



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL PARA
RESERVATÓRIOS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO**

ADRIANA KUEHN

**Dissertação submetida à Universidade Federal
de Santa Catarina para a obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil.**

Orientadora: Prof^a. Phd. HENRIETTE LEBRE LA ROVERE
Co-orientador: Prof. Phd. IVO JOSÉ PADARATZ

Florianópolis, janeiro 2002.

A Comissão Examinadora, abaixo assinada, aprova a dissertação intitulada:
**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL PARA
RESERVATÓRIOS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO**

Por:

ENG^a. CIVIL ADRIANA KUEHN

Como requisito para obtenção do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Prof^a. Henriette Lebre La Rovere, Phd. - Orientadora

Jucilei Cordini – Cootdenador do CPGEC

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof. Dr. Fábio Armando Botelho Cordovil. ()

Prof.Dr. Ivo José Padaratz (UFSC)

Prof.Dr. Roberto Pinto (UFSC)

O que for a profundezza do teu ser, assim será teu desejo.

O que for teu desejo, assim será tua vontade.

O que for tua vontade, assim serão teus atos.

O que forem teus atos, assim será teu destino.

(Brihadaranyaka Upanishad)

*Ao meu amor Fernando Reis,
pela sua compreensão, incentivo e colaboração.*

*À minha mãe Teresinha Kuehn
e à minha querida avó Josefina Giovanella,
por terem sido sempre um ponto de referência em minha vida.*

AGRADECIMENTOS

Um agradecimento especial para a Professora Henriette Lebre La Rovere, minha orientadora, por sua dedicação, paciência e incentivo, quem a conhece sabe ser ela um exemplo de professora.

Ao estagiário de engenharia Rafael Krieck, responsável pelos desenhos apresentados nesta dissertação.

A minha amiga Adriana Harb, companheira de estudo e de tantas idas e vindas Blumenau-Florianópolis.

Ao Eng^o Alexandre Chimello, que forneceu informações importantes para o estudo de caso.

Ao amigo e professor Felix Diaz Diaz, que sempre se mostrou disposto a auxiliar.

A CASAN de Florianópolis e a SAMAE de Blumenau, que se dispuseram e foram atenciosos ao fornecerem informações, projetos e liberações para visitas aos reservatórios destas companhias.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE QUADROS	xvi
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xviii
1. INTRODUÇÃO	19
1.1 Projeto Estrutural.....	21
1.2 Justificativa.....	23
1.3 Objetivos.....	24
1.4 Estrutura da Dissertação.....	25
2. RESERVATÓRIOS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO	27
2.1 Classificação e Descrição de Reservatórios Retangulares.....	27
2.2 Descrição e Características Geométricas dos Reservatórios Estudados	30
2.3 Tipos de Ações e Ligações entre os Elementos Estruturais.....	32
2.4 Fissuração	37
2.5 Cobrimento da Armadura.....	42
2.6 Composição do Concreto.....	43
3. MÉTODOS CONVENCIONAIS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	44
3.1 Métodos de Análise para Vigas-parede (chapas).....	44
3.1.1 Definição.....	44
3.1.2 Prescrições normativas para vigas-parede.....	48
3.1.3 Critérios para o dimensionamento de vigas-parede.....	56
3.1.4 Equações para o dimensionamento de vigas-parede e disposição construtiva.....	65
3.1.5 Exemplos de dimensionamento.....	76
3.2 Métodos de Dimensionamento para Lajes (placas).....	84
3.2.1 Definição.....	84
3.2.2 Critérios para o dimensionamento de lajes.....	89
3.2.3 Exemplos de dimensionamento.....	89

4. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	99
4.1 Formulação do Método dos Elementos Finitos.....	103
4.1.1 Elementos finitos planos.....	105
4.1.2 Elementos finitos de casca.....	109
4.1.3 Recomendações para o uso de elementos planos e elementos de casca.....	114
4.2 Análise Elástico-linear de Reservatórios Retangulares Elevados.....	116
4.2.1 Análise bidimensional	116
4.2.2 Análise tridimensional	146
4.2.3 Comparação entre a análise bidimensional e tridimensional.....	150
4.3 Análise Elástico-linear de Reservatórios Apoiados no Solo.....	150
4.3.1 Análise tridimensional com apoios fixos.....	151
4.3.2 Análise tridimensional com apoios elásticos.....	153
5. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO CONVENCIONAIS E A ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS.....	156
5.1 Tensões Principais.....	156
5.2 Arranjo de Armaduras.....	162
6. ESTUDO DE CASO.....	165
6.1 Descrição do Reservatório	169
6.2 Levantamento e Descrição das Patologias.....	171
6.3 Determinação dos Esforços Solicitantes pelos Métodos Convencionais.....	176
6.4 Determinação dos Esforços Solicitantes pelo Método dos Elementos Finitos.....	178
6.5 Análise Comparativa dos Resultados.....	184
7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES QUANTO AO ARRANJO DE ARMADURAS EM PROJETOS DE RESERVATÓRIOS.....	189
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	193
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.....	199

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – (a) Reservatório apoiado no solo, (b) reservatório pouco enterrado.....	27
Figura 2 – (a) Reservatório enterrado, (b) reservatório semi-enterrado.....	27
Figura 3 – (a) Reservatório elevado apoiado na estrutura, (b) reservatório sobre torre.....	28
Figura 4 – Características geométricas: (a) reservatório elevado; (b) reservatório apoiado no solo.....	31
Figura 5 – Reservatório elevado cheio: (a) corte vertical; (b) corte horizontal.....	32
Figura 6 – Reservatório apoiado no solo: (a) corte vertical, vazio; (b) corte vertical cheio; (c) corte horizontal vazio.....	33
Figura 7 – Reservatório apoiado no solo cheio: (a) corte vertical reação do terreno menos peso da água; (b) corte horizontal.....	33
Figura 8 – Corte vertical: (a) rotações nas arestas de um reservatório elevado cheio; (b) rotações nas arestas de um reservatório apoiado no solo cheio.....	35
Figura 9 – Reservatório cheio (corte horizontal) – rotações nas arestas dos reservatórios apoiados no solo e elevados.....	35
Figura 10 – Área do concreto considerada no cálculo da taxa de armadura contribuinte contra fissuração.....	41
Figura 11 – Posição do braço da alavanca.....	42
Figura 12 – (a) Tensões horizontais σ_x no meio do vão de uma viga; (b) tensões horizontais σ_x no meio de vão de uma viga-parede. (LEONHARDT, 1979).....	45
Figura 13 – Armação típica de viga parede $h \leq \ell$.(NB-1,2001).....	49
Figura 14 – Dois tipos mais comuns de vigas-parede em relação ao carregamento (NB-1,2001).....	50
Figura 15 – Tensões σ_x , valor e posição dos esforços resultantes no meio do vão, em vigas-parede de um só vão, com carregamento uniforme na parte superior (Estádio I) para diversos valores ℓ/d e para $c/\ell = 0,1$ (c = largura do apoio) segundo LEONHARDT (1979):(a) $\ell/d = 4$; (b) $\ell/d = 2$; (c) $\ell/d = 1$; (d) $\ell/d < 1$	59
Figura 16 – Variação das tensões σ_x , σ_y e $\hat{\sigma}_{xy}$, e da trajetória de tensões principais σ_I e σ_{II} em vigas-parede de um só vão com $\ell/d = 1$ e $c/\ell = 0,1$ para carregamento na parte superior e inferior (LEONHARDT, 1979).....	60

Figura 17 – Valores relativos do esforço de tração $Z/p.\ell$ do braço de alavanca z/d e da distância da linha neutra ao bordo inferior, x_u/d , em chapas de um só vão com seção transversal retangular – segundo Navier (linha fina) e segundo a Teoria das Chapas (linha grossa) – em função da esbeltez ℓ/d (LEONHARDT, 1979).....	61
Figura 18 – O peso próprio da viga-parede incluído dentro do semi-círculo ou da parábola deve ser suspenso na parte superior (LEONHARDT, 1979).....	62
Figura 19 – Configuração fissurada de uma viga-parede, próximo à ruptura, sujeita a dois tipos de carregamento (LEONHARDT, 1979).....	64
Figura 20 – (a) Notações para o dimensionamento de vigas parede de um vão; (b) e dois vãos (LEONHARDT, 1979).....	66
Figura 21 – Região recomendada para a disposição da armadura vertical.....	67
Figura 22 – Desenvolvimento da trajetória de tensões principais e arranjo de armaduras recomendado para uma viga-parede com apoio direto, e carregamento no bordo superior (LEONHARDT,1979).....	68
Figura 23 – Desenvolvimento da trajetória de tensões principais em vigas contínuas, no Estádio I, para carregamento atuante no bordo superior.....	69
Figura 24 – Indicação para distribuição da armadura do banzo tracionado sobre os apoios de vigas contínuas (LEONHARDT,1979).....	70
Figura 25 – Exemplos de disposição de armaduras em viga-parede com dois tramos.....	70
Figura 26 – Cargas que devem ser ancoradas na parte superior da viga-parede através de uma armadura de suspensão (LEONHARDT, 1979).....	71
Figura 27 – Desenvolvimento das trajetórias de tensão principal, para cargas no bordo inferior com relação $\ell/d=1$. Zona de influência para qual as cargas devem ser penduradas (LEONHARDT, 1979).....	72
Figura 28 – Armadura para uma viga-parede com apoio direto e carga pendurada (LEONHARDT, 1979).....	72
Figura 29 – Armadura complementar na região do apoio.....	76
Figura 30 – Exemplos de us placa com carregamento transversa.....	84
Figura 31 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório elevado (dimensões em cm).....	91
Figura 32 – Representação das condições de apoio da laje de fundo para o reservatório elevado (dimensões em cm).....	92

Figura 33 – Representação das condições de apoio da laje de tampa para reservatório elevado (dimensões em cm).....	89
Figura 34 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório apoiado no solo (dimensões em cm).....	95
Figura 35 – (a) Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório apoiado no solo cheio; (b) para o reservatório vazio (dimensões em cm).....	96
Figura 36 – Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório elevado (dimensões em cm).....	97
Figura 37 – Elemento finitos: a) Plano 4 nós; b) Plano 9 nós; c) Casca 4 nós.....	103
Figura 38 – Elemento unidimensional – barras de eixo reto (elementos de treliça, viga, pórtico).	103
Figura 39 – Elemento finito retangular de estado plano de tensões.....	109
Figura 40 – Deformação de uma placa de Kirchhoff. (SELKE, 1994).....	110
Figura 41 – Elemento finito de casaca. (SAP 2000, 1996).....	113
Figura 42 – (a) Relação a/b não recomendável e (b) Relação a/b recomendável entre os lados “a” e “b” de um elemento retangular. (La Rover, 2001).....	115
Figura 43 – a) Viga-parde nº 1, Caso A; b) Viga-parede nº 1, Caso B.....	118
Figura 44 – Elementos finitos planos de 4 nós.....	119
Figura 45 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.....	120
Figura 46 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para o carregamento de peso próprio.....	121
Figura 47 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para o carregamento de peso próprio.....	121
Figura 48 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.....	122
Figura 49 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.....	122
Figura 50 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.....	123

Figura 51 – Gráfico de deslocamento verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.....	123
Figura 52 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.....	124
Figura 53 – Gráfico de deslocamento verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.....	124
Figura 54 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.....	125
Figura 55 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.....	125
Figura 56 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.....	126
Figura 57 – Viga-parede nº 1, elemento plano de quatro nós, malhas com 32x32 elementos.....	127
Figura 58 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	130
Figura 59 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	130
Figura 60 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	131
Figura 61 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	131
Figura 62 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para o carregamento do Caso B – Inferior, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	132
Figura 63 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso B – Inferior sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	132
Figura 64 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	133
Figura 65 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamento indicados. Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	134
Figura 66 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	134

Figura 67 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	135
Figura 68 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, sendo os valores do Caso A iguais ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	135
Figura 69 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	136
Figura 70 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso A igual B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	136
Figura 71 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	137
Figura 72 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	137
Figura 73 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	138
Figura 74 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	138
Figura 75 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	139
Figura 76 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº22, para o carregamento Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	139
Figura 77 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso A , com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	140
Figura 78 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso B , sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	140
Figura 79 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).....	141
Figura 80 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A , com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	141
Figura 81 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso B , com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).....	142

Figura 82 – Representações esquemáticas das ações atuantes no reservatório elevado cheio.	146
Figura 83 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento de água.....	147
Figura 84 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento devido ao Peso Próprio.....	148
Figura 85 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento superior.....	148
Figura 86 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m^2), ao longo da altura da parede para carregamentos atuantes na estrutura.....	149
Figura 87 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção horizontal para o carregamento água e apoios fixos (Escala kNm/m).....	151
Figura 88 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na máximos para o carregamento água e apoios fixos (Escala kNm/m).....	152
Figura 89 – Saída gráfica do SAP-2000 para os momentos fletores na direção vertical para o carregamento peso próprio e apoios fixos (Escala kNm/m).....	152
Figura 90 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção vertical para o carregamento água e $k = 100\text{kN/m}$ (Escala kNm/m).....	153
Figura 91 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção horizontal para o carregamento água e $k = 100\text{kN/m}$ (Escala kNm/m).....	154
Figura 92 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores máximos para o carregamento água e $k = 100\text{kN/m}$ (Escala kNm/m).....	154
Figura 93 – Saída gráfica do SAP-2000 para tensões principais da viga-parede nº1, carregamento superior (Caso A).....	157
Figura 94 – Variação da trajetória das tensões principais em vigas-parede de um só vão com $\ell/h=1$	157
Figura 95 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).....	158
Figura 96 – Saída gráfica de SAP-2000 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).....	158
Figura 97 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).....	159

Figura 98 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).....	159
Figura 99 – Configuração das tensões obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº1, Caso A.....	160
Figura 100 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior, Caso A.....	161
Figura 101 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior, Caso B.....	161
Figura 102 – Gráfico comparativo para os valores referentes aos momentos fletores para o reservatório elevado.....	162
Figura 103 – Detalhamento Reservatório Elevado – nº1.....	163
Figura 104 – Detalhamento reservatório apoiado no solo – nº1.....	164
Figura 105 a – Ficha de cadastramento de patologias.....	167
Figura 105 b – Ficha de cadastramento de patologias.....	168
Figura 106 – Planta baixa e corte do reservatório apoiado no solo (dimensões em cm).....	170
Figura 107 – Fotos das fissuras aparentes nas paredes do reservatório (CHIMELLO, 2000)....	172
Figura 108 – Mapeamento de fissuras nas paredes 1 e 2 (CHIMELLO, 2000).....	173
Figura 109 – Mapeamento de fissuras nas paredes 3 e 4 (CHIMELLO, 2000).....	174
Figura 110 – Mapeamento de fissuras nas paredes 5 e 7 (CHIMELLO, 2000).....	174
Figura 111 – Valores analíticos para os momentos de viga apoiada e engastada.....	177
Figura 112 – Representação do modelo utilizado para a análise do reservatório pelo MEF.....	178
Figura 113 – Saída gráfica SAP-2000, para momentos os fletores na direção vertical para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm (Escala em kN/m).....	180
Figura 114 – Saída gráfica SAP-2000 para laje de fundo, valores dos momentos fletores para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm (Escala em kN/m).....	180
Figura 115 – Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm (Escala em kN/m).....	181
Figura 116 – Saída gráfica SAP-2000 para parede**, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm (Escala em kN/m).....	181

Figura 117 – Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção secundária horizontal para o carregamento de água e $k=110.25 \text{ kN/cm}$ (Escala em kN/m).....	181
Figura 118 – Denominação adotada para os momentos máximos: (a) direção vertical; (b) direção horizontal.....	182
Figura 119 – Gráfico de variação dos momentos fletores positivos e negativos nas paredes do reservatório, para cada um dos métodos analisados.....	183

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das vigas-parede segundo as normas estruturais mais utilizadas. (VELASCO,1984).....	45
Quadro 2 – Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados.....	76
Quadro 3 – Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório elevado.....	94
Quadro 4 – Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório apoiado no solo....	98
Quadro 5 – Malhas utilizadas na análise da viga-parede nº1.....	117
Quadro 6 – Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados.....	128
Quadro 7 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para cada viga parede sem restrição horizontal dos apoios (sem efeito arco).....	143
Quadro 8 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-paredes de um único tramo com restrição horizontal dos apoios (com efeito arco).....	144
Quadro 9 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-paredes de dois tramos com restrição horizontal dos apoios (com efeito arco).....	145
Quadro 10 – Deslocamento vertical no centro da parede (ou em cada tramo) em mm.....	145
Quadro 11 – Resumo de dimensionamento do reservatório nº1.....	150
Quadro 12 – Resumo dos momentos fletores obtidos para o reservatório apoiado no solo.....	156
Quadro 15 – Resumo dos valores obtidos para os momentos fletores nas paredes e suas respectivas armaduras pelo MEF (tri-dimensional) e fórmulas analíticas.....	182
Quadro 16 – Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura especificada no Projeto em relação aos esforços verticais.....	185
Quadro 17 – Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura especificada no Projeto em relação aos esforços verticais.....	186
Quadro 18 – Armaduras adequadas para o limite de fissuração $w=0,1$ mm.....	187

