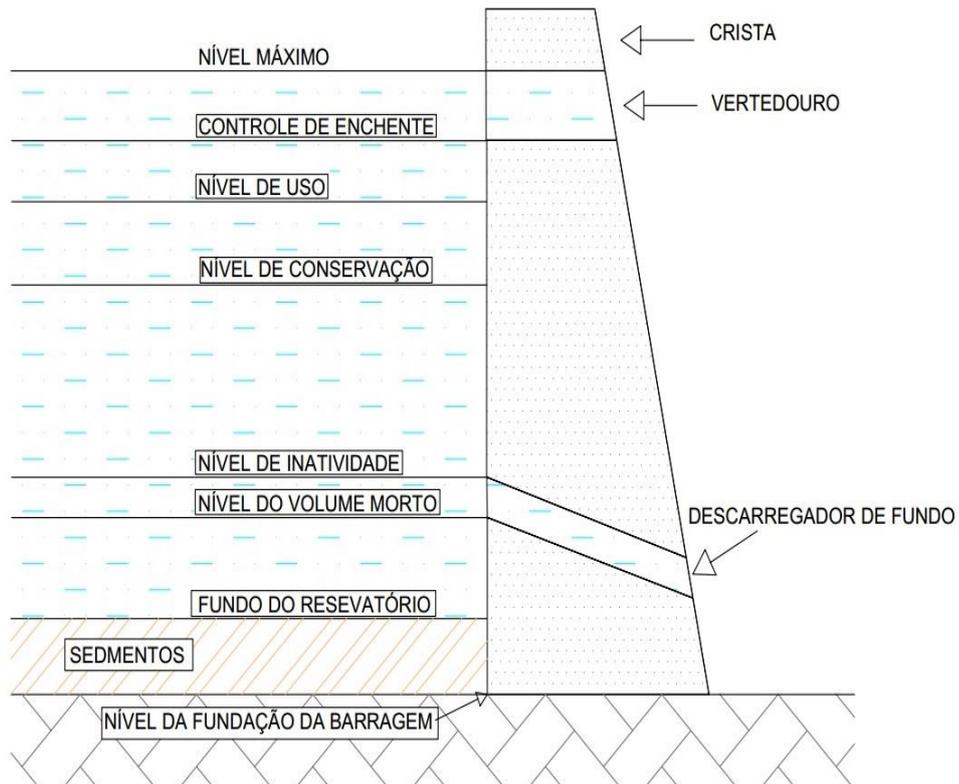


Figura 2. 1 – Níveis d’água em barragens gravidade de concreto

A.2.3 SUBPRESSÃO

A subpressão atua nas juntas, em fissuras e na fundação das barragens. A força dessa ação varia de acordo com o nível de água tanto do reservatório como a jusante. Essa ação atua no plano horizontal, no sentido de levantar a estrutura. Para reduzir esse efeito, são utilizados drenos em linhas próximas e paralelas a face a montante. Em algumas obras a jusante, a capacidade de redução da pressão dependerá do tamanho, da localização, do número de linhas e do espaçamento entre os drenos.

A figura abaixo mostra as fórmulas de cálculo para subpressão pela USACE (US Army Corps of Engineers):

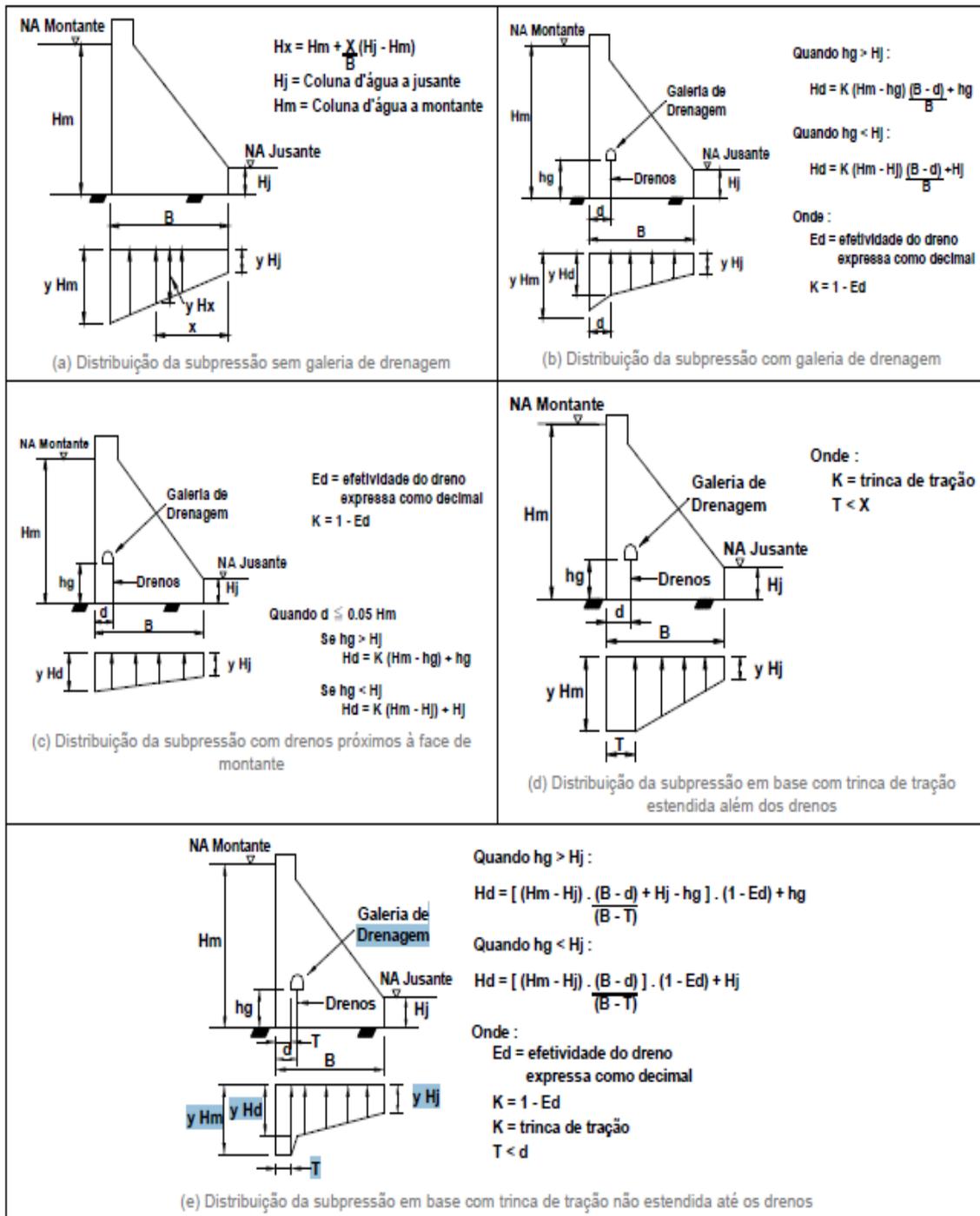


Figura 2. 2 - Modelo de cálculo de subpressão realizado pela USACE. (Manual do CADAM, 2001)

Para este trabalho, usaremos o modelo de cálculo da ELETROBRAS publicado em 2003, intitulado “Critérios de Projetos Cíveis de Usinas Hidrelétricas”. As figuras abaixo mostram de maneira sucinta as fórmulas e casos de como o manual da ELETROBRAS

baliza os estudos referentes ao carregamento da subpressão atuante no corpo das barragens.