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – (a) Reservatório apoiado no solo, (b) reservatório pouco enterrado.....	26
Figura 2 – (a) Reservatório enterrado, (b) reservatório semi-enterrado.....	26
Figura 3 – (a) Reservatório elevado apoiado na estrutura, (b) reservatório sobre torre.	27
Figura 4 – Características geométricas: (a) reservatório elevado; (b) reservatório apoiado no solo.	30
Figura 5 – Reservatório elevado cheio: (a) corte vertical; (b) corte horizontal.	31
Figura 6 – Reservatório apoiado no solo: (a) corte vertical, vazio; (b) corte vertical cheio; (c) corte horizontal vazio.	32
Figura 7 – Reservatório apoiado no solo cheio: (a) corte vertical reação do terreno menos peso da água; (b) corte horizontal.	32
Figura 8 – Corte vertical: (a) rotações nas arestas de um reservatório elevado cheio; (b) rotações nas arestas de um reservatório apoiado no solo cheio.	34
Figura 9 – Reservatório cheio (corte horizontal) – rotações nas arestas dos reservatórios apoiados no solo e elevados.	34
Figura 10 – Área do concreto considerada no cálculo da taxa de armadura contribuinte (S_r) contra fissuração.	38
Figura 11 – Posição do braço da alavanca.	39
Figura 12 – (a) Tensões horizontais σ_x no meio do vão de uma viga; (b) tensões horizontais σ_x no meio de vão de uma viga-parede. (LEONHARDT, 1979)	42
Figura 13 – Armação típica de viga parede $h \leq \dots$. (NB-1,2001).	46
Figura 14 – Dois tipos mais comuns de vigas-parede em relação ao carregamento (NB-1,2001).	47
Figura 15 – Tensões σ_x , valor e posição dos esforços resultantes no meio do vão, em viga-parede de um só vão, com carregamento uniforme na parte superior (Estádio I) para diversos valores \dots/d e para $c/\dots = 0,1$ (c = largura do apoio) segundo LEONHARDT (1979): (a) $\dots/d=4$; (b) $\dots/d=2$; (c) $\dots/d=1$; (d) $\dots/d<1$.	56
Figura 16 – Variação das tensões σ_x , σ_y e $\hat{\sigma}_{xy}$, e da trajetória de tensões principais σ_I e σ_{II} em vigas-parede de um só vão com $\dots/d = 1$ e $c/\dots = 0,1$ para carregamento na parte superior e inferior (LEONHARDT, 1979).	57

Figura 17 – Valores relativos do esforço de tração Z/p do braço de alavanca z/d e da distância da linha neutra ao bordo inferior, x_u/d , em chapas de um só vão com seção transversal retangular – segundo Navier (linha fina) e segundo a Teoria das Chapas (linha grossa) – em função da esbeltez h/d (LEONHARDT, 1979).	58
Figura 18 – O peso próprio da viga-parede incluído dentro do semi-círculo ou da parábola deve ser suspenso na parte superior (LEONHARDT, 1979).	59
Figura 19 – Configuração fissurada de uma viga-parede, próximo à ruptura, sujeita a dois tipos de carregamento (LEONHARDT, 1979).	61
Figura 20 – (a) Notações para o dimensionamento de vigas parede de um vão; (b) e dois vãos (LEONHARDT, 1979).	63
Figura 21 – Região recomendada para a disposição da armadura vertical.	64
Figura 22 – Desenvolvimento da trajetória de tensões principais e arranjo de armaduras recomendado para uma viga-parede com apoio direto, e carregamento no bordo superior (LEONHARDT,1979).	65
Figura 23 – Desenvolvimento da trajetória de tensões principais em vigas contínuas, no Estádio I, para carregamento atuante no bordo superior.	66
Figura 24 – Indicação para distribuição da armadura do banzo tracionado sobre os apoios de vigas contínuas (LEONHARDT,1979).	67
Figura 25 – Exemplos de disposição de armaduras em viga-parede com dois tramos.	67
Figura 26 – Cargas que devem ser ancoradas na parte superior da viga-parede através de uma armadura de suspensão (LEONHARDT, 1979).	68
Figura 27 – Desenvolvimento das trajetórias de tensão principal, para cargas no bordo inferior com relação $h/d=1$. Zona de influência para qual as cargas devem ser penduradas (LEONHARDT, 1979).	69
Figura 28 – Armadura para uma viga-parede com apoio direto e carga pendurada (LEONHARDT, 1979).	69
Figura 29 – Armadura complementar na região do apoio.	73
Figura 30 – Exemplos de us placa com carregamento transversal.	81
Figura 31 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório elevado (dimensões em cm).	88
Figura 32 – Representação das condições de apoio da laje de fundo para o reservatório elevado (dimensões em cm).	89

Figura 33 – Representação das condições de apoio da laje de tampa para reservatório elevado (dimensões em cm).	89
Figura 34 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório apoiado no solo (dimensões em cm).	92
Figura 35 – (a) Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório apoiado no solo cheio; (b) para o reservatório vazio (dimensões em cm).	93
Figura 36 – Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório elevado (dimensões em cm).	94
Figura 37 – Elemento finitos: a) Plano 4 nós; b) Plano 9 nós; c) Casca 4 nós .	100
Figura 38 – Elemento unidimensional – barras de eixo reto (elementos de treliça, viga, pórtico).	100
Figura 39 – Elemento finito retangular de estado plano de tensões .	106
Figura 40 – Deformação de uma placa de Kirchhoff. (SELKE, 1994)	107
Figura 41 – Elemento finito de casaca. (SAP 2000, 1996)	110
Figura 42 – (a) Relação a/b não recomendável e (b) Relação a/b recomendável entre os lados “a” e “b” de um elemento retangular. (La Rover, 2001)	112
Figura 43 – a) Viga-parde nº 1, Caso A; b) Viga-parde nº 1, Caso B.	115
Figura 44 – Elementos finitos planos de 4 nós.	116
Figura 45 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.	117
Figura 46 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para o carregamento de peso próprio.	118
Figura 47 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para o carregamento de peso próprio.	118
Figura 48 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	119
Figura 49 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	119
Figura 50 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	120
Figura 51 – Gráfico de deslocamento verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.	120

Figura 52 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.	121
Figura 53 – Gráfico de deslocamento verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.	122
Figura 54 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	122
Figura 55 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	122
Figura 56 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	123
Figura 57 – Viga-parede nº 1, elemento plano de quatro nós, malhas com 32x32 elementos.	124
Figura 58 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	127
Figura 59 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	127
Figura 60 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	128
Figura 61 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	128
Figura 62 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para o carregamento do Caso B – Inferior, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	129
Figura 63 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso B – Inferior sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	129
Figura 64 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	130
Figura 65 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamento indicados. Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	131
Figura 66 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	132
Figura 67 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	132

Figura 68 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, sendo os valores do Caso A iguais ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	132
Figura 69 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	133
Figura 70 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso A igual B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	133
Figura 71 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	134
Figura 72 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	134
Figura 73 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	135
Figura 74 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	135
Figura 75 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	136
Figura 76 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº22, para o carregamento Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	136
Figura 77 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso A , com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	137
Figura 78 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso B , sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	137
Figura 79 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	138
Figura 80 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A , com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	138
Figura 81 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m ²), viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso B , com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	139
Figura 82 – Representações esquemáticas das ações atuantes no reservatório elevado cheio.	

Figura 83 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento de água.	144
Figura 84 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento devido ao Peso Próprio.	145
Figura 85 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento superior.	145
Figura 86 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m^2), ao longo da altura da parede para carregamentos atuantes na estrutura.	146
Figura 87 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção horizontal para o carregamento água e apoios fixos (Escala kNm/m).	148
Figura 88 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na máximos para o carregamento água e apoios fixos (Escala kNm/m).	149
Figura 89 – Saída gráfica do SAP-2000 para as momentos fletores na direção vertical para o carregamento peso próprio e apoios fixos (Escala kNm/m).	149
Figura 90 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção vertical para o carregamento água e $k = 100\text{kN/m}$ (Escala kNm/m).	150
Figura 91 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção horizontal para o carregamento água e $k = 100\text{kN/m}$ (Escala kNm/m).	151
Figura 92 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores máximos para o carregamento água e $k = 100\text{kN/m}$ (Escala kNm/m).	151
Figura 93 – Saída gráfica do SAP-2000 para tensões principais da viga-parede nº1, carregamento superior (Caso A).	154
Figura 94 – Variação da trajetória das tensões principais em vigas-parede de um só vão com $h=1$.	154
Figura 95 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).	155
Figura 96 – Saída gráfica de SAP-2000 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).	155
Figura 97 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).	156
Figura 98 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).	156

Figura 99 – Configuração das tensões obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº1, Caso A.	
157	
Figura 100 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior, Caso A.	158
Figura 101 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior, Caso B.	158
Figura 102 – Gráfico comparativo para os valores referentes aos momentos fletores para o reservatório elevado.	159
Figura 103 – Detalhamento Reservatório Elevado – nº1.	160
Figura 104 – Detalhamento reservatório apoiado no solo – nº1.	161
Figura 105 a – Ficha de cadastramento de patologias.	164
Figura 105 b – Ficha de cadastramento de patologias.	165
Figura 106 – Planta baixa e corte do reservatório apoiado no solo (dimensões em cm).	
166	
Figura 107 – Fotos das fissuras aparentes nas paredes do reservatório (CHIMELLO, 2000).	
168	
Figura 108 – Mapeamento de fissuras nas paredes 1 e 2 (CHIMELLO, 2000).	169
Figura 109 – Mapeamento de fissuras nas paredes 3 e 4 (CHIMELLO, 2000).	170
Figura 110 – Mapeamento de fissuras nas paredes 5 e 7 (CHIMELLO, 2000).	170
Figura 111 – Valores analíticos para os momentos de viga apoiada e engastada.	173
Figura 112 – Valores obtidos na análise no Sap-2000 (kN/m ²).	174
Figura 113 – Representação do modelo utilizado para a análise do reservatório pelo MEF.	
175	
Figura 114 – Saída gráfica SAP-2000, para momentos os fletores na direção vertical para o carregamento de água e k=110.25 kN/cm (Escala em kN/m).	176
Figura 115 – Saída gráfica SAP-2000 para laje de fundo, valores dos momentos fletores para o carregamento de água e k=110.25 kN/cm (Escala em kN/m).	177
Figura 116 – Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água e k=110.25 kN/cm (Escala em kN/m).	177
Figura 117 – Saída gráfica SAP-2000 para parede**, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água e k=110.25 kN/cm (Escala em kN/m).	177

Figura 118 - Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção secundária horizontal para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm (Escala em kN/m).

178

Figura 119 – Denominação adotada para os momentos máximos: (a) direção vertical; (b) direção horizontal.

178

Figura 120 – Gráficos de variação dos momentos fletores positivos e negativos nas paredes do reservatório, para cada um dos métodos analisados.

179

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das vigas-parede segundo as normas estruturais mais utilizadas. (VELASCO,1984)	42
Quadro 2 – Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados.	73
Quadro 3 – Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório elevado.	91
Quadro 4 – Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório apoiado no solo.	95
Quadro 5 – Malhas utilizadas na análise da viga-parede nº1.	114
Quadro 6 – Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados.	128
Quadro 7 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para cada viga-parede sem restrição horizontal dos apoios (sem efeito arco).	140
Quadro 8 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-paredes de um único tramo com restrição horizontal dos apoios (com efeito arco).	141
Quadro 9 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-paredes de dois tramos com restrição horizontal dos apoios (com efeito arco).	142
Quadro 10 – Resumo de dimensionamento do reservatório nº1.	147
Quadro 11 – Resumo dos momentos fletores obtidos para o reservatório apoiado no solo.	155
Quadro 12 – Valores dos momentos fletores para o reservatório elevado.	159
Quadro 13 – Descrição das manifestações patológicas de alguns reservatórios no Estado de Santa Catarina.	162
Quadro 14 – Resumo dos valores obtidos para os momentos fletores nas paredes e suas respectivas armaduras pelo MEF (tri-dimensional) e fórmulas analíticas.	179
Quadro 15 – Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura especificada no Projeto em relação aos esforços verticais.	182
Quadro 16 – Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura especificada no Projeto em relação aos esforços verticais.	182
Quadro 17 – Armaduras adequadas para o limite de fissuração $w=0,1$ mm.	183

RESUMO

Atualmente o concreto armado é um dos materiais mais utilizados na execução de reservatórios para o armazenamento de água e outros líquidos. A grande incidência de manifestações patológicas nos reservatórios de concreto armado no Brasil, causadas principalmente pela falta de controle de fissuração e por impermeabilização inadequada, motivou o desenvolvimento deste trabalho.

Este trabalho restringe-se a patologias em reservatórios de concreto armado causadas por falha de projeto estrutural. Apresenta-se inicialmente uma revisão dos métodos de cálculo convencionais e das recomendações de normas para o projeto estrutural de reservatórios de concreto armado. Para diversos exemplos estes métodos são comparados com o Método dos Elementos Finitos, tanto para análises bi como tri-dimensional, considerando-se os materiais elástico-lineares. Para reservatórios elevados esta comparação é feita em termos de momentos fletores, deslocamentos, e orientação das tensões principais nas paredes dos reservatórios. No caso de reservatórios apoiados sobre o solo, consideram-se apoios fixos ou elásticos, variando-se o coeficiente de mola de acordo com o tipo de solo.

Realiza-se também um levantamento das manifestações patológicas em alguns reservatórios construídos no estado de Santa Catarina. Entre estes seleciona-se um reservatório retangular, apoiado no solo, que apresentava muitas fissuras e corrosão. O reservatório foi analisado pelo Método dos Elementos Finitos, modelando-se as paredes e lajes por elementos de casca e os pilares por elementos de pórtico espacial. O solo foi modelado por apoios fixos e também por molas elásticas, variando-se a rigidez da mola dentro de uma certa faixa. Comparam-se os resultados analíticos com os obtidos pelos métodos convencionais de cálculo, em que consideram-se as paredes e as lajes isoladas e o solo rígido.

Ao final do trabalho são apresentadas algumas conclusões e recomendações com relação aos métodos de cálculo de reservatórios e sugestões para trabalhos futuros.

ABSTRACT

Nowadays Reinforced Concrete is one of the most employed materials in the construction of tanks, to store water and other liquids. The motivation of this work comes from the large incidence of pathologies found in reinforced concrete tanks built in Brazil, due mainly to lack of crack control and inadequate impermeability.

This work is concerned with pathologies in reinforced concrete tanks that arise due to improper structural design. Conventional design methods and code recommendations for reinforced concrete tanks are initially reviewed. For several examples these methods are compared with 2D and 3D linear-elastic analyses by means of the Finite Element Method. For elevated tanks the comparison is expressed in terms of bending moments, displacements and principal stress orientations in the tank walls. For above ground tanks, either fixed supports or linear springs are used to simulate the soil, by varying the spring stiffness according to the soil type.

A survey of pathologies in reinforced concrete tanks built in Santa Catarina State was also undertaken. A case study of one above ground rectangular tank, showing extensive cracking and corrosion, was selected for this work. A 3D finite element analysis was performed on the tank, modeling the walls and slabs by shell elements and the columns by frame elements. The soil was modeled by fixed supports and also by linear springs, considering a range of spring stiffness. The analytical results in terms of bending moments and displacements are compared with results from conventional methods, where the walls and slabs are treated separately and the soil is considered as rigid.

A few concluding remarks, recommendations for design methods and suggestions for future work are given at the end of the work.

1. INTRODUÇÃO

Desde os primórdios das civilizações o armazenamento de líquidos representa um fator de grande importância para o sustento e desenvolvimento das sociedades. Os primeiros reservatórios utilizados pela humanidade foram cisternas construídas em rocha sã, no ano 25 a.C., por uma civilização que posteriormente tornou-se a comunidade grega (KIRBY, 1956). No Brasil, em 1880, foi inaugurado no Rio de Janeiro o grande reservatório de Pedregulho, com capacidade de oitenta milhões de litros, utilizado para o novo sistema de abastecimento de água da cidade, construído em alvenaria de pedra (TELES, 1984).

Nos dias de hoje, o concreto armado é o material predominantemente utilizado na execução de reservatórios. METHA e MONTEIRO (1994) consideram o concreto como material ideal para confecção de estruturas destinadas a controlar, estocar e transportar água, devido primeiramente a sua resistência à ação da água e à durabilidade apresentada frente a águas agressivas industriais e naturais, em comparação com outros materiais como a madeira e o aço comum. A segunda razão é a facilidade com que se pode executar elementos em concreto com as mais variadas formas e tamanhos.

Seja pelo custo ou facilidade construtiva, os reservatórios de concreto armado são utilizados em grande escala, tanto no setor público como privado, reservando água potável para população, água para indústrias, produtos químicos e alimentícios, no tratamento de efluentes industriais ou domésticos. Atualmente o manejo dos recursos hídricos vem sendo abordado com cautela, pois a água, que é considerada um bem essencial para a sobrevivência, está se tornando

cada vez mais escassa. Dentro deste enfoque, observa-se a grande importância do aperfeiçoamento dos sistemas de abastecimento e tratamento, desde a sua concepção até a sua efetiva utilização.

Nesta dissertação, dentro da linha de pesquisa “*Projeto e análise de estruturas*”, estuda-se o projeto estrutural de reservatórios retangulares de concreto armado elevados e apoiados no solo. Estes reservatórios retangulares, do ponto de vista do projeto estrutural, são estruturas destinadas a armazenar líquidos, constituídos por cubas formadas por lajes e paredes perpendiculares entre si. Em nosso país estas estruturas compõem a grande maioria dos sistemas de saneamento executados. Em contrapartida não existem publicações específicas que orientem e facilitem a elaboração dos projetos estruturais destes reservatórios.