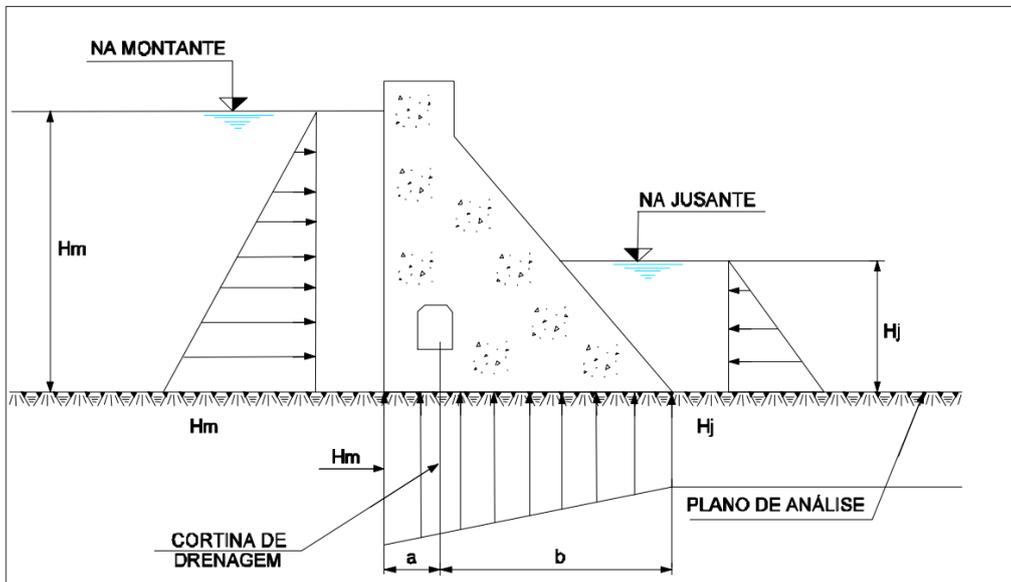


Figura 2. 3 Drenos inoperantes

Este primeiro caso ilustra a situação cuja atuação do dreno é desconsiderada. Veremos adiante que, podemos considerar esta situação no caso de estudo de comportamento das barragens - em condições de carregamentos excepcionais e extremos. Sendo que H_m e H_j são iguais à altura a montante e a jusante multiplicados pelo peso específico da água, respectivamente.

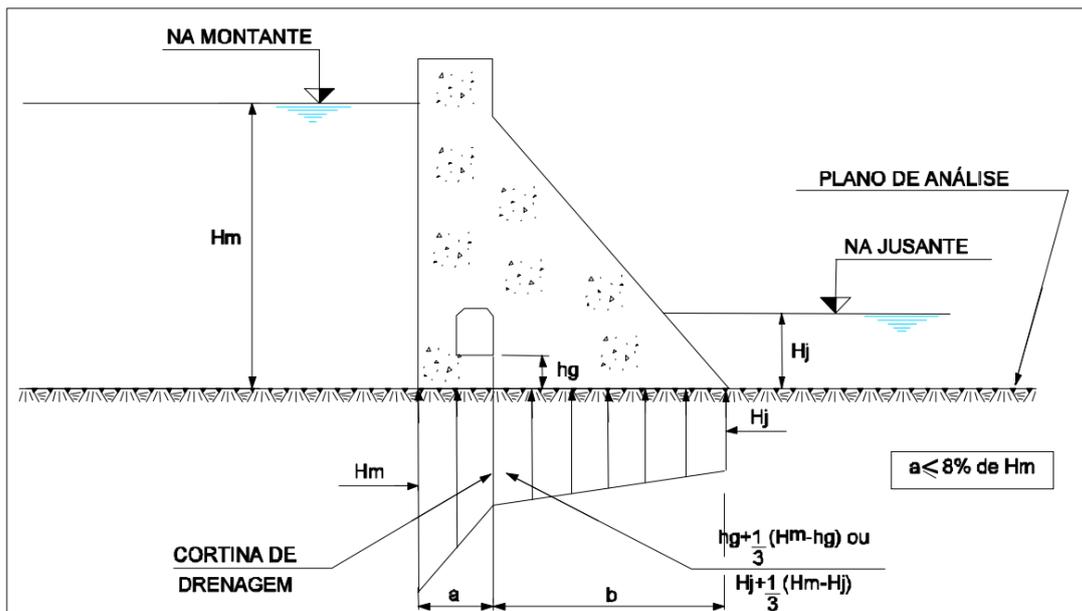


Figura 2. 4 - Dreno operante (uma linha de dreno)

Observa-se que H_{dm} , valor da subpressão na linha de dreno, será dada pelas expressões:

$$H_{dm} = H_j + \frac{1}{3} * (H_m - H_j), \text{ se } H_j \geq h_g \quad (2. 1)$$

$$H_{dm} = h_g + \frac{1}{3} * (H_m - h_g), \text{ se } H_j < h_g \quad (2. 2)$$

Sendo que h_g é a dimensão compreendida entre a cota inferior do dreno com o plano de análise. Ademais, o manual afirma que a distância entre extremidade montante da estrutura até a linha de drenos - na figura está nomeada de “a”- não deverá ser menor do que 8% da altura hidrostática máxima do reservatório.

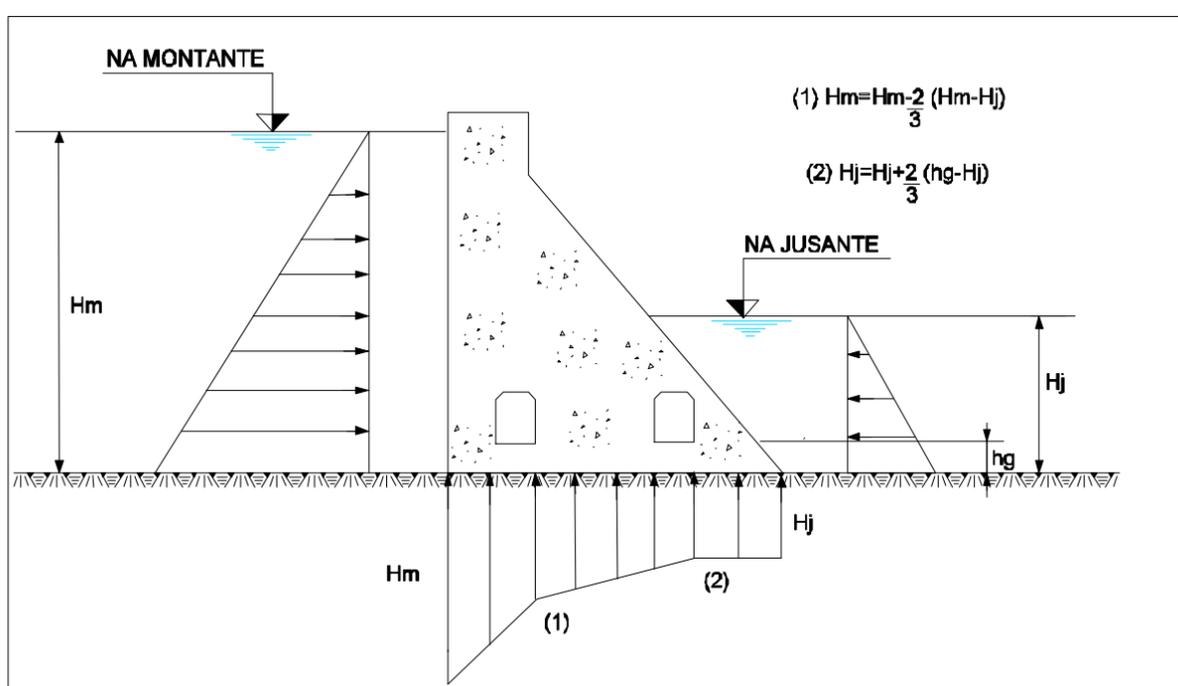


Figura 2. 5

No caso da necessidade de obtermos uma segunda linha de drenos, a jusante, as equações para encontrar os valores da subpressão em H_{dm} e H_{dj} dar-se-ão pelas expressões:

$$H_{dm} = H_m - \frac{2}{3} * (H_m - H_j) \quad (2. 3)$$

$$H_{dj} = H_j + \frac{2}{3} * (H_g - H_j) \quad (2. 4)$$

A.2.4 SEDIMENTOS

Os córregos onde as barragens são construídas naturalmente carregam sedimentos através de sua correnteza. Quando se constrói um barramento impedindo o fluxo natural da água,

evita-se a passagem desses sedimentos, os quais se acumulam no fundo do reservatório próximo à barragem, causando pressões no mesmo sentido das pressões hidrostáticas.

Uma solução encontrada para reduzir o volume de sedimentos acumulado é a utilização de descarregador de fundo em uma determinada cota, a fim de que os sedimentos perpassem via barragem. Essa ação deverá ser feita em períodos estudados para que não haja perda do controle da vazão, da capacidade de armazenamento e do potencial elétrico.

A natureza dos sedimentos é composta por vários tipos de materiais que dificultam sua análise em projetos, em razão da impossibilidade de determinação precisa do seu peso específico e ângulo de atrito interno, USBR (1987). Uma hipótese bastante usada para a determinação das pressões causadas por esse tipo de ação é considerá-la como fluido com peso específico 12 kN/m^3 , porém, caso o projetista pretenda dar maior importância a essas cargas, esta hipótese não será suficientemente satisfatória.

Nesse viés, há mais três formas de se tratar os sedimentos: forma ativa, estática e passiva. Na primeira, o sedimento acumulado age sobre o paramento da barragem, podendo, eventualmente, deslocá-lo ou deformá-lo no mesmo sentido do empuxo do material sedimentado (contra o paramento). Na segunda, o conjunto está em repouso, ou seja, o sedimento é suportado pelo paramento sem que este se mova. O conceito do empuxo em repouso é empírico e, para solos arenosos, as observações têm mostrado valores entre 0,4 a 0,8 (VARGAS, 1978). Para solos argilosos, o valor de K_a dado a partir da formulação da Tabela 1 pode ser considerado como uma primeira aproximação, já que para este tipo de solo outros fatores podem ser relevantes. Enquanto a terceira acontece quando o paramento empurra o solo. Normalmente esta forma de tratamento do sedimento não é usual em barragens, uma vez que o interesse reside nas forças atuando sobre a barragem de concreto; contudo, para fins ilustrativos, este caso será também avaliado.

O cálculo das forças horizontais exercidas pelo sedimento (F_{sed}) serão encontradas através da fórmula geral 2.5, e para cada caso apenas o valor de K_a sofre alteração de acordo com a tabela 2.1.

$$F_{sed} = \frac{\gamma_{sed} * h_{sed}^2}{2} * K_a \quad (2.5)$$

Onde;

γ_{sed} = peso específico do sedimento (kN/m^3);

h_{sed} = altura do sedimento;

K_a = constante que assume valores de acordo com o comportamento do sedimento listado na tabela abaixo.

Tabela 2 . 1 – Tabela de valores de K_a

VALOR DE K_a	APLICAÇÃO
$\left(\frac{1+\text{sen}\theta}{1-\text{sen}\theta}\right)$	Estado passivo
$\left(\frac{1-\text{sen}\theta}{1+\text{sen}\theta}\right)$	Estado ativo
$(1-\text{sen}\theta)$	Estado de repouso
1 (um)	Estado Fluido

No manual ELETROBRAS (2003) considera-se que a pressão horizontal de assoreamento atua sobre, no mínimo, 10% da altura da seção estrutural analisada. Com vistas a determinar a componente horizontal da carga de assoreamento, o cálculo será feito através da fórmula de Rankine, desprezando-se a coesão, como é demonstrado a baixo.

$$F_{sed} = \frac{\gamma_{sed} * h_{sed}^2}{2} * \frac{1-\text{sen}\theta}{1+\text{sen}\theta} \quad (2.6)$$

A.2.5 TEMPERATURA

Os efeitos térmicos das barragens se dão pela diferença de temperatura interna e externa do maciço de concreto, que pode induzir o aparecimento de fissuras e surgimento de deformações. Logo, temos como consequência uma redução da durabilidade e o aumento de tensões agindo na estrutura.

A diferença de temperatura é ocasionada pelas reações exotérmicas geradas pela hidratação do cimento e pelas grandes dimensões da estrutura que dificultam o resfriamento do interior da peça e por fatores ambientais atuantes das faces da barragem.

A temperatura interna pode ser reduzida através do uso de gelo em escamas no lugar da água na massa de concreto, do resfriamento dos agregados antes de serem acrescentados à mistura, da definição da escolha do cimento, do uso de aditivos para reduzir o consumo de cimento e outros.

A.2.6 OUTROS

Considera-se a ausência de retração em barragens, pois a estrutura encontra-se sempre úmida. Relevando-se, em poucos casos, a necessidade de calcular esse carregamento onde será considerado $\varepsilon_s = -3 \times 10^{-5}$, apesar já ter encontrado na barragem de Mauvoisin (altura de 237 m) na Suíça valor de $\varepsilon_s = -7 \times 10^{-5}$. (Max A. M. Herzog, 1999).

Todavia, nas regiões da estrutura que se encontram impedidas de deformar, a exemplo das superfícies de contato (fundação e encostas), originam-se esforços, tendo como consequência o aparecimento de tensões. (Max A. M. Herzog, 1999)

Caso não sejam adotadas medidas especiais, tais como: adoção de armadura mínima, disposição adequada de juntas de contração e construção, utilização de métodos apropriados de mistura, lançamento e cura do concreto, de modo a reduzir as tensões acima, deve-se, no cálculo estático, introduzir a influência da retração, dilatação e deformação lenta. (ELETROBRAS, 2003).

Em alguns países, a pressão do gelo deverá ser contabilizada nos cálculos, pois essa ação será significativa, principalmente na face a montante da barragem, onde a água que infiltra nos poros da estrutura tende a congelar e se expandir, causando tensões na barragem. Além disso, também ocorrerá a formação de blocos de gelo no reservatório que, com a força do vento, pode se chocar contra a estrutura.

Abaixo a Figura 2.7 mostra os carregamentos usuais em uma barragem gravidade de concreto.