São excelentes referências na tentativa de cobrir esta lacuna, as dissertações de GUIMARÃES (1995), COSTA (1998) e VASCONCELOS (1998) da Escola de Engenharia de São Carlos, onde são apresentados critérios para o projeto estrutural e indicações de procedimentos para execução de reservatórios retangulares e circulares. MATOSKI (1998), da Universidade Federal de Santa Catarina, apresenta em sua dissertação o estudo sobre os efeitos deletérios dos cloretos em reservatórios de concreto; através do levantamento das manifestações patológicas encontradas em reservatórios da CASAN (SC) e SANEPAR (PR), destaca os principais procedimentos de projeto visando aumentar a durabilidade destas estruturas.

No intuito de complementar a bibliografia sobre projetos estruturais de reservatórios de concreto armado, neste trabalho apresenta-se um enfoque diferenciado, abordando o dimensionamento estrutural, através de um estudo comparativo entre a análise bidimensional e tridimensional pelo Método dos Elementos Finitos e os procedimentos de dimensionamento convencionais.

1.1 Projeto Estrutural

SOUZA (1998) define o projeto estrutural como o embrião de uma estrutura, ou seja, o projeto bem dimensionado deverá garantir que a estrutura resista com segurança e em estado perfeito a todas as solicitações a que estiver submetida durante sua construção e utilização.

Na elaboração do projeto é prática corrente nos escritórios de projetos estruturais simplificar os modelos utilizados para análise da estrutura: o projetista não analisa a estrutura real, mas sim uma versão idealizada de seu modelo mecânico. Dentro deste contexto usualmente no estudo de reservatórios retangulares de concreto armado os elementos constituintes do reservatório são analisados e dimensionados isoladamente. Ou seja, os reservatórios retangulares apoiados no solo são calculados como um conjunto de placas (lajes), cujo carregamento atua perpendicularmente ao plano médio da tampa, do fundo e das paredes. Já para os reservatórios elevados as paredes são dimensionadas como vigas ou chapas (vigas-parede) para carregamento vertical (ação paralela ao plano), conforme a relação entre o vão e a altura; e como placas para carregamento devido ao empuxo da água (ação perpendicular ao plano). Portanto para os reservatórios elevados a armadura deve ser detalhada através da combinação das duas considerações de cálculo, como placa e como vigas ou vigas-parede.

Nestes modelos de cálculo simplificados, tanto para reservatórios elevados quanto para os apoiados no solo, a determinação dos momentos fletores nas placas é feita pela Teoria das Placas baseada na Teoria da Elasticidade, porém comumente os calculistas utilizam tabelas simplificadas como as de CZÉRNÝ e MARCUS appud ROCHA (1974). Já as vigas-parede costumam ser dimensionadas pelo método simplificado proposto por LEONHARDT (1979).

Como os elementos são dimensionados isolados, deve-se compatibilizar os momentos fletores encontrados nas arestas comuns a duas lajes, visando levar em conta a continuidade da estrutura.

A elaboração de projetos de reservatórios retangulares em concreto armado merece especial atenção, devendo ser analisadas todas as etapas que envolvem o projeto, desde a concepção até o detalhamento, visando garantir a durabilidade, isto porque, nestas estruturas, o concreto está permanentemente em contato com líquidos, o que pode facilitar a ação de agentes agressivos que são responsáveis por desencadear os mais variados tipos de manifestações patológicas, podendo causar sérios danos aos líquidos reservados ou até comprometer a própria estrutura.

O interesse principal dos projetistas de estruturas de concreto tem sido as características de resistência do material, mas segundo METHA e MONTEIRO (1994), os conceitos de durabilidade devem ser inseridos nos projetos. A partir da década de 70, o avanço tecnológico dos materiais como concreto e aço, juntamente com as inovações das normas de concreto armado que visam garantir a utilização destes, contribuíram visivelmente para a redução das dimensões dos elementos estruturais. Estes novos conceitos foram inseridos nos projetos das estruturas de concreto armado, proporcionando economia de materiais, mas em contrapartida aumentaram a possibilidade de deformações e como consequência a maior incidência de manifestações patológicas. Nos reservatórios de concreto armado, estruturas que devem ser projetadas e executadas de forma a garantir a sua estanqueidade, o quadro não é diferente. A diminuição das seções, dos elementos constituintes dos reservatórios, somado à utilização de diâmetros maiores de armadura e a não verificação da abertura limite de fissuras, elevaram o número de manifestações patológicas incidentes nestas estruturas. (DAL MOLIN, 1988)

Atualmente, este quadro vem se agravando pelo uso de uma mão-de-obra de qualificação inferior e ao baixo nível de controle da qualidade realizado em cada uma das etapas do processo

da construção civil (planejamento, projeto, materiais, execução e uso) e, também, com a falta de compatibilidade entre as mesmas. (HELENE, 1997)

1.2 Justificativa

O panorama atual das estruturas de concreto armado nas obras hidráulicas e de saneamento em nosso país não é dos mais satisfatórios. Segundo CAMARGOS (1999) os reservatórios de concreto armado, construídos há aproximadamente 20 anos ou até em menos tempo, apresentam inúmeros problemas patológicos, indicando condições de baixa durabilidade e características inadequadas ao fim que se destinam. Esta constatação torna-se mais preocupante nos sistemas de abastecimento quando se verifica que o custo das estruturas de concreto armado, utilizadas para o armazenamento, representa de 25% a 45% do valor total da obra, chegando-se em alguns casos a 65%, dependendo do tipo de sistema implantado (CAMARGOS,1999). Além da relevância destes índices, soma-se o transtorno que surge pela desativação destas unidades para a sua recuperação, acarretando grandes danos à população em geral e aos cofres públicos.

A incidência de problemas patológicos nos reservatórios construídos em diversas cidades do estado de Santa Catarina, os elevados custos de reparos e diversos transtornos causados no dia a dia da operação de reservatórios que apresentam anomalias, somados à falta de estudos específicos acerca deste assunto, justificam a realização de uma análise comparativa entre os métodos de cálculo em projetos estruturais de reservatórios retangulares de concreto armado. Ressalta-se a importância de desenvolver condições que garantam a durabilidade esperada para estas estruturas desde a etapa de projeto, evitando sua deterioração precoce. Sabe-se que as falhas geradas na etapa de projeto são responsáveis pela implantação de manifestações

patológicas sérias, o que levanta argumentos para análise dos processos que compõe um projeto estrutural, desde a sua concepção até o detalhamento, visando garantir a durabilidade de todos os elementos constituintes da estrutura.

1.3 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é comparar os métodos convencionais com o Método dos Elementos Finitos para a análise estrutural de reservatórios retangulares de concreto armado elevados e apoiados no solo.

Como objetivos específicos pretende-se:

- 1) Fazer um estudo de malhas de elementos finitos para escolher a malha e o elemento adequado para as análises.
- 2) Apresentar e comparar os resultados obtidos pelo MEF nas análises bidimensional e tridimensional.
- 3) Realizar a comparação entre os métodos convencionais com o MEF em termos de esforços, deslocamentos e orientação de tensões principais nas paredes dos reservatórios.
- 4) Comparar os esforços e deslocamentos obtidos modelando-se os reservatórios apoiados no solo com apoios fixos e com apoios elásticos, variando-se também o coeficiente de mola de acordo com o tipo do solo.
- 5) Apresentar o estudo de caso de um reservatório retangular de concreto armado, apoiado no solo, com fissuras verticais ao longo de toda sua extensão, localizado no município de Lages - S.C, com capacidade para 4500 m³.

1.4 Estrutura da Dissertação

Este trabalho de dissertação está estruturado em sete capítulos que abordam aspectos relevantes do projeto e análise de reservatórios retangulares de concreto armado. No primeiro capítulo apresenta-se: os conceitos relevantes, a justificativa e objetivos desta dissertação.

No segundo capítulo descreve-se inicialmente os reservatórios retangulares em concreto armado a serem estudados, os tipos de ações atuantes nestas estruturas e as causas de fissuração.

No terceiro capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica dos métodos de dimensionamento convencionais para vigas-parede e lajes em concreto armado, citando-se também as principais prescrições normativas relacionadas ao dimensionamento destes elementos estruturais. Ainda neste capítulo os elementos constituintes dos reservatórios estudados são dimensionados pelos métodos de cálculo usuais.

O quarto capítulo é introduzido enfocando-se a utilização do Método dos Elementos Finitos como ferramenta de análise de estruturas nos dias de hoje. Apresenta-se a formulação dos elementos finitos do estado plano de tensão e elementos finitos de casca, descrevendo-se algumas recomendações para utilização destes elementos de forma a obter um modelo de análise eficiente. É feita a análise elástico-linear bidimensional e tridimensional dos reservatórios elevados e apoiados no solo, partindo-se da escolha da malha adequada, obtendo-se em seguida as tensões, momentos fletores e armaduras para os elementos estruturais dos reservatórios. Comparam-se os resultados obtidos para a análise bidimensional e tridimensional.

No quinto capítulo comparam-se os valores obtidos entre os métodos de cálculo usuais e os resultados analíticos pelo MEF.

No sexto capítulo apresenta-se um estudo de caso de um reservatório retangular de concreto armado, apoiado no solo, com fissuras verticais ao longo de toda sua extensão, comparando-se os esforços obtidos pela análise linear pelo Método dos Elementos Finitos com os esforços obtidos por métodos convencionais, para duas situações de apoio: apoios fixos e elásticos. Comparam-se ainda as armaduras originais de projeto, com as armaduras dimensionadas para cada consideração apresentada acima.

No sétimo e último capítulo são apresentadas às conclusões obtidas neste trabalho e recomendações quanto ao arranjo de armaduras em projetos estruturais de reservatórios retangulares, bem como sugestões para a continuidade desta pesquisa.

Figura 1 – Reservatório apoiado no solo (a), reservatório pouco enterrado (b)	23
Figura 2 – Reservatório enterrado (a), reservatório semi-enterrado (b)	23
Figura 3– Reservatório elevado apoiado na estrutura (a), reservatório sobre torre (b)	23

Figura 1 Figura 2 Figura 3 Figura 4

Figura 1 Figura 2 Figura 327

Figura 4 – Corte vertical: (a) rotações nas arestas dos reservatórios elevados devido as ações atuantes ; (b) rotações nas arestas dos reservatórios apoiados no solo devido as ações atuantes......27

2.3 Tipos de Ações e Ligações entre os Elementos Estruturais

Na elaboração do projeto de reservatórios de concreto deve-se analisar as ações atuantes e as ligações entre os elementos estruturais, sendo que estas variam de acordo com a posição do reservatório em relação ao solo.

Os carregamentos atuantes nos reservatórios elevados e apoiados no solo são (ROCHA, 1974):

- a) Reservatórios elevados: o peso próprio dos elementos estruturais, as cargas acidentais, o empuxo da água e, quando necessário, a ação do vento. Na Figura 5 pode-se observar um esquema com os carregamentos atuantes segundo os cortes verticais e horizontais.

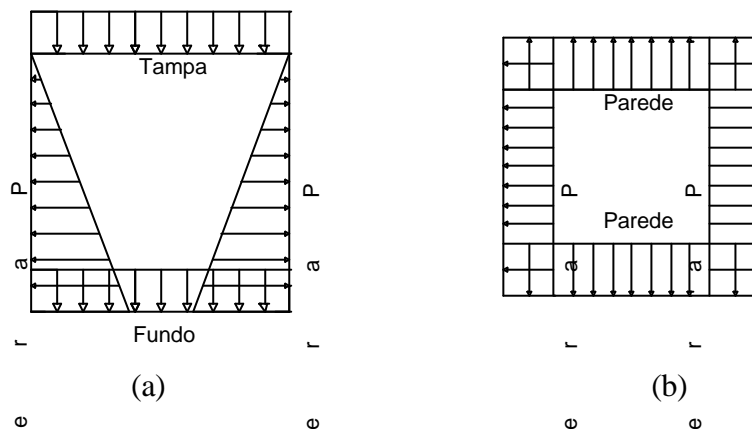


Figura 5- Reservatório elevado cheio: (a) corte vertical; (b) corte horizontal.

- b) Reservatórios apoiados no solo: o peso próprio dos elementos estruturais, as cargas acidentais, o empuxo da água, empuxo de terra e a reação do terreno. Para os reservatórios apoiados no solo devem ser analisadas duas situações de carregamento: reservatório cheio e vazio. Na Figura 6 pode-se observar o esquema de carregamento para o reservatório vazio. Para o reservatório cheio (Figura 6 (b)) há concomitância da ação devido a pressão de água e a reação do terreno, devendo-se considerar no cálculo a diferença entre estas duas ações.

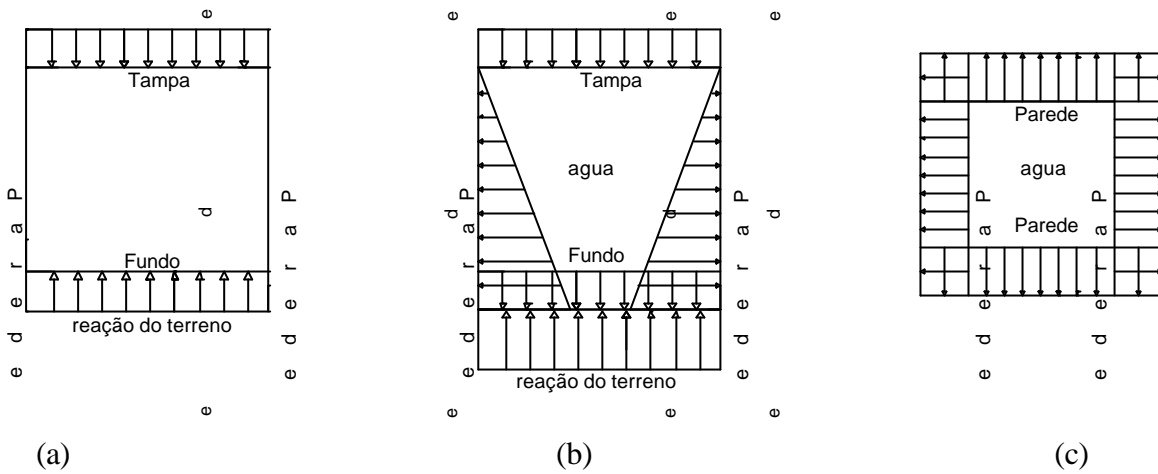


Figura 6 - Reservatório apoiado no solo: (a) corte vertical, vazio; (b) corte vertical cheio; (c) corte horizontal vazio.

No entanto, como a reação do terreno no fundo é sempre maior que o peso da água, o esquema de carregamento a ser adotado nas análises é o apresentado na Figura 7.

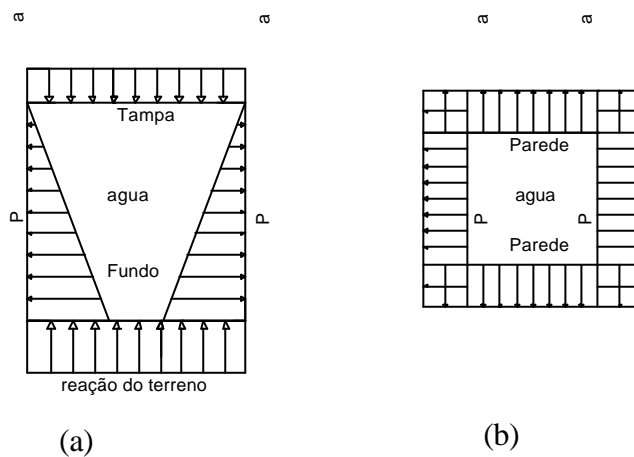


Figura 7 – Reservatório apoiado no solo cheio: (a) corte vertical reação do terreno menos peso da água; (b) corte horizontal.

Outra consideração importante na análise de reservatórios se refere as condições de ligação (vinculação) que são determinadas através do estudo das rotações das arestas dos elementos estruturais em função dos carregamentos atuantes. A Figura 8 demonstra resumidamente, num corte vertical, as ações atuantes e as rotações nas arestas para dois

reservatórios retangulares cheios, sendo um elevado e outro apoiado no solo. Observa-se que a direção das forças atuantes nos elementos estruturais produzem rotações nas arestas; quando as rotações têm o mesmo sentido não causam abertura ou fechamento considerável da ligação, pode-se considerar a aresta simplesmente apoiada (articulada). Quando as rotações possuem sentidos contrários originam um acréscimo de tensões devido a mudança dos esforços internos, podendo ocorrer abertura das ligações, portanto, nesta situação deve ser considerada a vinculação como engastamento. Os tipos de condições de vinculação em função do carregamento para os reservatórios retangulares elevados e apoiados no solo são assim especificados:

- a) Reservatório elevado: pode-se analisar separadamente cada elemento estrutural e seu respectivo carregamento. Para tanto a estrutura é dividida em três elementos: parede, tampa e fundo, onde:
- A parede deve ser analisada como placa, para o carregamento hidrostático atuando perpendicularmente ao seu plano, onde a condição de vinculação a ser considerada é de três lados engastados e a borda superior apoiada. Para o caso de reservatórios elevados deve-se ainda analisar as paredes como viga-parede, para os carregamentos paralelos ao seu plano (carga do fundo e reações da tampa), sendo que os esforços obtidos nesta análise devem ser adicionados àqueles obtidos na análise como placa.
 - Laje de fundo: deve ser considerada como uma placa, com quatro bordas engastadas nas paredes, onde atuam carregamentos perpendiculares a seu plano (peso próprio, revestimentos e peso total da água).
 - Laje de tampa: deve ser analisada como uma placa simplesmente apoiada sobre as paredes sob ação de carregamento perpendicular ao seu plano (peso próprio, revestimentos e carga accidental).

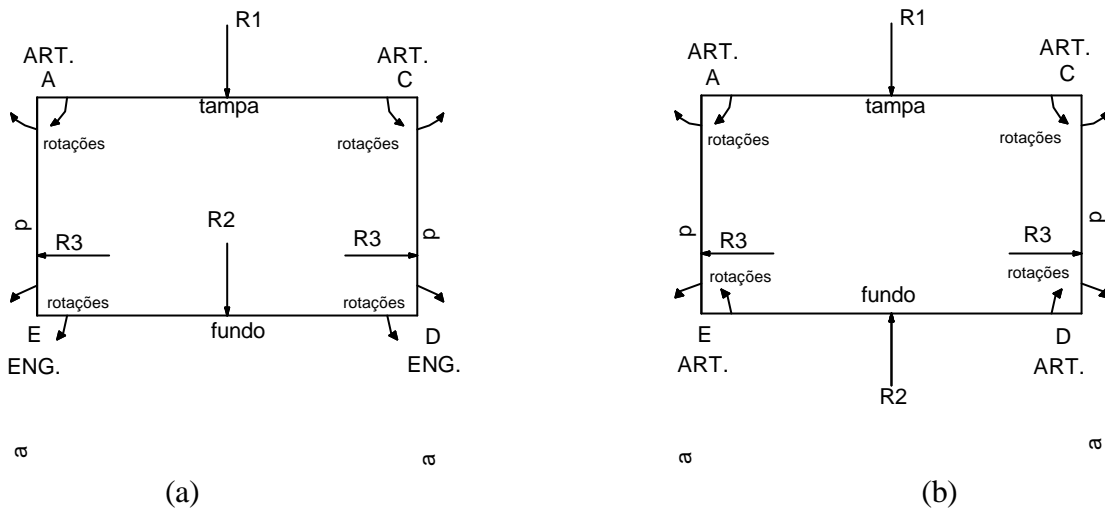


Figura 8 – Corte vertical: (a) rotações nas arestas de um reservatório elevado cheio; (b) rotações nas arestas de um reservatório apoiado no solo cheio.

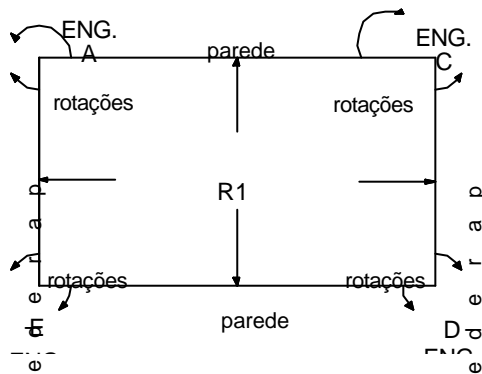


Figura 9 – Reservatórios cheios (corte horizontal) – rotações nas arestas dos reservatórios apoiados no solo e elevados.

b) Reservatório apoiado no solo: a estrutura também é dividida em três elementos, porém os carregamentos e condições de vinculação são um pouco diferentes das adotadas para o reservatório elevado:

- Na análise das condições de vinculação da parede deve-se levar em conta a forma do reservatório. No reservatório com forma cúbica (dimensões da base e altura com aproximadamente a mesma grandeza) a parede deve ser considerada como uma placa, com

carregamento hidrostático perpendicular ao plano para o reservatório cheio, sendo que a vinculação a ser considerada é de engastamento entre as paredes e simplesmente apoiada no fundo e na tampa. Para reservatório achatado deve-se analisar a parede como uma viga engastada no bordo inferior e apoiada no bordo superior, para o carregamento perpendicular ao plano; para esta situação o engastamento na realidade não é um engastamento perfeito, visto que esta consideração depende diretamente do tipo de solo, ou seja, para um solo muito rígido (rocha), o efeito do engastamento é muito importante, já para um solo de baixa resistência este efeito é quase nulo.

- A laje de fundo de reservatórios apoiados no solo funciona como um radier, neste caso o carregamento do fundo é igual ao peso total do reservatório acrescido do peso do líquido dividido pela área do fundo, sendo que a reação do solo provoca um carregamento de baixo para cima. Portanto a laje do fundo deverá ser dimensionada com as quatro bordas apoiadas.
- A laje de tampa deve ser analisada como uma placa contínua simplesmente apoiada sobre as paredes, sob ação dos carregamentos perpendiculares ao seu plano (peso próprio, revestimentos e carga acidental).

A análise das condições de vinculação entre os elementos estruturais de reservatórios de concreto armado é muito importante. As arestas são regiões para as aberturas de fissuras, pois as rotações e a mudança de direção dos esforços internos produzem tensões que podem aumentar a abertura das fissuras, e conseqüentemente prejudicar a estanqueidade. Portanto é conveniente que se considere no detalhamento as arestas em contato direto com a água, engastadas, visando garantir a estanqueidade. Observa-se também que a diferença de rigidez entre os elementos pode também ocasionar aberturas nas arestas devendo-se portanto assegurar que os elementos estruturais tenham espessuras e vãos teóricos adequados para garantir a rigidez entre as ligações.

2. RESERVATÓRIOS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO

2.1 Classificação e Descrição de Reservatórios Retangulares

Existem diversos aspectos, adotados por diferentes autores, que podem ser levados em consideração para classificação de reservatórios. Neste trabalho serão adotadas definições a partir da composição das indicações de CUNHA & SOUZA (1995) e GUERRIN (1970), onde os reservatórios podem ser classificados:

1) Quanto à posição do reservatório em relação ao solo:

a) ao nível do solo ou pouco enterrado (Figura 1);

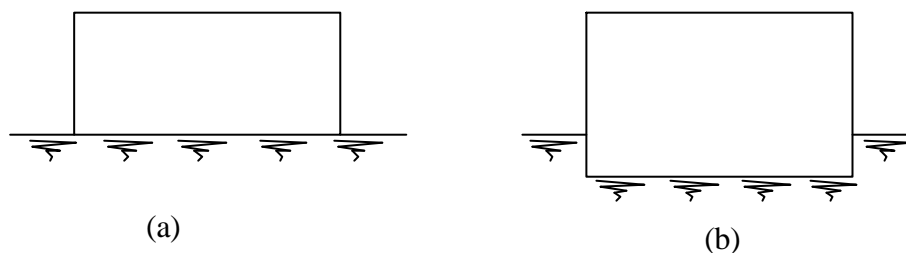


Figura 1 – (a) Reservatório apoiado no solo, (b) reservatório pouco enterrado

b) enterrados ou semi-enterrados (Figura 2);

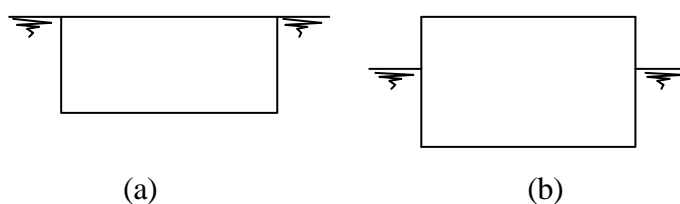


Figura 2 – (a) Reservatório enterrado, (b) reservatório semi-enterrado

c) superiores, normalmente sobre estruturas de edifícios, ou elevados, sobre torres com pilares (Figura 3);

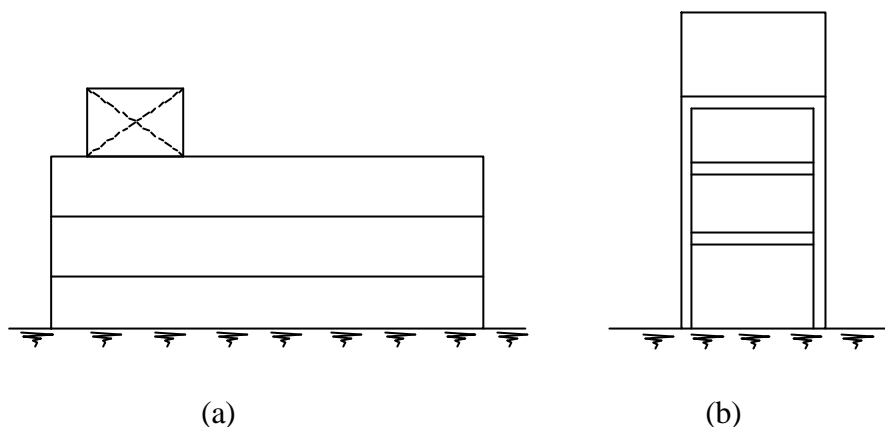


Figura 3– (a) Reservatório elevado apoiado na estrutura, (b) reservatório sobre torre

2) Quanto ao fechamento:

a) fechados, como por exemplo, as caixas d'água;

b) abertos, como por exemplo, as piscinas.

3) Quanto ao volume armazenado:

a) pequena capacidade;

b) média capacidade;

c) grande capacidade.

Abordando-se especificamente os reservatórios de água, estes poderiam ser classificados segundo o volume do líquido armazenado como:

a) reservatórios elevados:

- de pequena capacidade: volume [50m^3

- de média capacidade: volume entre 50m^3 e 200m^3

- de grande capacidade: volume / 200m^3

b) reservatórios semi-enterrados ou enterrados:

- de pequena capacidade: volume [100m^3
- de média capacidade: volume entre 100m^3 e 500m^3
- de grande capacidade: volume / 500m

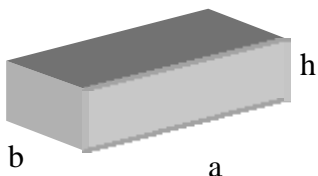
4) Quanto à complexidade (número e distribuição de células):

- a) simples;
- b) múltiplos;
- c) superpostos.

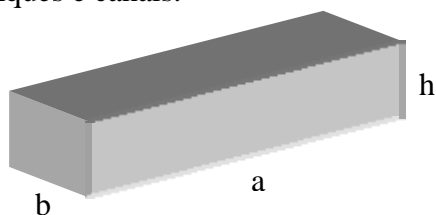
5) Quanto à forma de suas cubas:

Especificamente para reservatórios paralelepípedicos, COSTA (1998) ressalta a importância em classificar os reservatórios quanto à forma de suas cubas, visando facilitar a análise estrutural:

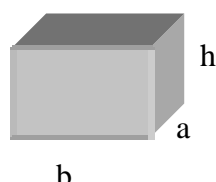
- a) Cuba achatada: aquela onde a altura é muito menor do que os outros dois lados, ou seja, $h < a$ e b . Como exemplo têm-se os grandes reservatórios térreos e piscinas.



- b) Cuba alongada: aquela onde o comprimento é muito maior do que a largura e a altura, ou seja, $a \gg b$ e h . São utilizadas para reservatórios especiais para captação de água, tanques e canais.



c) Cuba cúbica: aquela onde os dois lados e a altura são da mesma ordem de grandeza, ou seja, $a \sim b \sim h$. Exemplo de ocorrência: reservatórios de edifícios, pequenos reservatórios elevados de indústrias, etc..



Para a classificação apresentada, os reservatórios podem ser divididos em reservatórios armados segundo um plano horizontal, ou um plano vertical ou um plano horizontal e um vertical.

Qualquer que seja o tipo de reservatório, elevado, semi-enterrado ou enterrado, observa-se que as principais cargas são as devidas ao peso e à pressão da água. Desta forma, sempre que possível, projeta-se reservatórios com as alturas reduzidas, de modo a não sobrecarregar desnecessariamente o fundo e as paredes.

2.2 Descrição e Características Geométricas dos Reservatórios Estudados

Neste trabalho são analisados reservatórios retangulares apoiados no solo e elevados, fechados, com uma ou duas células. Os reservatórios analisados nos Capítulos 3,4 e 5 possuem cuba cúbica, com pequena capacidade de armazenamento (ver Figura 4). Já o reservatório objeto do estudo de caso (Capítulo 6) tem forma achatada com grande capacidade de armazenamento.

Os reservatórios elevados estudados na análise bidimensional (estudo de vigas-paredes) possuem as seguintes características geométricas:

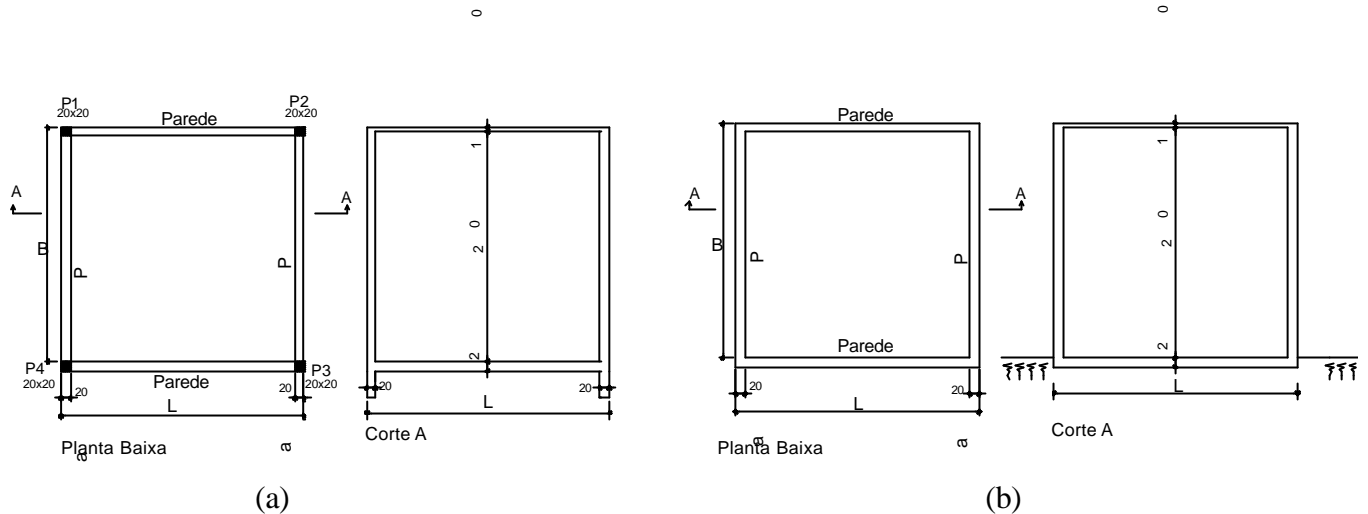


Figura 4 – Características geométricas: (a) reservatório elevado; (b) reservatório apoiado no solo.

a) Reservatórios elevados com uma célula:

- Reservatório nº 1: altura 3,2 m , área da base 3,2x3,2 m² (BxL);
- Reservatório nº 2: altura 3,2 m , área da base 3,2x4,8 m² (BxL);
- Reservatório nº 3: altura 3,2 m , área da base 3,2x2,4 m² (BxL);

b) Reservatórios elevados com duas células:

- Reservatório nº 12: altura 3,2 m , área da base 3,2x6,4 m² (BxL);
- Reservatório nº 22: altura 3,2 m , área da base 3,2x9,6 m² (BxL);
- Reservatório nº 32: altura 3,2 m , área da base 3,2x4,8 m² (BxL);

Na análise tridimensional (item 4.2.2) estuda-se o reservatório nº 1 (altura 3,2 m , área da base 3,2x3,2 m²), elevado e apoiado no solo, com cuba cúbica e composto de uma célula. No Capítulo 6, o reservatório escolhido para o estudo de caso é um reservatório achatado de duas células com altura de 4,67m, área da base 42x28 m².

Figura 1**Figura 2****Figura 3****Figura 4****Figura 5****Figura 6****Figura 7****Figura 8****Figura 9**

2.4 Fissuração

No dimensionamento de estruturas de concreto armado, como o concreto tem baixa resistência à tração, o mesmo irá apresentar fissuras. As fissuras reduzem a rigidez da estrutura, modificando substancialmente a distribuição interna das tensões.

Especificamente para os reservatórios de concreto armado o controle da fissuração é de extrema importância para garantir a durabilidade e evitar a perda da estanqueidade, portanto, nesta seção, apresenta-se resumidamente os tipos de fissuração, o limite de abertura de fissuras e as equações para a verificação da fissuração.

Existem vários tipos de classificação da fissuração em estruturas de concreto armado. Uma das classificações mais usuais é aquela que distingue as fissuras desenvolvidas no concreto em estado plástico daquelas desenvolvidas no concreto endurecido.

Fissuras desenvolvidas no concreto em estado plástico (fresco)

O concreto é considerado no estado plástico para o período anterior ao endurecimento, mesmo após o lançamento, ou seja, o período onde ainda é possível remodelar o concreto. Este período varia de uma a doze horas, dependendo da temperatura, da umidade do concreto e do uso de aditivos modificadores do tempo de pega, aceleradores ou retardadores. (RIPPER, 1986)

As fissuras do concreto fresco podem ser decorrentes de: assentamento plástico, da dessecação superficial e da movimentação das formas. Para diminuir a ocorrência de fissuras devido ao assentamento plástico, deve-se: evitar concretagens em temperaturas baixas e o uso de aditivos retardadores de pega ou gesso em excesso, pois, quanto maior o intervalo de tempo

decorrido antes da pega, tanto mais acentuada será a sedimentação. O aumento no recobrimento do concreto e a utilização de armaduras de menor diâmetro tendem a diminuir este tipo de fissuração. As fissuras decorrentes do assentamento plástico se estabilizam e não mais se modificam após o endurecimento do concreto.