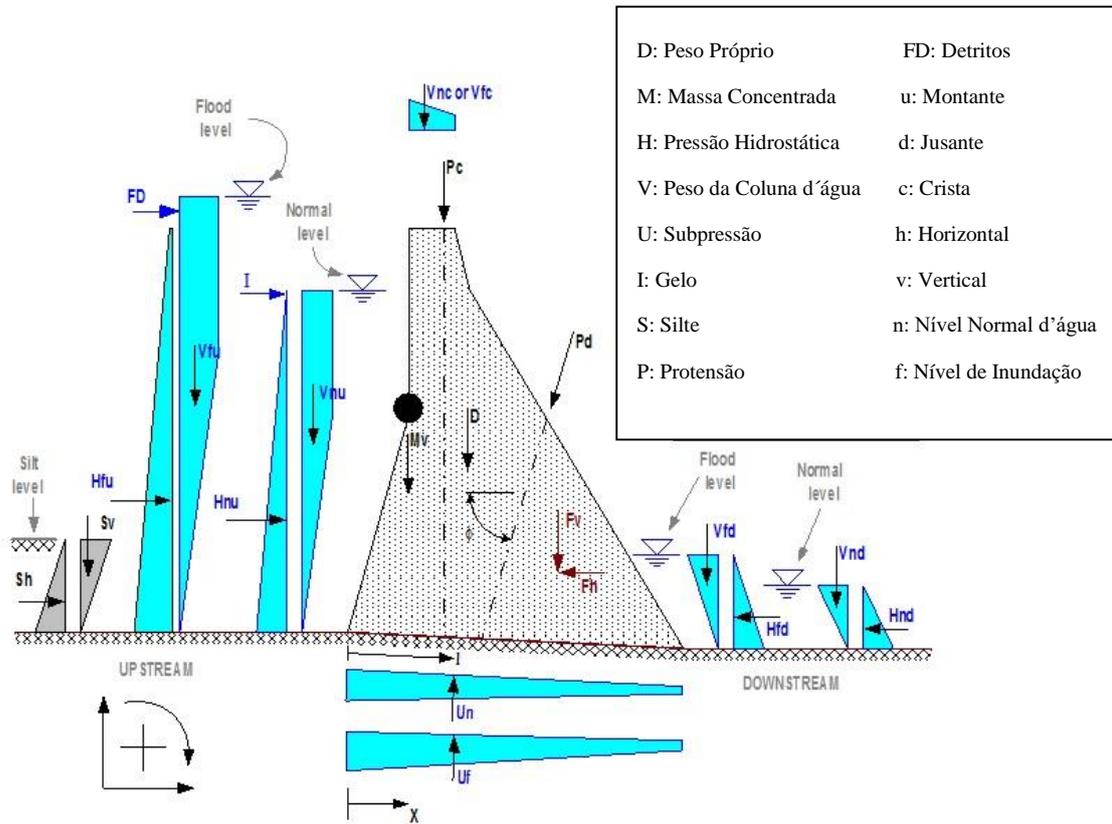


Figura 2. 6 – Carregamentos usuais em uma barragem gravidade de concreto (CADAM, 2000 - modificado)

ANEXO B - COMBINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Na visão de Herzog (1999), para análise de barragens em geral são considerados três tipos de combinações. O primeiro considera o peso próprio, mudança de temperatura e, em alguns casos, a retração do concreto. O segundo tipo de combinação considera a pressão da água e efeitos do carregamento no reservatório, deformações do vale no fundo e nas laterais. Por fim, o terceiro tipo trata-se da soma da primeira à segunda combinação, acrescida do efeito do sismo.

De acordo com Villeux *et al.*(1999), também divide-se em três tipos de combinações: condições normais de operação, condições excepcionais e condições extremas. E, além dessa divisão, há diferença de casos, como é demonstrado na Tabela 2.2.

Tabela 2.1 Combinações de carga (modificado – Villeux *et al.*, 1999)

Tabela 2 . 2 – Combinações de carga (Villeux et al, 1999 - modificado)

Descrição das Cargas	Normais	Excepcionais					Extremas		
	Norm1	Exc 1	Exc 2	Exc 3	Exc 4	Exc 5	Ext 1	Ext 2	Ext 3
Peso Próprio	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pressões Hidrostáticas (Normal)	X	X		X	X			X	X
Pressões Hidrostáticas (Cheia)			X			X			X
Pressões Hidrodinâmica				X			X	X	X
Pressões dos Sedimentos	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pressões dinâmicas dos Sedimentos				X				X	X
Subpressões (Drenos Operantes)	X		X			X			
Subpressões (Drenos Inoperantes)		X						X	
Subpressões (Durante Sismo)				X				X	X
Subpressões (Após Sismo)					X				
Sismo Adotado				X			X	X	
Sismo Máximo Esperado						X			X

No manual da ELETROBRAS (2003), considera-se também uma fragmentação em três condições de carregamento, corroborando a mesma linha de pensamento de Villeux, quando comparamos as descrições do manual com a Tabela 2.2. Segue abaixo as descrições do manual.

- Condição de Carregamento Normal (CCN)

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentam grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais.

- Condição de Carregamento Excepcional (CCE)

Corresponde a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de somente uma ação excepcional, tais como as condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc., com as ações correspondentes a condição de carregamento normal.

- Condição de Carregamento Limite (CCL)

Corresponde a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de mais de uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc, com as ações correspondentes a condição de carregamento normal.

- Condição de Carregamento de Construção (CCC)

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentam probabilidade de ocorrência durante a execução da obra. Podem ser fruto dos carregamentos de equipamentos de construção, da execução parcial das estruturas, dos carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes, e quaisquer outras condições semelhantes - a destacar a sua ocorrência durante períodos curtos em relação à sua vida útil.

ANEXO C - VARIAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE ELASTICIDADE DA BARRAGEM E DO SOLO (E_c/E_s) PARA PERFIL UTILIZADO NO CASO 02

Neste caso serão estudadas as diferenças dos valores das tensões no caso de variação da relação dos módulos de elasticidade do concreto (E_c) e do solo (E_s). O estudo será realizado utilizando o mesmo perfil da barragem estudado do caso anterior, ou seja, uma barragem tipo cunha com 10,0 e 8,0 metros de altura e largura, respectivamente, com crista de 1,0 m. de largura.

Nesta análise, considerar-se-ão dois cenários: no primeiro - cenário (1) - consideramos apenas o peso próprio (PP) e, para o segundo cenário (02) acrescentamos a pressão hidrostática (PP + PH). Nesta análise, iremos manter o E_c fixo em 15.000,0 MPa - valor encontrado pelas NBR 6118 para concreto com resistência a compressão de 10Mpa - e vamos variar o módulo de elasticidade do solo, de modo que obteremos a relação E_{sc}/E_s em 0,50, 0,67, 1,00, 1,33, 2,00.

Utilizaremos MEF para encontrar os valores das tensões em todas as relações entre os módulos de elasticidade, para tanto, utilizaremos o programa SAP2000. A malha e as dimensões da fundação serão as mesmas utilizadas do caso anterior. Também iremos correlacionar os resultados encontrados com os valores das tensões do MG onde utilizaremos a rotina de cálculo implementado por esta dissertação.

Nesse sentido, o estudo da variação do módulo de elasticidade do solo será apresentado através da relação E_c/E_s , no intuito de facilitar a comparação de outros registros encontrados na literatura, mas, em meio a esses dados, não houve uma comparação dos resultados com os valores do MG. A seguir, as figuras com os resultados encontrados para as cotas de 0,0, 1,0, 2,0 e 4,0 metros.