Fissuras desenvolvidas no concreto endurecido

As fissuras desenvolvidas no concreto endurecido podem manifestar-se nas primeiras semanas após o lançamento do concreto ou após períodos prolongados de tempo. Estas fissuras são normalmente o resultado de fenômenos físicos, térmicos, químicos ou estruturais.

a) Retração por secagem

A retração hidráulica, ou por secagem, decorre da contração volumétrica da pasta pela saída da água do concreto conservado em ar não saturado. Uma parte desta retração é irreversível e deve ser diferenciada das variações devidas a umidade causada pela conservação alternada em ambientes secos e úmidos (retração reversível), sendo que a umidade relativa do meio ambiente exerce influência direta sobre a intensidade da retração.(DAL MOLIN,1988)

b) Movimentação térmica

As variações de temperatura em uma estrutura de concreto podem ocorrer devido a influências externas, tais como mudanças nas condições ambientais (variação da temperatura, incêndio) ou influências internas como o calor de hidratação do cimento, que eleva a temperatura do concreto. A importância das variações térmicas diz respeito à contração das peças estruturais, representando um esforço de tração sobre o concreto, podendo resultar em fissuras se em algum momento estas tensões originadas superarem a resistência à tração do concreto.

Algumas medidas preventivas podem ser adotadas nas etapas de projeto e execução visando limitar o aparecimento de fissuras, tais como:

a) Na etapa de projeto

- análise dos agentes agressivos atuantes e do meio ambiente (condições climáticas, principalmente variação de temperatura) em que a estrutura esta inserida, especificando no projeto a resistência, a classe e dosagem do concreto e o cobrimento da armadura adequados para garantir a durabilidade da estrutura;
- dimensionamento da armadura verificando-se o limite de abertura de fissuras;
- o projeto deve conter detalhes construtivos que garantam o correto posicionamento da armadura;
- utilizar diâmetros e espaçamentos de armaduras que não causem congestionamento de armadura;
- especificar o sistema adequado de impermeabilização.

b) Etapa de execução:

- garantir a homogeneidade do concreto;
- garantir a uniformidade do cobrimento;
- lançamento, adensamento e cura do concreto, bem executados e controlados.

Limite de abertura de fissuras

A NB-1 (1982) considera que o estado de fissuração é prejudicial ao uso ou à durabilidade da peça quando a abertura de fissuras na superfície do concreto ultrapassa os seguintes valores:

- a) 0,1 mm para peças não protegidas, em meio agressivo;
- a) 0,2 mm para peças não protegidas, em meio não agressivo;
- b) 0,3 mm para peças protegidas.

Estes valores podem ser majorados em até 25% desde que o cobrimento da armadura longitudinal à tração seja superior ao mínimo estabelecido por esta norma.

Como em reservatórios os elementos estruturais não são protegidos, em ambiente agressivo, o valor limite admissível para abertura de fissuras (w_{lim}) é de 0,1mm. Este valor é adotado principalmente para garantir a estanqueidade, e evitar a corrosão da armadura.

O Art 4.2 inciso 4.2.2 da NB-1 (1982) preconiza que a verificação da fissuração deverá ser efetuada pelo atendimento de uma das duas condições:

$$w_1 = \frac{1}{10} \cdot \frac{f}{2h_b - 0,75} \cdot \frac{s_s}{E_s} \cdot \left[\frac{4}{r_r} + 45 \right] \leq w_{lim} \quad (1)$$

$$w_2 = \frac{1}{10} \cdot \frac{f}{2h_b - 0,75} \cdot \frac{s_s}{E_s} \cdot 3 \frac{s_s}{f_{tk}} \leq w_{lim} \quad (2)$$

Onde:

ϕ - diâmetro das barras (mm);

σ_s - tensão de serviço na armadura;

η_b - coeficiente de conformação superficial das barras da armadura sendo $\eta_b=1$ (barras lisas)

CA-25 e CA-60 e $\eta_b=1,5$ (barras nervuradas) CA-50;

f_{tk} - resistência à tração do concreto $f_{tk} = 0,1f_{ck}$ quando $f_{ck} \leq 18$ N/mm² e $f_{tk} = 0,06f_{ck} + 0,7$ quando $f_{ck} > 18$ N/mm², onde o f_{ck} é a resistência característica a compressão do concreto;

ρ_r - taxa geométrica de armadura na seção transversal de concreto A_{cr} , que contribui para resistir

a fissuração, sendo $\tilde{\rho}_r = \frac{A_s}{A_{cr}}$.

A_{cr} - área a ser considerada na verificação da abertura de fissuras, constituída por retângulos, que envolvem a armadura de tração conforme Figura 10. Deve-se desprezar as partes deste retângulo não contidas na seção transversal. Para a situação de sobreposição dos retângulos deve-se considerar as barras como contidas em um único retângulo que fica definido pelo perímetro externo dos retângulos superpostos.

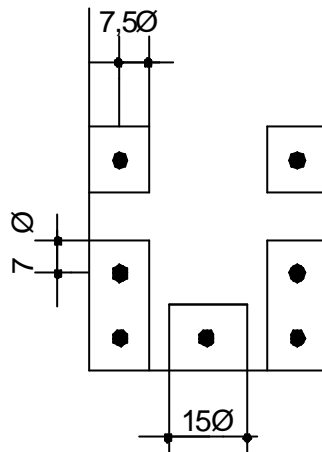


Figura 10 – Área de concreto considerada no cálculo da taxa de armadura contribuinte (A_{ct}) contra fissuração.

A_s -área da armadura tracionada.

E_s – módulo de elasticidade do aço

A tensão de serviço da armadura pode ser obtida através da equação:

$$s_s = \frac{R_{st}}{A_{s,ef}} \quad (3)$$

O valor da resultante na armadura principal é $R_{st} = \frac{M_{serv}}{z}$, onde M_{serv} é o momento fletor de serviço e z o braço de alavanca (ver Figura 11) do binário R_{st} e R_{cc} , obtido por:

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (4)$$

Onde x é a posição da linha neutra, a partir do bordo comprimido, que é obtida fazendo-se o momento elástico da seção transformada em relação a linha neutra igual a zero:

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} - a_e A_{s,ef} \cdot (d - x) = 0 \quad (5)$$

Sendo: b a largura da peça; d a altura útil; a_e a razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, $a_e = \frac{E_s}{E_c}$.

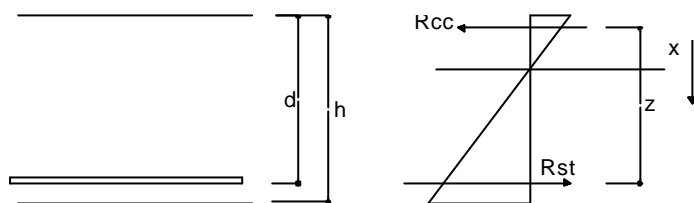


Figura 11 – Posição do braço de alavanca.

A equação (1) refere-se ao caso de fissuração sistemática (Teoria Básica da Fissuração), enquanto a equação (2) corresponde à fissuração não sistemática (Teoria da Dupla Ancoragem). A fissuração é considerada sistemática quando ocorre em condições nas quais as tensões de tração que deveriam atuar sobre o concreto ultrapassam a resistência à tração do mesmo. A fissuração não sistemática é aquela que ocorre eventualmente em algum ponto como, por exemplo, devido à existência de uma junta de concretagem (BURMAN appud DAL MOLIN, 1988).

O valor da abertura das fissuras pode sofrer influência de restrições a variações volumétricas e das condições de execução da estrutura; estes aspectos são difíceis de serem quantificados, não estando inclusos nesta verificação. Portanto, os critérios de avaliação da abertura de fissuras expostos anteriormente não garantem o valor exato da abertura de fissura, mas são adequados para a análise do comportamento real da estrutura (NB-1, 2001).

2.5 Cobrimento da Armadura

O cobrimento da armadura representa a menor distância entre qualquer das faces da peça e a superfície da barra. Sua função é fazer a proteção física da armadura devendo ser executado cuidadosamente, pois é através da abertura de fissuras nesta região, que os agentes agressivos do meio ambiente agem sobre o concreto e sobre a armadura, provocando, respectivamente, os

processos de deterioração e de corrosão (GUIMARÃES & GIONGO, 1997). Dentro deste contexto dois aspectos devem ser considerados: a espessura do cobrimento e a qualidade do concreto.

HELENE (1986) apresenta um levantamento do cobrimento mínimo exigido pelas principais normas internacionais (ACI, BSI, FIP), demonstrando o quão contraditório é o tema. Algumas destas normas levam em consideração vários fatores tais como microrregião, tipo de elemento construtivo (pré-fabricado, protendido), resistência do concreto à compressão e especificações quanto à dosagem adequada. Nestas normas o cobrimento mínimo exigido para o caso de reservatórios de concreto armado em contato com a água varia de 30 a 50mm.

A NB-1 (1982) indica para concreto em meio fortemente agressivo, que é o caso dos reservatórios de concreto armado, um cobrimento de 40mm. HELENE (1986) também especifica o cobrimento de 40mm para reservatórios em contato com água. Sugere, no entanto, que a escolha do cobrimento mínimo deve sempre estar relacionada com as especificações do concreto (tipo de cimento, consumo, relação água/cimento).

2.6 Composição do Concreto

Os requisitos para a composição do concreto dependem das condições ambientais às quais a estrutura está exposta. Para o caso de reservatórios de concreto armado, BRANDÃO & PINHEIRO (1997) recomendam, de acordo com a agressividade do líquido que armazenam, a utilização de um concreto com resistência à compressão entre 25 a 35 MPa e máxima relação água/cimento de 0,55 a 0,45 respectivamente. Esta especificação garante baixa permeabilidade visando aumentar a estanqueidade.

Figura 1**Figura 2****Figura 3****Figura 4****Figura 5****Figura 6****Figura 7****Figura 8****Figura 9****Figura 10****Figura 11**

Equação 1**Equação 2****Equação 3****Equação 4****Equação 5**

Figura 1 Figura 2 Figura 3 Figura 4 Figura 5 Figura 6 Figura 7	40
Figura 8- Tensões horizontais σ_x no meio do vão de uma viga (a); tensões horizontais σ_x no	42
Figura 9- Armação típica de viga parede com $h \leq \ell$ (NB-1,2000)	46
Figura 10- Dois tipos mais comuns de vigas-parede em relação ao carregamento	47
Figura 11 – Tensões σ_x, valor e posição dos esforços resultantes no meio do vão, em vigas-parede de um só vão, com carregamento uniforme na parte superior (Estádio I) para diversos valores de ℓ/d e para $c/\ell = 0.1$ (c=largura do apoio). (LEONHARDT,1979)	56
Figura 12 - Variação das tensões s_x, s_y e $\hat{\sigma}_{xy}$, e da trajetória de tensões principais s_I e s_{II} em vigas-parede de um só vão com $\ell/d=1$ e $c/\ell =0.1$ para carregamento na parte superior e na inferior. (LEONHARDT,1979)	57
Figura 13 -Valores relativos do esforço de tração Z/p, do braço de alavanca z/d e da distância da linha neutra ao bordo inferior, x_y/d, em chapas de um só vão com seção transversal retangular – segundo Navier (linha fina) e segundo a teoria das chapas (linha grossa) – em função da esbeltez l/d. (LEONHARDT, 1979)	58
Figura 14 -O peso próprio da viga-parede incluído dentro do semi-círculo ou da parábola deve ser suspenso na parte superior.(LEONHARDT,1979)	59
Figura 15 – Configuração fissurada de uma viga-parede, próximo à ruptura, sujeita a dois tipos de carregamento. (LEONHARDT,1979)	61
Figura 16 – Notações para o dimensionamento de vigas parede de um vão (a), e dois vão (b). (LEONHARDT, 1979)	63
Figura 17 –Região recomendada para a disposição da armadura vertical	64
Figura 18 –Desenvolvimento da trajetória de tensões principais e arranjo de armaduras recomendado para uma viga-parede com apoio direto, e carregamento no bordo superior. (LEONHARDT, 1979)	65
Figura 19 – Desenvolvimento da trajetória de tensões principais em vigas contínuas, no Estádio I, para carregamento atuante no bordo superior. (LEONHARDT,1979)	66
Figura 20 – Indicação para distribuição da armadura do banzo tracionado sobre os apoios de vigas contínuas. (LEONHARDT,1979)	67
Figura 21- Exemplos de disposição de armaduras em viga-parede com dois tramos	67
Figura 22 - Cargas que devem ser ancoradas na parte superior da viga-parede através de uma armadura de suspensão. (LEONHARDT,1979)	68
Figura 23 – Desenvolvimento das trajetórias de tensão principal, para cargas no bordo inferior com relação $\ell/d=1$. Zona de influência para qual as cargas devem ser penduradas. (LEONHARDT,1979)	69
Figura 24- Armadura para uma viga-parede com apoio direto e carga pendurada. (LEONHARDT,1979)	70
Figura 25 – Armadura complementar na região do apoio	73
 Quadro 1 – Classificação das vigas-parede segundo as normas estruturais mais utilizadas (VELASCO,1984)	42
Quadro 2– Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados	74

3. MÉTODOS CONVENCIONAIS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1 Métodos de Análise para Vigas-parede (chapas)

3.1.1. Definição

Vigas-parede são elementos estruturais utilizados nos projetos de engenharia, principalmente em paredes de reservatórios como caixas d'água e silos; em fachadas de edifícios; como elementos de transição suportando a carga de pilares; como blocos de coroamento de estacas; como estruturas de contenção em subsolos; em plataformas marítimas; etc.

As vigas-parede, por serem altas, apresentam problemas de estabilidade como corpo rígido e, às vezes, de estabilidade elástica. Enrijecedores de apoio ou travamentos são quase sempre necessários. Devem ser consideradas ainda as perturbações geradas por cargas concentradas, aberturas ou engrossamentos. Estas perturbações podem influir significativamente no comportamento e resistência do elemento estrutural.

A diferença essencial entre vigas (elementos lineares) e vigas-parede (chapas) está relacionada com o diferente desenvolvimento das tensões principais para a solicitação de flexão, que se torna evidente no diagrama das tensões normais horizontais (σ_x) no meio da viga. Enquanto o diagrama de tensões normais σ_x de uma viga é retilíneo, Figura 12 (a), no caso de vigas-parede este diagrama possui grande curvatura com uma pequena zona de tração e uma grande zona de compressão, como pode ser observado na Figura 12 (b). Esta diferença entre o diagrama de tensões σ_x de uma viga-parede e uma viga é

perceptível a partir de $\ell/h=2$, aumentando a medida que esta relação diminui, sendo que ℓ é o vão teórico e h a altura total da viga.

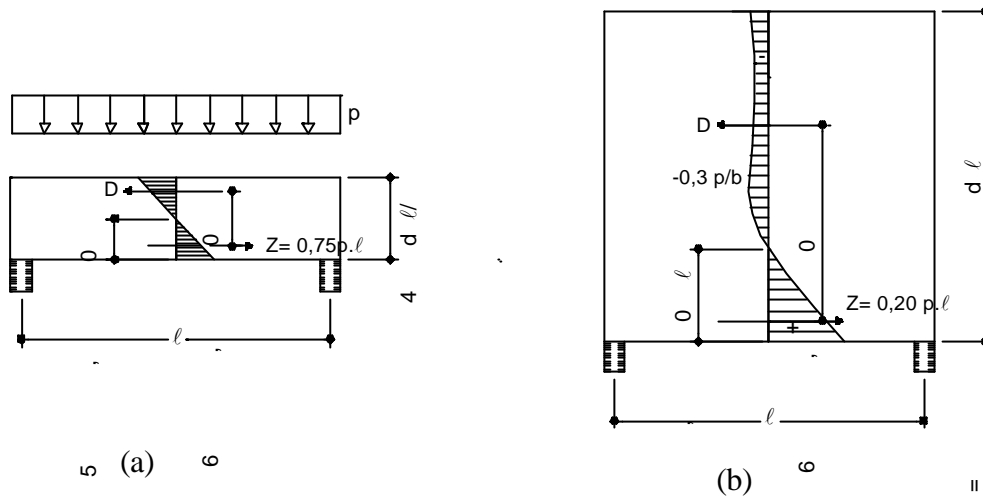


Figura 12 – (a) Tensões horizontais σ_x no meio do vão de uma viga; (b) tensões horizontais σ_x no meio do vão da viga-parede (LEONHARDT,1979).

A razão ℓ/h , que classifica uma viga-parede, varia de acordo com a norma estrutural utilizada. O Quadro 1 apresenta os limites prescritos pelas principais normas.

Quadro 1 – Classificação das vigas-parede segundo as normas estruturais mais utilizadas (VELASCO,1984).

NORMAS	ℓ/h		
	Vão único	Dois vãos	Mais de dois vãos
NB-1 (1982)	≤ 2.0	≤ 2.5	≤ 2.5
CEB-FIB	< 2.0	< 2.5	< 2.5
DIN 1045	< 2.0	< 2.5	< 3.0
CP110	< 2.0	< 2.5	< 2.5
ACI Flexão	≤ 1.25	≤ 2.5	≤ 2.5
ACI Cisalhamento	≤ 5.0	≤ 5.0	≤ 5.0

Os limites do Quadro 1 foram adotados pelo CEB-FIB e NB-1 (1982) considerando-se a distribuição das deformações ϵ_x , a qual deixa de ser linear quando os

valores da relação l/h estão aquém dos limites definidos acima. O ACI, por outro lado, diferencia os limites adotados no tratamento à flexão e no tratamento ao cisalhamento: no caso da flexão a viga deve ser tratada como viga-parede, quando a relação l/h for menor que 2,5 para vigas contínuas e menor que 1,25 para vigas de tramo único; no caso do cisalhamento, são tratadas como vigas-parede aquelas cuja relação l/h for menor que 5.