As figuras abaixo apresentam os resultados encontrados através do MEF para as relações de elasticidade já expostas no estudo e, também, os valores do MG. Iremos apresentar primeiramente todos os valores encontrados para a tensão nas quatro seções, facilitando a visualização do comportamento das tensões na medida em que elevamos as seções de análises.

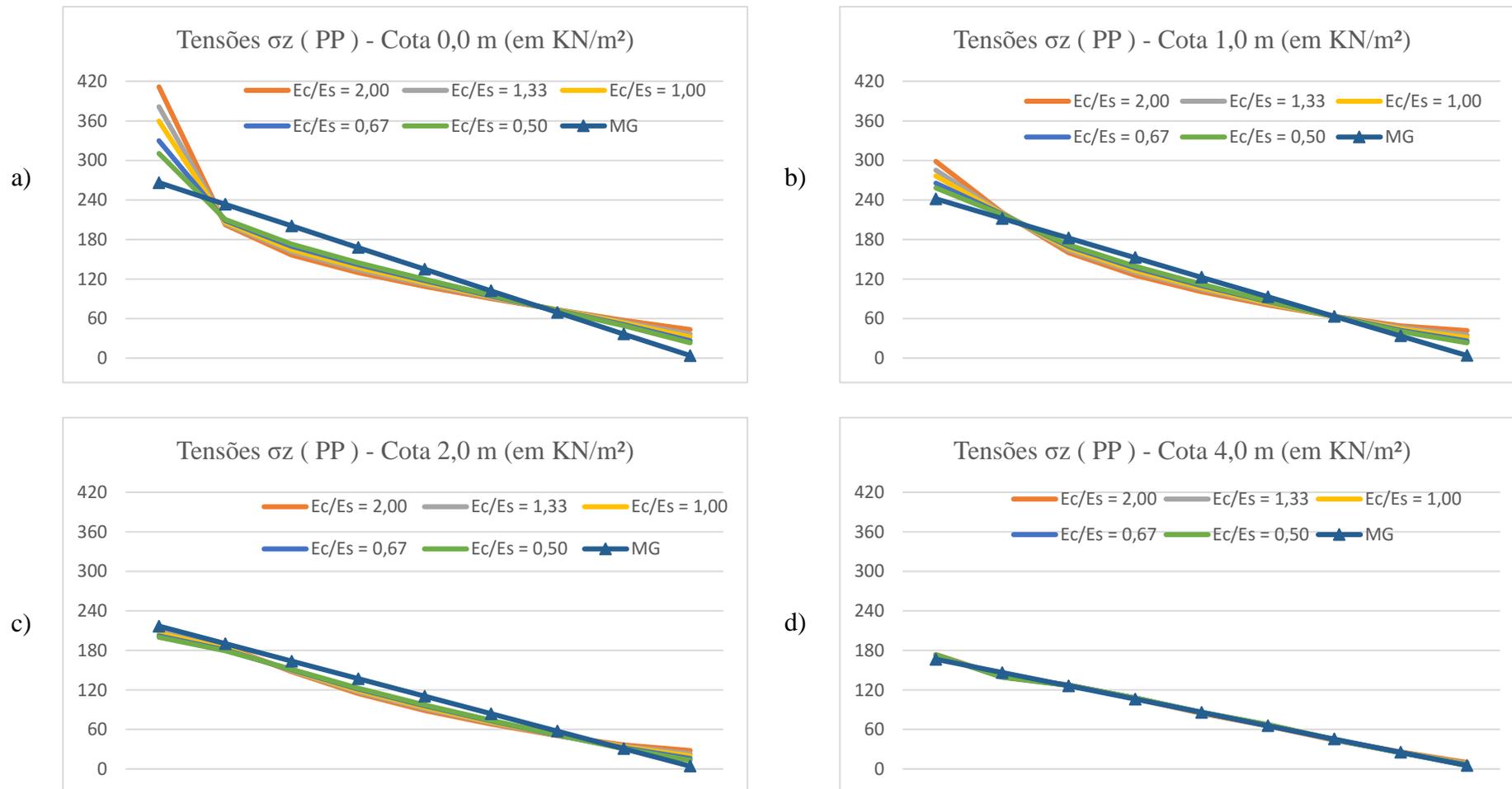


Figura 6.22 – Comparativo das tensões σ_z ao longo da seção, considerando situação 01 (peso próprio). Resultados encontrados através do MG e MEF, com a variação da relação dos módulos de elasticidade do concreto e solo, sendo as cotas 0,0 m (a), 1,0 m (b), 2,0 m (c) e 4,0 m (d).

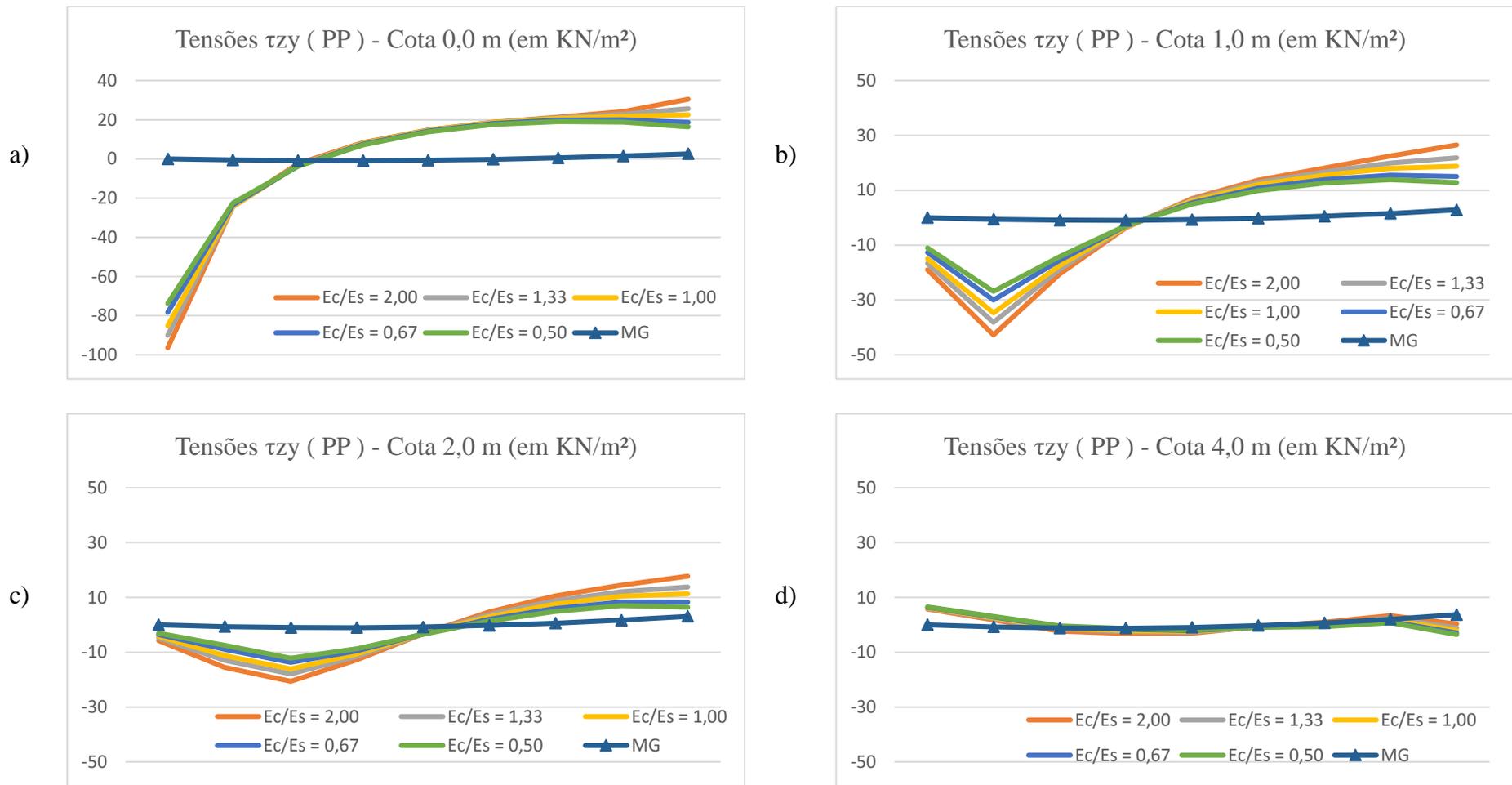


Figura 6.23 – Comparativo das tensões τ_{zy} ao longo da seção, considerando situação 01 (peso próprio). Resultados encontrados através do MG e MEF, com a variação da relação dos módulos de elasticidade do concreto e solo, sendo as cotas a) 0,0 m, b) 1,0 m, c) 2,0 m e d) 4,0 m.

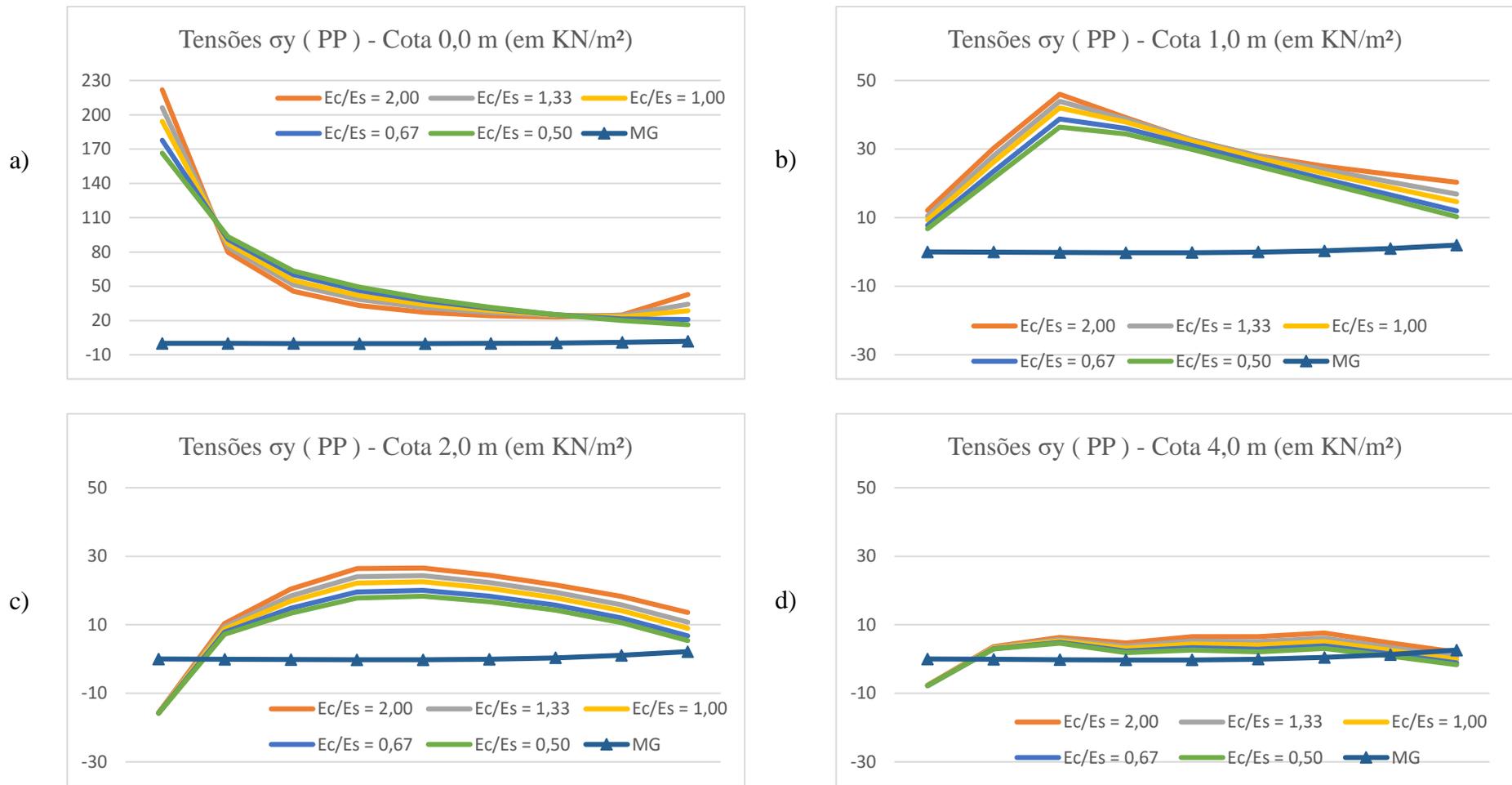


Figura 6.24 – Comparativo das tensões σ_y ao longo da seção, considerando situação 01 (peso próprio). Resultados encontrados através do MG e MEF, com a variação da relação dos módulos de elasticidade do concreto e solo, sendo as cotas 0,0 m (a), 1,0 m (b), 2,0 m (c) e 4,0 m (d).