Segundo GOMES (1985), um dos primeiros trabalhos sobre viga-parede foi realizado por Dischinger, que estudou a determinação de tensões na fase elástica. Cheng e Pei, baseando-se nos trabalhos de Chow, Conway, Winter e Uhlmann, deduziram, através da teoria da elasticidade, expressões que determinam as tensões para diversas condições de contorno. Uma vez obtidas as tensões, a armadura era colocada nas regiões onde as tensões de tração excediam a resistência do concreto. Rosenhaupt, Paiva, Homes e Manson posteriormente complementam a discussão. Entretanto, estas expressões, advindas da Teoria da Elasticidade, não levavam em consideração a peça no estado fissurado.

Leonhardt observou que as tensões reais excediam as tensões teóricas nas regiões próximas aos apoios e estas excediam as tensões reais nas regiões próximas ao centro do vão. Os resultados dos trabalhos de Leonhardt são os principais fundamentos das recomendações internacionais do CEB-FIB sobre vigas-parede, incluídas em 1970.

O tratamento matemático exato de vigas parede é bastante complexo para fins práticos de projetos de engenharia estrutural. Mesmo considerando um material homogêneo e perfeitamente elástico, as tensões σ_x como já foi visto, não podem mais ser determinadas pela resistência dos materiais com base na hipótese de Navier, pois as seções não mais permanecem planas após a deformação, em virtude da pequena relação l/h . Além disso, as tensões verticais (σ_y) e cisalhantes (τ_{xy}) influem na distribuição de tensões normais (σ_x), sendo necessário determinar os

esforços internos considerando-se as condições de equilíbrio, contorno e compatibilidade bem mais complexos.

O comportamento das vigas-parede é influenciado por um número muito grande de variáveis o que dificulta o seu dimensionamento, por exemplo, dependendo do tipo do carregamento e do bordo em que este é aplicado, e da relação ℓ/h , ter-se-ão distribuições particulares para as tensões, acarretando conseqüentemente comportamentos distintos. Outros fatores significativos: o enrijecimento ou não dos apoios; a espessura da viga; o tipo de apoio se é direto ou indireto; as resistências do concreto à compressão e à tração; a taxa de armadura e a maneira de distribuir e ancorar as barras de aço da armação.

Especificamente no caso de reservatórios de concreto armado, as vigas que compõe a estrutura geralmente possuem a relação ℓ/h de vigas-parede sendo utilizadas para absorver e transmitir os esforços no plano, oriundos das ações atuantes na laje da tampa e laje do fundo, bem como o peso próprio desta estrutura. Nestes elementos ainda atuam ações fora do plano, que correspondem à ação da água e do vento para reservatórios elevados e a ação da água e do solo para aqueles apoiados no solo. Para estas ações a viga-parede deverá ser analisada também como placa.

Segundo VELASCO (1984), na maioria das vezes as vigas-parede são projetadas em situações onde se exige que suportem as cargas atuantes e que não fissurem. No caso de um reservatório de água, por exemplo, antes que a primeira fissura se torne visível, já existe o vazamento e a recuperação da estrutura é bastante complexa. Num estudo sobre vigas-parede é importante determinar além da carga última, aquela em que se inicia a fissuração e qual sua relação com a carga de ruptura, portanto, estas estruturas não podem atingir o estado limite último nem os estados limites de utilização, sendo necessário utilizar métodos especiais de

análise e projeto, que levem em conta não só a totalidade dos momentos e cargas aplicadas, mas também os modelos de tensões e as deformações internas da viga-parede.

No próximo item destacam-se alguns conceitos e recomendações, das normas NB-1 (2001), CEB e ACI, para o dimensionamento de vigas-parede.

3.1.2 - Prescrições normativas para vigas-parede

Recomendações da Norma Brasileira (NB-1, 2001)

O projeto da norma brasileira de concreto armado NB-1 (2001) define viga-parede, em seu item 14.4.2.2, como uma chapa (elemento estrutural de superfície plana sujeito principalmente a ações contidas em seu plano) onde o vão é menor que três vezes a maior dimensão da seção transversal. Ressalta no seu item 22.2.2 que o comportamento estrutural das vigas-parede tem algumas características específicas, destacando-se entre elas, em primeiro lugar, ineficiências, seja à flexão, seja ao cisalhamento, quando comparadas às vigas usuais.

Quanto ao dimensionamento, recomenda em seu item 22.2.3 que para cálculo de vigas-parede são permitidos modelos planos elásticos ou não lineares e modelos biela-tirante. Com relação às dimensões da viga parede, a NB-1(2001) aconselha uma espessura mínima de 15 cm para as vigas-parede (item 13.2.2).

Para o detalhamento a NB-1 preconiza o seguinte, nos respectivos itens:

“22.2.4.1 Armadura de flexão

Nas vigas-parede os tirantes de tração não podem ser concentrados em uma ou poucas camadas de armadura, mas devem cobrir toda a zona efetivamente tracionada, conforme modelo de cálculo adotado. Para as vigas biapoiadas como mostra a Figura 13, essa armadura deve ser distribuída em altura da ordem de 0,15h.

Deve ser considerado o fato de que nas vigas-parede contínuas a altura de distribuição da armadura negativa dos apoios é ainda maior.

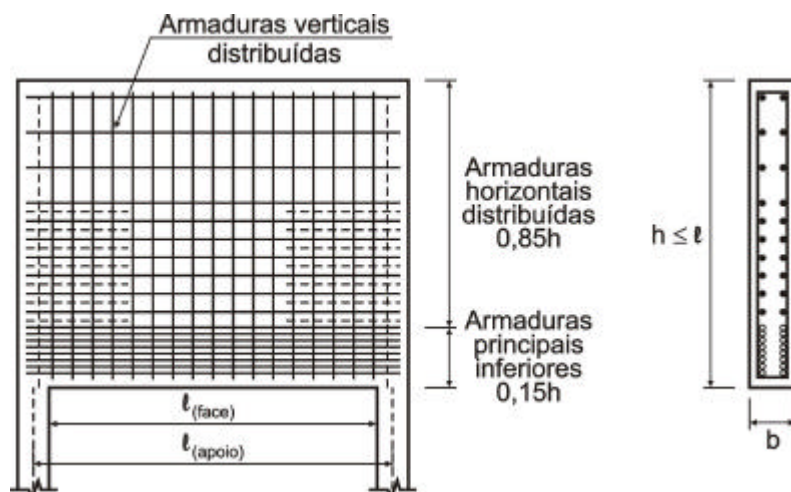


Figura 13 - Armação típica de viga parede com $h \leq l$ (NB-1,2001).

22.2.4.2 Ancoragem da armadura de flexão (positiva) nos apoios

A armadura de flexão deve ser prolongada integralmente até os apoios e aí bem ancorada. Não devem ser usados ganchos no plano vertical, dando-se preferência a laços ou grampos no plano horizontal, ou dispositivos especiais (ver Figura 13).

22.2.4.3 Armadura transversal

A armadura transversal deve ser calculada considerando o disposto em 22.2.2 e respeitando um valor mínimo que permita o controle da fissuração. Esse valor mínimo é maior que o das vigas usuais.

No caso de carregamento pela parte inferior da viga, essa armadura deve ser capaz de suspender a totalidade da carga aplicada (ver Figura 14).

Essas armaduras devem envolver as armaduras horizontais, principais ou secundárias.”

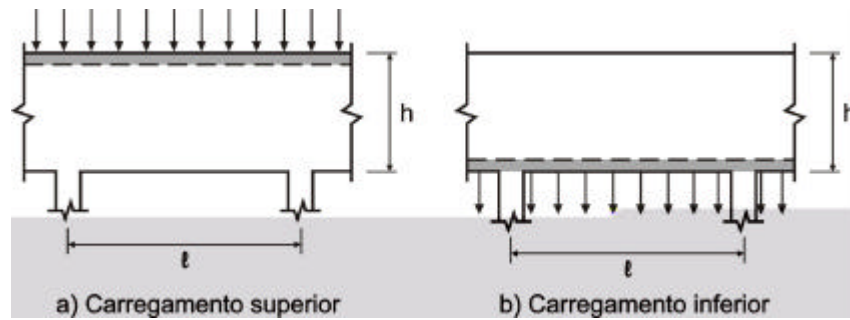


Figura 14 - Dois tipos mais comuns de vigas-parede em relação ao carregamento (NB-1,2001).

Método proposto pelo CEB-FIP

O método de cálculo recomendado pelo Comitê Euro-internacional de Concreto (CEB-FIP,1970) aplica-se às vigas-parede simplesmente apoiadas submetidas a qualquer tipo de carregamento; neste método basicamente dimensiona-se a viga-parede à flexão com algumas exigências quanto ao cisalhamento, espaçamento e distribuição das barras.

A armadura principal de tração é calculada determinando-se o braço de alavanca "z" entre as resultantes de tração e compressão, de forma aproximada no regime elástico, pelas expressões:

$$z = 0,2(l + 2h) \quad \text{para } 1 \leq \frac{l}{h} < 2 \quad (6)$$

$$z = 0,6 \cdot l \quad \text{para } \frac{l}{h} < 1 \quad (7)$$

O esforço obtido de tração "T" que deve ser resistido pela armadura é obtido pela expressão:

$$T = \frac{g_f M}{z} \quad (8)$$

Onde g_j é o coeficiente de segurança e M é o momento fletor máximo.

Estas fórmulas foram desenvolvidas com base na distribuição das tensões no estado não fissurado. Com o surgimento das primeiras fissuras de flexão, o braço interno de alavanca aumenta e, conseqüentemente, o esforço de tração na armadura principal é menor que o calculado. VELASCO (1984) salienta que no método proposto pela CEB-FIP a armadura está trabalhando com certa margem de segurança, fato este confirmado pelos trabalhos experimentais apresentados em sua dissertação.

Nota-se que o cálculo da resistência à flexão de vigas-parede é feito sem a consideração da resistência à compressão do concreto e da espessura da viga. A ausência destes dois parâmetros é justificada pelo fato das tensões de compressão devidas à flexão não atingirem valores críticos.

O CEB-FIP limita ainda o valor da força cortante através das expressões apresentadas abaixo, sendo que estas são função apenas da resistência à compressão do concreto e das dimensões da viga. Estes valores são muito conservadores como demonstram os trabalhos experimentais (VELASCO, 1984).

$$V_u = 0,1b \quad h \quad f_c \quad \text{quando } 1 \leq \frac{l}{h} \quad (9)$$

$$V_u = 0,1b \quad l \quad f_c \quad \text{quando } 1 > \frac{l}{h} \quad (10)$$

Observa-se pelas equações 9 e 10 que a armadura da alma constituída por estribos horizontais não contribui para a resistência da viga, entretanto esta deve ser utilizada observando-se a disposição e os valores mínimos recomendados, a fim de manter pequena a abertura das fissuras.

Recomendações CEB-FIP quanto à disposição das armaduras:

a – Posicionamento da armadura principal longitudinal

Deve-se distribuir a armadura positiva a uma altura de $(0,25h - 0,05l)$ a partir da face inferior da viga. A metade da armadura negativa deve ser prolongada até o apoio e a outra metade pode ser interrompida a uma distância de $0,4h$ do apoio. Esta armadura deve ser distribuída em duas faixas:

- Faixa superior, entre $0,8h$ e h , nesta faixa deve-se colocar uma fração da armadura igual a $1/2(l/h - 1) \leq 1/4$ de toda a armadura negativa;
- Faixa intermediária, entre $0,2h$ e $0,8h$, com o resto da armadura.

A limitação de $1/4$ da armadura na banda superior tem por objetivo impedir que esta tenha menos armadura por unidade de altura que a banda intermediária.

b – Armadura de alma

A disposição da armadura de alma deve ser composta por estribos verticais e horizontais em cada face da viga, sendo que:

$$\left. \begin{array}{l} A_h = 0,0020b.s_h \\ A_v = 0,0020b.s_v \end{array} \right\} \quad (11)$$

onde:

s_h é o espaçamento da armadura horizontal

s_v é o espaçamento da armadura vertical

A_h é a área da armadura horizontal

A_v é a área da armadura vertical

c – Região dos apoios

Para cálculo das reações de apoio deve-se proceder como se fosse uma viga esbelta, acrescentando-se 10% nas reações dos apoios extremos. Para evitar que as tensões de compressão nos apoios não sejam elevadas, as reações não devem ser superiores a:

$$0,8b(a+h)fcd \quad \text{para os apoios extremos} \quad (12)$$

$$1,2b(a+2h)fcd \quad \text{para os apoios internos} \quad (13)$$

onde :

a é a largura do apoio

h é a espessura da viga

$a+2h$ é o ângulo de espraçamento a 45°

Método proposto pelo ACI

O método proposto pelo ACI (1971), ao contrário do CEB-FIP, enfatiza o dimensionamento para resistência ao cisalhamento, sendo que a resistência total ao cisalhamento é obtida superpondo-se as resistências oferecidas pelo concreto e pela armadura de alma. As fórmulas apresentadas pelo ACI para o dimensionamento ao cortante aplicam-se a vigas-parede simplesmente apoiadas sujeitas a cargas aplicadas no bordo superior.

A tensão de cisalhamento resistida pelo concreto é determinada através da equação:

$$v_c = \left[3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \right] \left[1,9 \sqrt{f_c} + 2500 r \frac{V_u d}{M_u} \right] \leq 6 \sqrt{f_c} \quad (14)$$

Onde f_c é a resistência a compressão do concreto em lbf/pol².

Sendo que:

$$\left[3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \right] \leq 2,5 \quad \text{ou seja} \quad M_u \geq 0,4 V_u d \quad (15)$$

Na equação 14, o primeiro termo não deve exceder 2,5 e M_u e V_u são calculados nas seções críticas. No caso de cargas concentradas, a seção crítica está situada no centro de distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga e a face interna do apoio; para cargas distribuídas está localizada a $0,15 l_v$, onde l_v é o comprimento do vão de face a face do apoio. O segundo termo entre colchetes representa o esforço cortante correspondente à formação da primeira fissura inclinada e o primeiro termo representa a capacidade resistente da viga acima do esforço cortante responsável pela formação desta fissura.

Caso a tensão de projeto $v_u = \frac{V_u}{bd}$ (16) exceda f_v , onde v_c é dada pela Equação 14 e o

f é um fator de redução (0,85 para viga-parede) deve-se utilizar estribos, sendo que v_u não deve ultrapassar $f v_n$, sendo v_n dado por:

$$\begin{aligned} v_n &= 8\sqrt{f_c} && \text{para } \frac{l_v}{d} < 2 \\ v_n &= \frac{2}{3} (10 + l_v/d)\sqrt{f_c} && \text{para } 2 \leq \frac{l_v}{d} < 5 \end{aligned} \quad (17)$$

Caso v_u ultrapasse $f v_n$, deve-se redimensionar a seção.

Quando a tensão v_c é menor que a tensão v_n , a armadura de alma deve ser tal que a equação abaixo seja satisfeita:

$$\frac{A_v}{s_v} \left[\frac{1 + l_v/d}{12} \right] + \frac{A_h}{s_h} \left[\frac{11 - l_v/d}{12} \right] = \frac{(v_u - v_c) b}{f_y} \quad (18)$$

onde:

s_v é o espaçamento entre os estribos verticais

s_h é o espaçamento entre os estribos horizontais

A_v é a área dos estribos verticais no espaçamento s_v

A_h é a área dos estribos horizontais no espaçamento s_h

A armadura da alma deverá ser distribuída em todo vão obedecendo aos seguintes limites:

$$A_h \geq 0,0025 b s_h \quad (19)$$

$$s_h \leq \begin{cases} d/3 \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_v \geq 0,0015 b s_v \quad (20)$$

$$s_v \leq \begin{cases} d/5 \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

O uso da armadura da alma é obrigatório e deve ser disposta formando uma malha ortogonal, observando-se os valores mínimos recomendados.

Segundo VELASCO (1984) os resultados fornecidos por este método apresentam pouca dispersão, mas são conservadores quando comparados com resultados experimentais.

Os conceitos e recomendações relatados, prescritos pela normas NB-1, CEB-FIP e ACI, não avaliam a resistência última das vigas-parede. Todos sugerem recomendações, que se observadas, permitirão o dimensionamento da peça com uma boa margem de

segurança quanto a sua resistência última e, ao mesmo tempo, obedecendo a certos critérios relativos aos estados de utilização, sobretudo o estado de fissuração.

3.1.3 Critérios para dimensionamento de vigas-parede

Para o dimensionamento de vigas-parede deve-se levar em consideração as condições de equilíbrio e esforços internos, já que a Resistência dos Materiais para vigas usuais não pode ser aplicada, uma vez que em vigas-parede as seções deixam de permanecer planas após a flexão. Para tanto existem quatro métodos clássicos para determinação das tensões segundo LEONHARDT (1979): Teoria das Chapas, com as funções de Airy; Método dos Elementos Finitos; análise através de modelos, como por exemplo, a determinação de tensões através da fotoelasticidade; ou ainda através da superposição das tensões puras de chapas - devidas às cargas - com as tensões de flexão e cisalhamento, calculadas pela Resistência dos Matérias - devidas aos esforços solicitantes (momento fletor e esforço cortante).