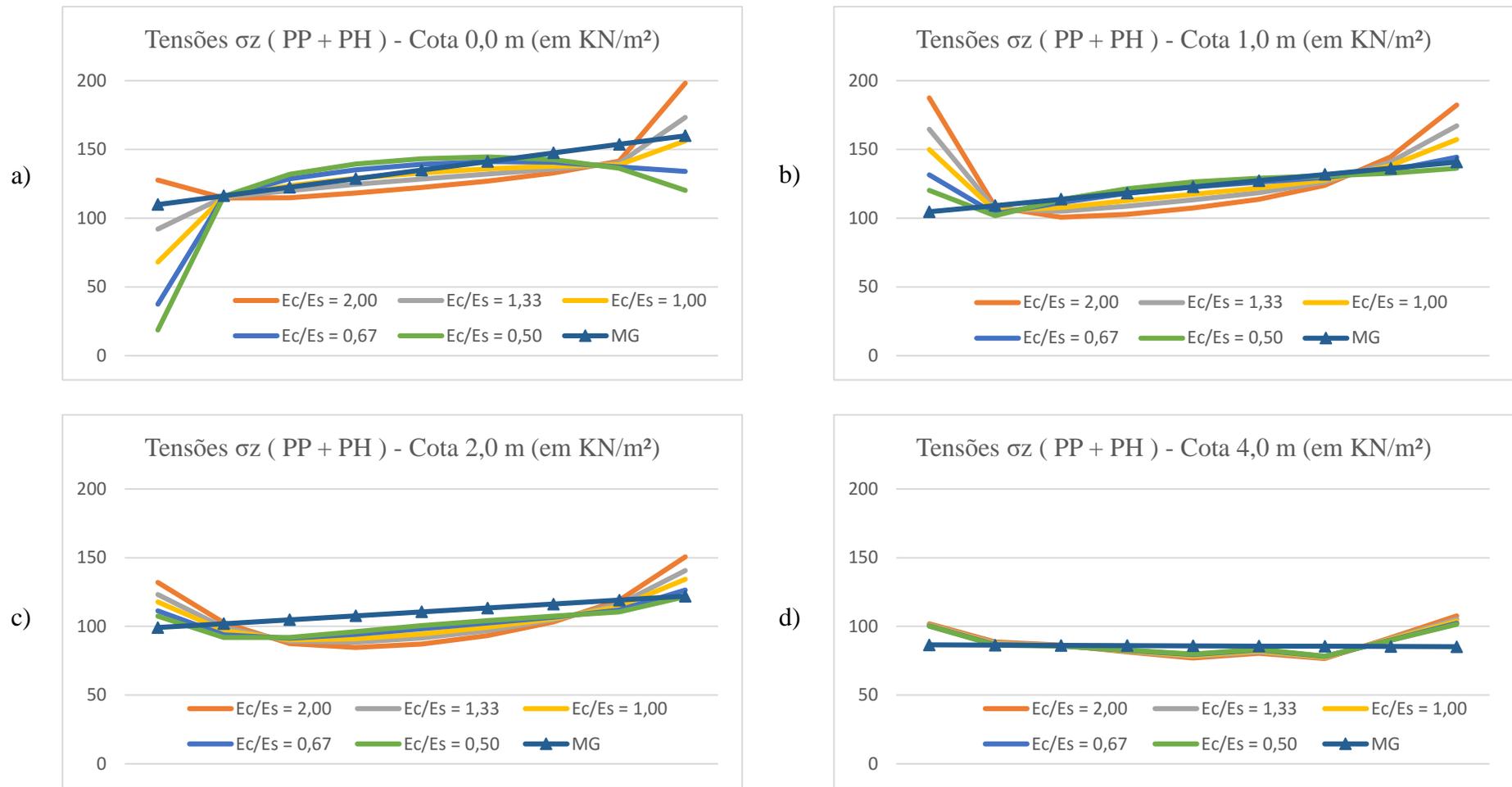


Figura 6.25 – Comparativo de σ_z ao longo da seção, considerando situação 02 (peso próprio + pressão hidrostática). Resultados encontrados através do MG e MEF, com a variação da relação dos módulos de elasticidade do concreto e solo, sendo as cotas 0,0 m (a), 1,0 m (b), 2,0 m (c) e 4,0 m(d).

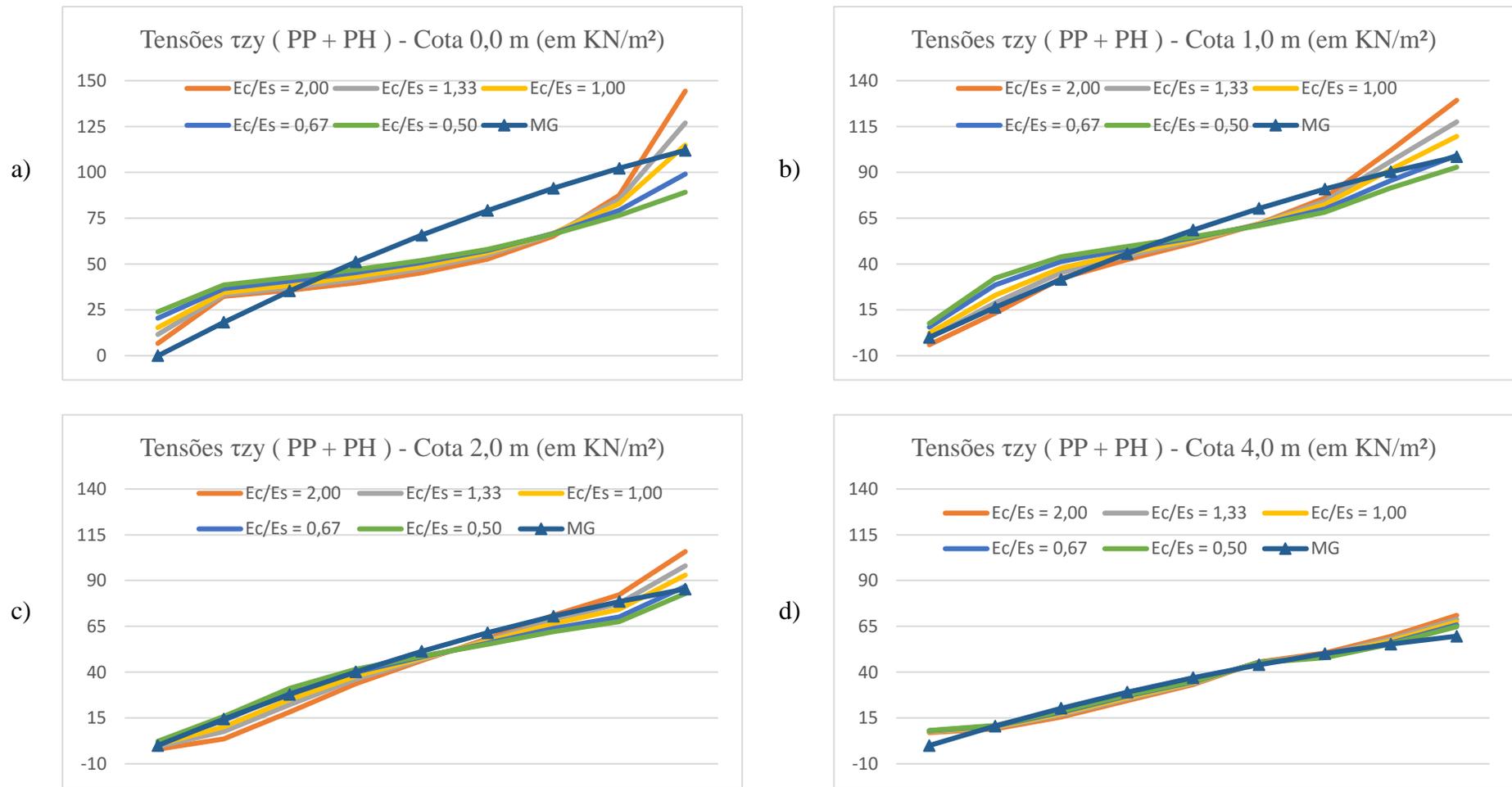


Figura 6.26 – Comparativo de τ_{zy} ao longo da seção, considerando situação 02 (peso próprio + pressão hidrostática). Resultados encontrados através do MG e MEF, com a variação da relação dos módulos de elasticidade do concreto e solo, sendo as cotas 0,0 m (a), 1,0 m (b), 2,0 m (c) e 4,0 m (d).

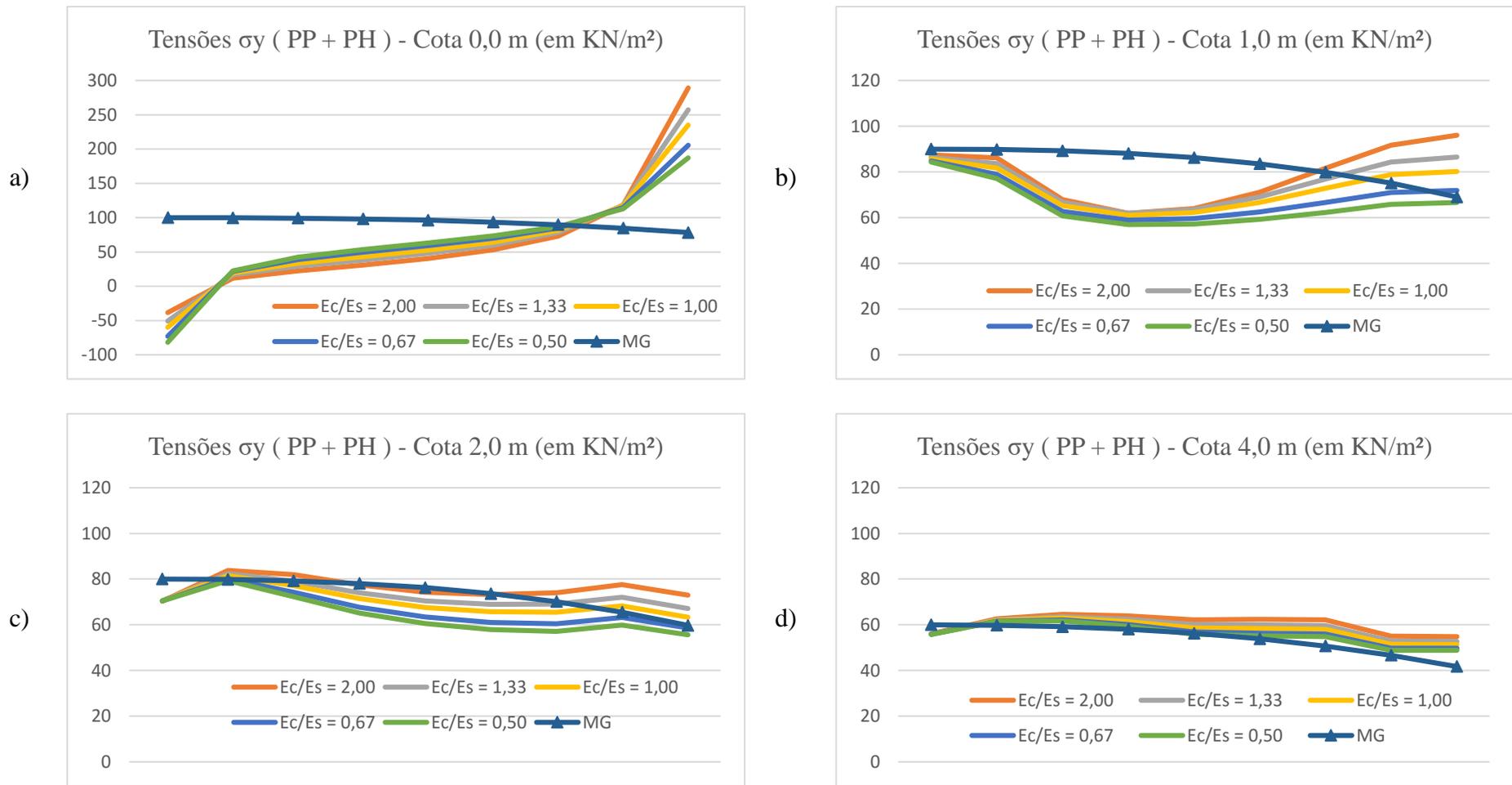


Figura 6.27 – Comparativo de σ_y ao longo da seção, considerando situação 02 (peso próprio + pressão hidrostática). Resultados encontrados através do MG e MEF, com a variação da relação dos módulos de elasticidade do concreto e solo, sendo as cotas 0,0 m (a), 1,0 m (b), 2,0 m (c) e 4,0 m(d).

Nota-se que as tensões σ_z - para o MG - são lineares ao longo das seções, como prevista em sua teoria; já para MEF, visualiza-se uma parábola. Acredita-se que essa diferença surge devido às deformações do solo, visto que mediante um aumento da rigidez desse elemento, ou seja, uma redução do valor E_c/E_s , as linhas de tensões se aproximam dos valores do MG.

Além do comportamento parabólico nas análises através do MEF, as tensões σ_z possuem inclinações maiores nas extremidades para a situação 02 e apenas a montante na situação 01. Isso se dá por serem regiões de maiores tensões e, principalmente, por serem zonas de descontinuidade. Na passagem de tensões entre a estrutura e a fundação nas extremidades há um aumento de elementos para resistir a estes esforços. Assim, aumentando a rigidez, consecutivamente são reduzidas as deformações havendo a absolvição de energia, impactando no aumento de tensões. Esta perturbação nas tensões vai se esvaindo ao passo que nos afastamos do seu centro, ou seja, da extremidade a montante e/ou, a jusante, visto que as inclinações das linhas de tensões são reduzidas.

Observa-se, também, que quanto maior a relação E_c/E_s , maiores serão as amplitudes das tensões σ_z , isto é, nas extremidades temos maiores valores e no centro da seção os menores valores. Isso se dá devido a menor rigidez do solo (comparado ao concreto), como já explicado anteriormente.

As duas diferenças encontradas na distribuição das tensões σ_z têm maiores proporções na região de contato com o solo, e com aumento da elevação da seção analisada, estas divergências são suprimidas, ao ponto que na cota de 4,0 metros essas diferenças são praticamente nulas.

Nota-se maiores valores e inclinações nas curvas de tensões dos gráficos na situação 01, observa-se, também, maiores tensões a jusante. Estes fatos mostram a grandeza das pressões hidrostática e a importância da escolha ideal do perfil, para evitar altas tensões e tombamento na fase de construção, bem como evitar trações e deslizamento na fase de uso da estrutura.

Na análise do MG, as tensões τ_{zy} são nulas para o barramento a montante devido à ausência de inclinação na estrutura. Na situação 01, essas tensões possuem pequena variação, sendo próxima de zero, devido à ausência de forças na horizontal, sendo a máxima 4 kN/m² a jusante devido a inclinação deste. Já na situação 02 são encontrados

os maiores valores justificados pela presença das forças horizontais da pressão hidrostática.

Nota-se que comparando as tensões τ_{zy} encontradas pelo MEF, a que possui maior E_c/E_s novamente teve as maiores amplitudes de valores, sobretudo que, quanto maior elevação da seção analisada, mais próximos ficam os resultados - tanto entre MEF com também o MG.

Apesar de não possuir forças na horizontal, na análise através MEF ocorreram valores consideráveis para τ_{zy} na seção de cota 0,0 metros, principalmente na situação 01(um), entretanto, são limitados às extremidades, convergindo para a mesma situação das σ_z .

É de suma importância atentar-se aos valores máximos e mínimos do eixo das ordenadas, pois, visualmente, nota-se que, na cota 4,0, há maiores variações em relação às cotas de elevação inferiores, porém, isso ocorre devido à variação, de apenas 14 kN/m² na mesma; outrossim, já na cota 0,0 é de 160 kN/m².

Para as tensões σ_y podemos considerar tudo o que já foi exposto para o cisalhamento.

Os resultados desta análise vão ao encontro de outros estudos que fazem essa relação entre os módulos de elasticidade, como de Tolke (1938) apud Herzog (1999), Kumar e Nayak (1994) e Gutstein (2011).