Além destes métodos citados por LEONHARDT (1979), pode-se citar também o Método das Diferenças Finitas, em que a viga-parede é discretizada por uma malha regular. As dificuldades encontradas neste método estão relacionadas com as condições de contorno, no caso de apoios pontuais, e também na consideração de cargas concentradas. O método de “Bilela e Tirante” também tem sido utilizado recentemente para o cálculo de vigas-parede. Neste método considera-se dentro da estrutura a ser analisada barras ideais retilíneas comprimidas e tirantes tracionados: as barras retilíneas são formadas por bielias de concreto e as tracionadas são constituídas pelas armaduras (FUSCO, 1995).

Todos os métodos relacionados acima consideram, via de regra, um material homogêneo, isotrópico e perfeitamente elástico, a não ser o Método dos Elementos Finitos, no qual pode-se

considerar a não linearidade física do material, levando em conta a fissuração e o escoamento das armaduras, através de uma análise não-linear.

Visando facilitar a análise de vigas-parede, LEONHARDT (1979) desenvolveu um método prático de cálculo para o dimensionamento das armaduras de vigas-parede consideradas no Estádio II. Neste método são aplicadas fórmulas aproximadas, a favor da segurança, para a obtenção do braço de alavanca, baseadas na distribuição de tensões no Estádio I. As armaduras obtidas são em geral pequenas, não justificando portanto a consideração do braço de alavanca no Estádio II, que seria maior, conduzindo assim a armaduras ainda menores. Leonhardt recomenda certos critérios relativos à distribuição da armadura, que foram obtidos através da análise de numerosos ensaios em corpos de prova levados até a ruptura. Apresentam-se abaixo os princípios deste método prático de cálculo.

Determinação dos esforços solicitantes e tensões em vigas-parede

Os esforços solicitantes devidos a cargas permanentes e acidentais em vigas-parede devem ser calculados da mesma forma que em outros elementos estruturais. Nas vigas hiperestáticas, deve-se observar que pequenas deformações verticais dos apoios alteram profundamente as reações de apoio por causa da grande rigidez destas peças; recomenda-se por isto no dimensionamento adotar um acréscimo nos esforços solicitantes calculados. Também deve-se observar que os momentos no vão são maiores e menores nos apoios do que no caso de vigas esbeltas com rigidez à flexão constante. (LEONHARDT,1979)

As figuras abaixo mostram a dependência entre a componente σ_x e a esbeltez ℓ/d , para vigas-parede de um único tramo, apresentada por LEONHARDT (1979), onde:

- Na Figura 15 (a) está representada a distribuição de tensões σ_x retilínea de uma viga com relação $\ell/d=4$.
- A Figura 15 (b,c, d) apresenta a variação das tensões σ_x , conforme a relação ℓ/d , para uma viga-parede sobre apoios diretos, com carregamento uniformemente distribuído na parte superior, onde ℓ é o vão teórico e d a altura de cálculo;
- As resultantes dos esforços de tração e compressão na direção x , estão representadas por Z e D , respectivamente. Apresenta-se também o valor destas resultantes e sua localização.
- As diferenças entre os valores do braço de alavanca z tornam-se perceptíveis a partir de $\ell/d=2$ (Figura 15 (b)).
- Para a viga-parede com a relação $\ell/d=1$, é importante salientar que as tensões σ_x e τ_{xy} permanecem iguais para os dois tipos de carregamento (na borda inferior e superior), somente as tensões σ_y são diferentes, alterando o desenvolvimento das tensões principais σ_I e σ_{II} , o que modifica radicalmente o comportamento resistente.
- Para $\ell/d < 1$, apesar do braço de alavanca diminuir, os valores de Z variam pouco, ou seja nesta situação apenas a parte inferior da parede com altura aproximadamente igual a ℓ colabora na resistência, portanto, a parte superior atua como carga distribuída (Figura 15(d)).

Através da análise comparativa apresentada na Figura 15, entre os diagramas de tensões σ_x de vigas e vigas-parede, observa-se que para as vigas-parede o eixo neutro fica mais baixo, a tensão de tração atinge um maior valor e a região comprimida aumenta (VELASCO, 1984).

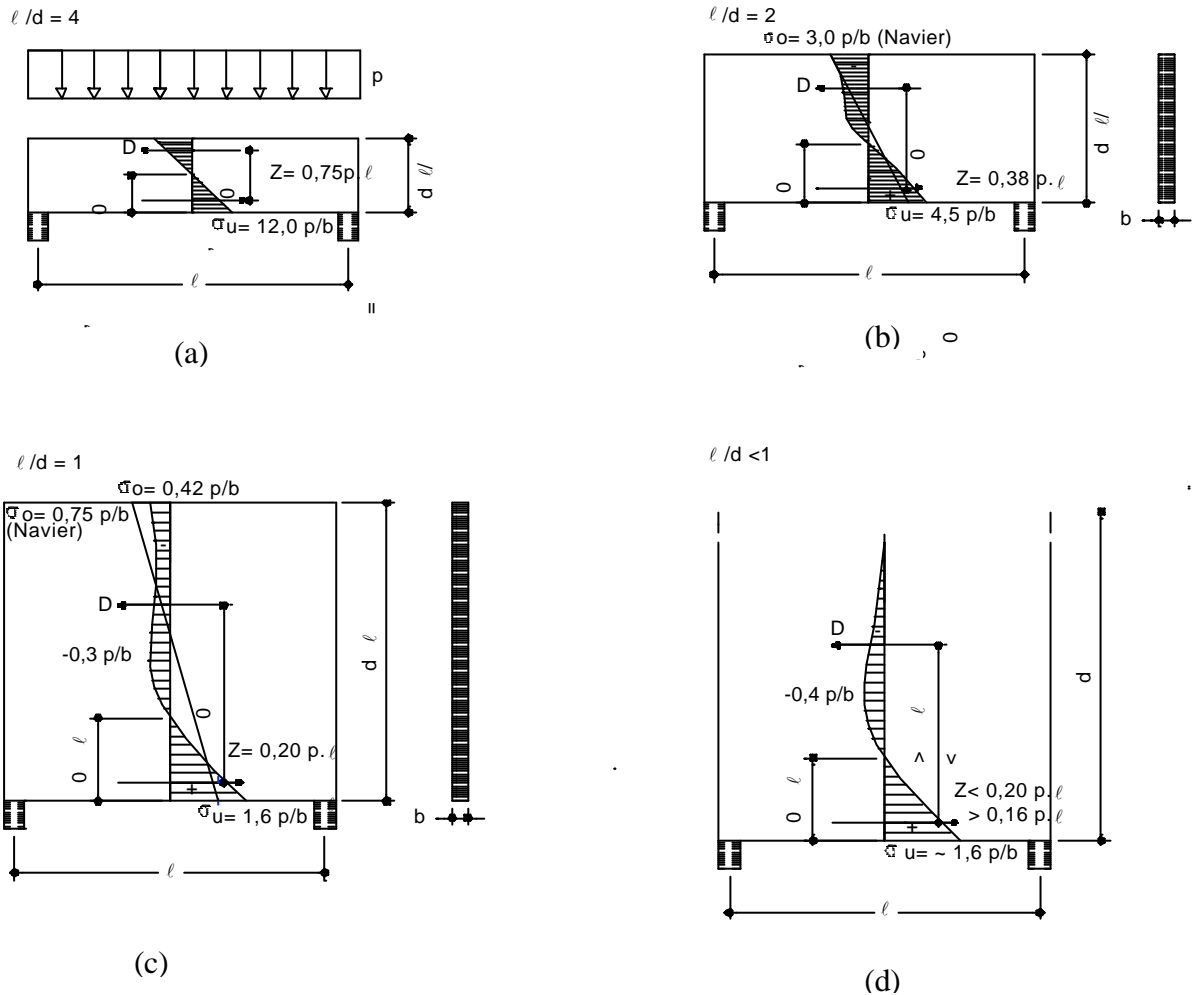


Figura 15 – Tensões σ_x , valor e posição dos esforços resultantes no meio do vão, em vigas-parede de um só vão, com carregamento uniforme na parte superior (Estádio I) para diversos valores de l/d e para $c/\ell = 0.1$ (c =largura do apoio) segundo LEONHARDT (1979): (a) $l/d=4$; (b) $l/d=2$; (c) $l/d=1$;(d) $l/d<1$.

Na Figura 16 fica evidente que apesar da posição do carregamento (inferior ou superior) alterar completamente a trajetória das tensões principais, pouco altera os valores do braço de alavanca das forças internas e das forças de tração e compressão devidas a flexão. Salienta-se ainda a influência da relação l/d na distribuição das tensões normais e cisalhantes, quanto

menor esta relação, mais as tensões se afastam da distribuição prevista pela análise de vigas esbeltas e mais se dirige para baixo o eixo neutro.

No caso de vigas-parede contínuas, a distribuição de tensões no meio do vão ($\ell/2$) é semelhante ao caso de vigas-parede de um único vão, entretanto nos apoios intermediários ocorre uma concentração da zona de compressão com valores elevados para as tensões de

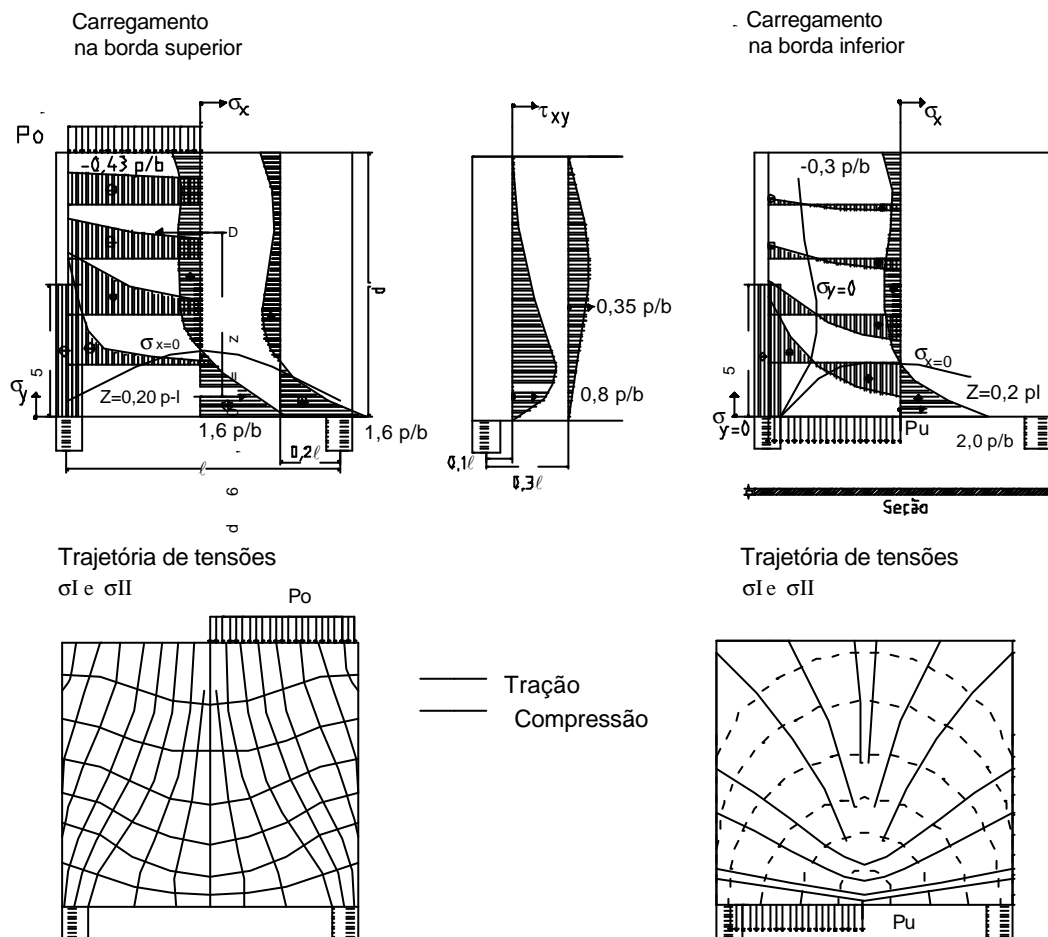


Figura 16 - Variação das tensões σ_x , σ_y e $\hat{\sigma}_{xy}$, e da trajetória de tensões principais σ_I e σ_{II} em vigas-parede de um só vão com $\ell/d=1$ e $c/\ell = 0.1$ para carregamento na parte superior e inferior (LEONHARDT, 1979).

compressão σ_x e σ_y . Neste caso, as tensões de cisalhamento comprimem-se na zona dos apoios; de modo que nesta situação as tensões principais apresentam uma maior inclinação, sendo que, para o carregamento superior a inclinação é de aproximadamente trinta graus.

O braço de alavanca (Estádio I) para vigas-parede de um único tramo, pode ser determinado através do gráfico exposto na Figura 17, onde também podem ser obtidos os esforços de tração, em função da esbelteza l/d .

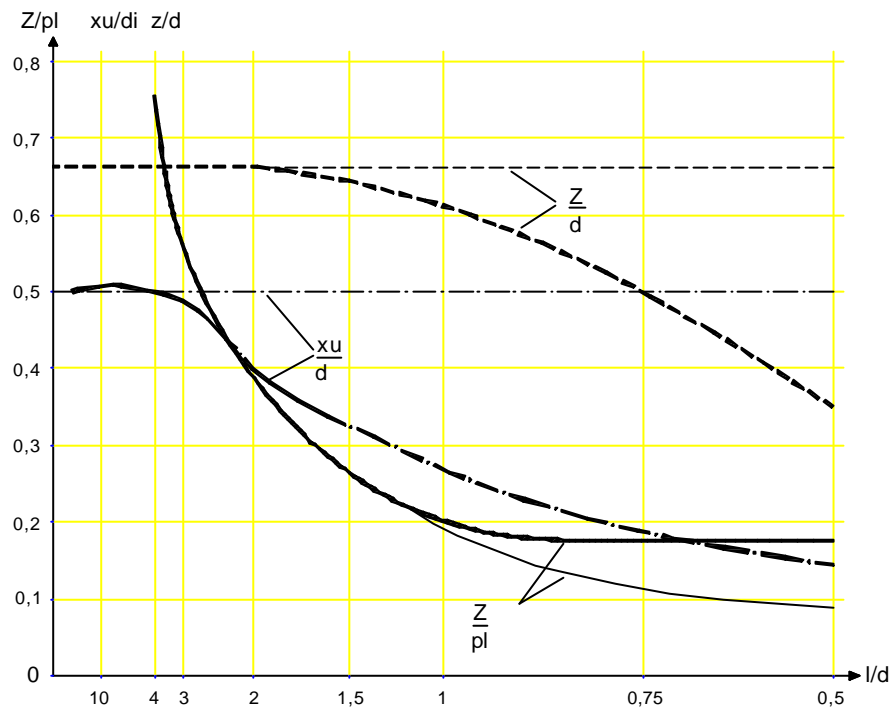


Figura 17 -Valores relativos do esforço de tração $Z/p.l$, do braço de alavanca z/d e da distância da linha neutra ao bordo inferior, x_u/d , em chapas de um só vão com seção transversal retangular – segundo Navier (linha fina) e segundo a Teoria das Chapas (linha grossa) – em função da esbelteza l/d (LEONHARDT, 1979).

Nos reservatórios de concreto armado as vigas-parede são solicitadas na borda inferior pela laje do fundo (cargas permanentes e acidentais) e na borda superior pela laje de tampa (cargas permanentes e acidentais), sendo a ação do peso próprio distribuída ao longo de seu plano vertical. Devido a estas considerações de carregamento, as vigas-parede de reservatórios

de concreto armado devem dispor de armaduras verticais, tendo em vista a suspensão da ação da laje do fundo e de uma parcela do seu peso próprio. Segundo LEONHARDT (1979), a parcela do peso próprio a ser suspensa é aquela definida na Figura 18, pois o peso próprio da viga-parede origina uma distribuição de tensões que se situa entre os dois casos da Figura 16, produzindo tensões de tração σ_y verticais na região inferior.

O trecho da parede entre os apoios, situado aproximadamente no interior de uma parábola, com uma flecha de $y=1.5x_u$, onde x_u corresponde à posição da linha neutra a partir da borda inferior, deve por isso ser suspenso na parte inferior através de uma armadura vertical.

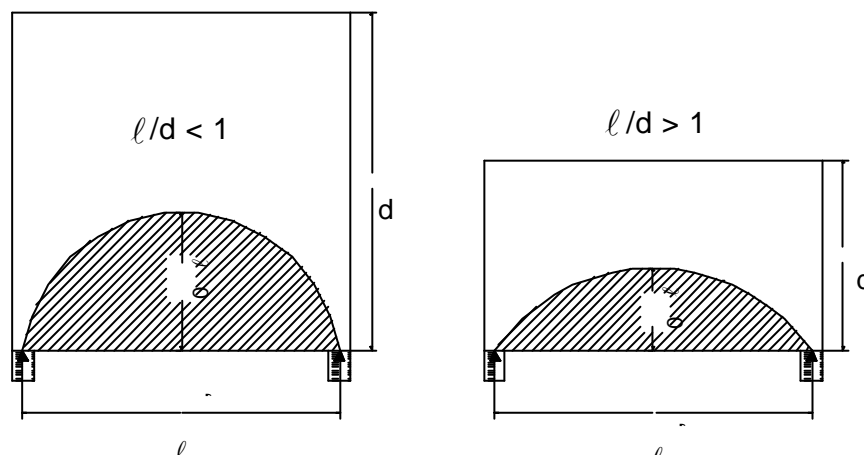


Figura 18 - O peso próprio da viga-parede incluído dentro do semi-círculo ou da parábola deve ser suspenso na parte superior (LEONHARDT, 1979).

Segundo MELLO (1984), além destes parâmetros determinados com base na Teoria da Elasticidade para o material elástico linear, ao se levar em consideração a heterogeneidade do concreto armado identificam-se outros fatores que influenciam o comportamento das vigas parede, sobretudo depois da fissuração. Além da zona comprimida diminuir com o aumento da fissuração e ocorrer a elevação da posição da linha neutra, a resultante de tração se dirige para baixo, já que a armadura é colocada usualmente junto ao bordo tracionado, aumentando o braço

de alavanca interno e alterando toda a distribuição de tensões, portanto as resistências e as não linearidades dos materiais constituintes, a quantidade e disposição da armadura (principal e de pele) são alguns destes parâmetros.

A representação fissurada da viga-parede, Figura 19, confirma o desenvolvimento das tensões principais, apresentadas na Figura 16. Observa-se claramente que, para o carregamento superior, surgem tensões de tração apenas na parte inferior, com direção praticamente horizontal. Para as cargas penduradas, as tensões de tração têm direção “abrupta” e atingem quase toda altura da viga-parede. A configuração fissurada da viga-parede comprova, novamente, que as cargas no bordo inferior devem ser suspensas através de uma armadura vertical até a zona comprimida em forma de abóboda, o que vale para todas as vigas com cargas penduradas na parte inferior.

Depois de ocorrida a fissuração, a redistribuição das tensões internas é tal que uma viga-parede simplesmente apoiada se comporta basicamente como um arco atirantado. O esforço de tração no tirante é aproximadamente constante ao longo do vão, pois o momento e o braço de alavanca diminuem do meio do vão para o apoio (MELLO, 1984).

O comportamento de vigas-parede no estado fissurado (Estádio II) foi também descrito por LEONHARDT (1979), a partir da análise de numerosos ensaios. Abaixo se ressaltam as observações mais importantes por ele relatadas.

As primeiras fissuras em vigas-parede são geralmente fissuras de flexão, que partem do bordo no ponto de maior momento do vão e com uma direção que corresponde à das tensões principais, como pode ser observado na Figura 19. Esta situação ocorre tanto para o carregamento superior quanto para o inferior. Para o carregamento no bordo inferior, após o aparecimento das fissuras de flexão, surgem as fissuras correspondentes às tensões principais que iniciam na borda

inferior, penetrando também no bordo superior devido à deformação da armadura de suspensão.

Estas fissuras dirigem-se para os bordos com uma inclinação bastante íngreme.

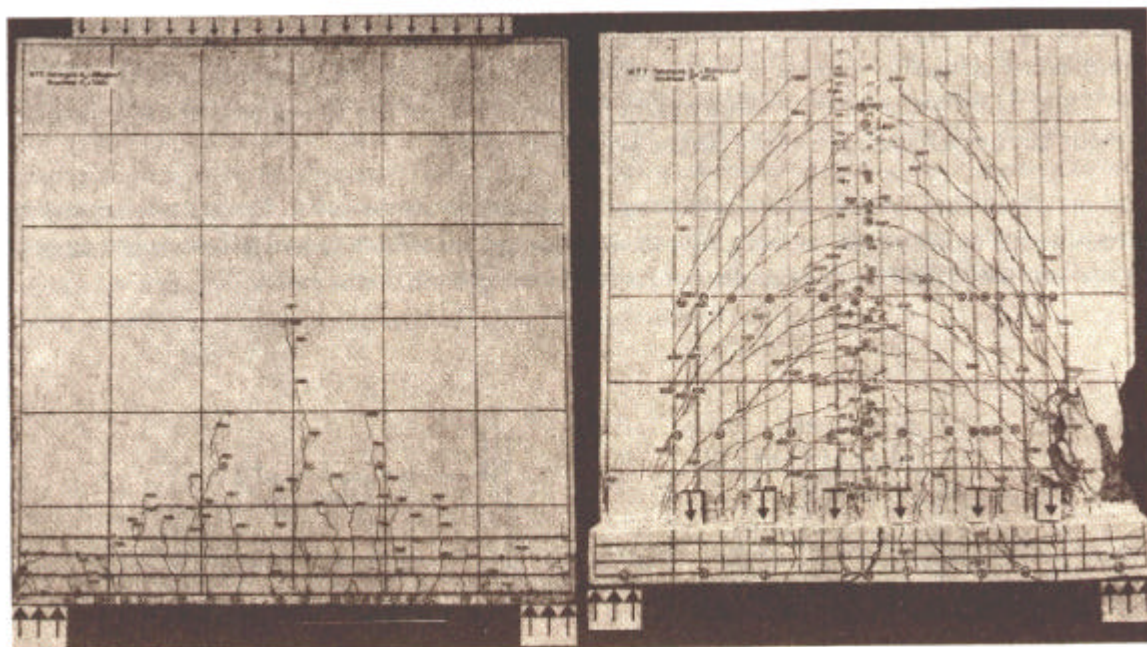


Figura 19 – Configuração fissurada de uma viga-parede, próximo à ruptura, sujeita a dois tipos de carregamento (LEONHARDT,1979).

Para o caso de viga-parede com carregamento no bordo superior e, considerando-se que a armadura inferior esteja bem ancorada, praticamente não surgem fissuras inclinadas (cisalhamento) não existindo perigo com relação de ruptura por força cortante.

Como foi verificado na Figura 16, o ponto onde se aplica a carga influi diretamente sobre as tensões, sendo que o tipo de apoio também altera esta distribuição. Logo para o dimensionamento e disposição da armadura, devem ser distinguidos: carregamento na borda superior ou inferior; apoio direto ou indireto.

3.1.4 Equações para o dimensionamento de vigas-parede e disposições construtivas

Partindo-se dos critérios expostos no item 3.1.3, juntamente com resultados de ensaios experimentais, LEONHARDT (1979) indica fórmulas aproximadas para o dimensionamento e arranjo de armaduras de vigas-parede no Estádio II. Neste item serão também apresentadas considerações adicionais com relação ao dimensionamento e disposições construtivas, sugeridas por outros autores, que serão utilizados para o exemplo de dimensionamento das vigas-parede no item 3.1.5.

Como já foi visto, a posição do carregamento (superior ou inferior) assim como os tipos de apoio (direto ou indireto) influem drasticamente no desenvolvimento das tensões principais. Levando em conta esta constatação, verifica-se a necessidade de especificar o tipo de armadura adequado para estas situações.

a) Armadura principal (A_s)

A seção necessária para absorver os esforços de tração é determinada pelas equações 21 e 22; estas equações são válidas para os dois tipos de carregamentos (superior e inferior) e apoios (direto e indireto). A armadura principal é obtida a partir do momento fletor de cálculo M_d , determinado pela teoria clássica das vigas tradicionais; do braço de alavanca “z”; e da resistência de cálculo ao escoamento do aço (f_{yd}).

Para vigas de um único tramo, tem-se:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (21)$$

Para vigas paredes de 2 vãos:

$$A_s = \frac{M_d}{z_f \cdot f_{yd}} \quad A_s = \frac{M_d}{z_s \cdot f_{yd}} \quad (22)$$

O braço de alavanca “z” é obtido pelas expressões 23, 24, 25 para vigas-parede de um único tramo, sendo o valor que multiplica “d”, obtido através do gráfico apresentado na Figura 17:

$$z = 0,50d \quad , \quad \text{para } \frac{l}{d} = 0,75 \quad (23)$$

$$z = 0,62d \quad , \quad \text{para } \frac{l}{d} = 1 \quad (24)$$

$$z = 0,66d \quad , \quad \text{para } \frac{l}{d} = 1,5 \quad (25)$$

Ou ainda pela relação:

$$2 > l/d > 1: z = 0.15d(3 + l/d) \quad (26)$$

$$l/d \leq 1: z = 0.6l$$

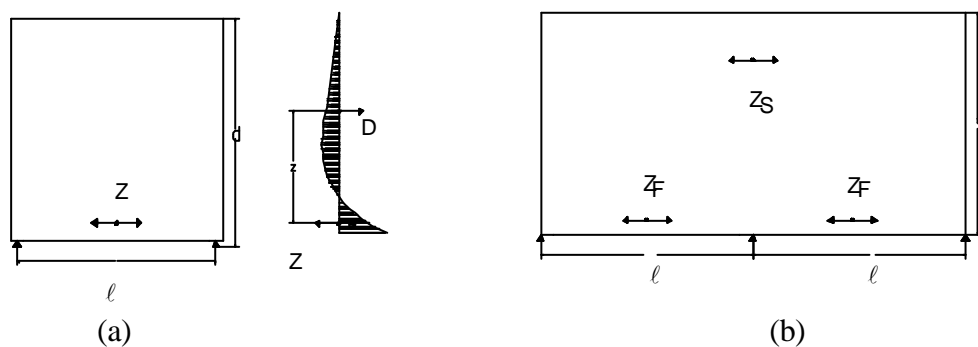


Figura 20 – (a) Notações para o dimensionamento de vigas-parede de um vão; (b) e dois vãos (LEONHARDT, 1979).

Para vigas-parede de dois tramos LEONHARDT (1979) apresenta valores para o Estádio II, ressaltando, entretanto, que estes valores são praticamente iguais àqueles obtidos para o Estádio I.

$$2,5 > l/d > 1: z_F = z_s = 0,1d(2,5 + 2l/d) \quad (27)$$

$$l/d \leq 1: z_F = z_s = 0,45l$$

Desta relação obtém-se:

$$z_f = z_s = 0,45l, \quad \text{para } \frac{l}{d} = 0,75 \quad (28)$$

$$z_f = z_s = 0,45l, \quad \text{para } \frac{l}{d} = 1 \quad (29)$$

$$z_f = z_s = 0,55l, \quad \text{para } \frac{l}{d} = 1,5 \quad (30)$$

A armadura longitudinal de tração não deverá ser inferior a:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad (31)$$

Devendo ser disposta numa faixa conforme a equação e a figura abaixo:

$$a = 0,25 \cdot h_e - 0,05 \cdot l \quad (32)$$

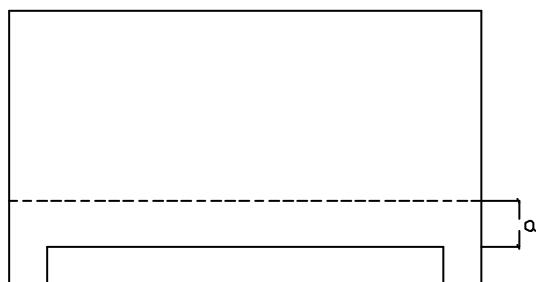


Figura 21 – Região recomendada para a disposição da armadura vertical.

Onde h_e é a altura efetiva obtida pelo menor valor entre o vão teórico (ℓ) e a altura (h).

Segundo THOMAZ (1993), nos apoios extremos a ancoragem das vigas-parede deve ser executada através da utilização de ganchos horizontais.

Para as vigas-parede com carregamento superior e constituídas por um único tramo as trajetórias de tração tem o desenvolvimento plano conforme Figura 22, sendo que a armadura principal deverá ser disposta na horizontal, estendida até os apoios sem interrupção.

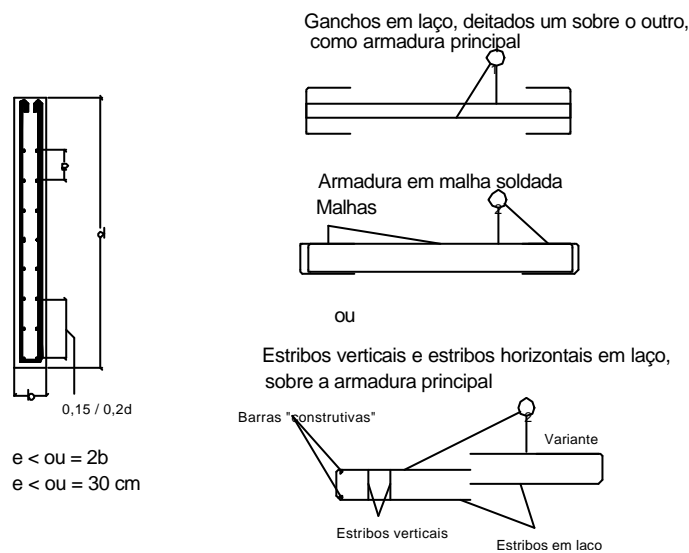
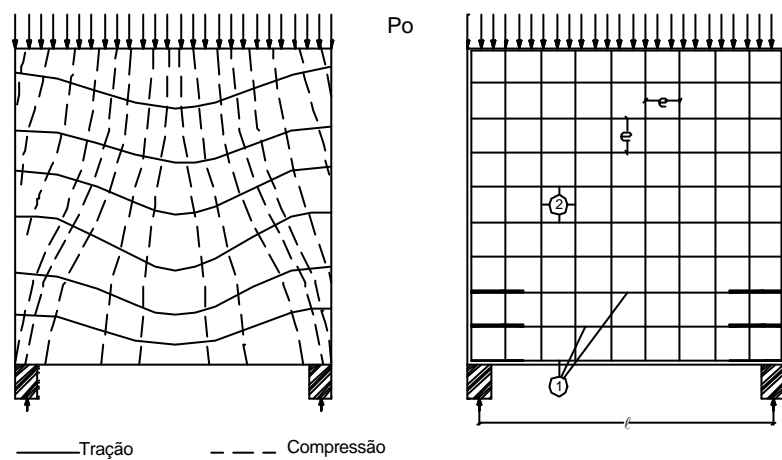


Figura 22 – Desenvolvimento da trajetória de tensões principais e arranjo de armaduras recomendado para uma viga-parede com apoio direto, e carregamento no bordo superior (LEONHARDT, 1979).

Nas vigas-parede contínuas, com carregamento superior, a trajetória das tensões de tração apresenta um desenvolvimento praticamente plano conforme Figura 24, sendo que a armadura principal do banzo inferior deverá ser disposta sem escalonamento, ou seja, corrida ao longo de todo comprimento da parede, podendo quando necessário ser emendada por transpasse em cima dos pilares intermediários.

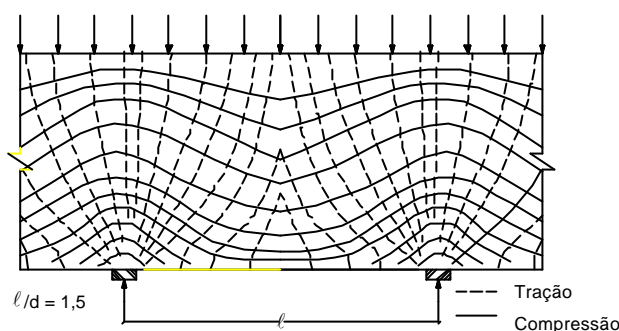
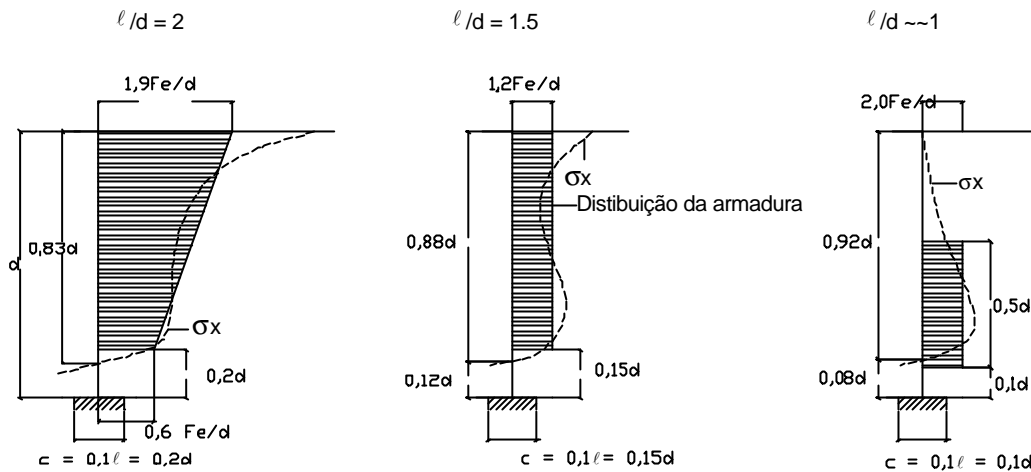


Figura 23 – Desenvolvimento da trajetória de tensões principais em vigas contínuas, no Estádio I, para carregamento atuante no bordo superior (LEONHARDT,1979).

Já a armadura do banzo superior que absorve os momentos nos apoios intermediários, deverá ser distribuída pela zona tracionada, conforme a relação l/d , indicada na Figura 24.

Salienta-se que pelo menos metade desta armadura deverá ser disposta em todo comprimento da viga-parede como parte da armadura em malha, a outra metade poderá ser acrescentada à primeira, com comprimentos de barra com $0,8d$ ou de $0,7$ a $0,8l$ (quando $l/d < 1$) e espaçamento de 10 a 15 cm conforme mostra a Figura 25. A armadura sobre o apoio assim distribuída cobre também os esforços de tração oriundos da introdução da reação do apoio, não sendo necessária qualquer armadura adicional contra o fendilhamento. Mesmo em vigas com $l/d \leq 1$, em que teoricamente não surgem tensões de tração σ_x no bordo superior, em cima do apoio deve-se dispor uma armadura longitudinal no bordo superior.



Fe = Armadura necessária sobre o apoio para Z_s em $[cm^2]$

Figura 24 – Indicação para distribuição da armadura do banzo tracionado sobre os apoios de vigas contínuas (LEONHARDT,1979).

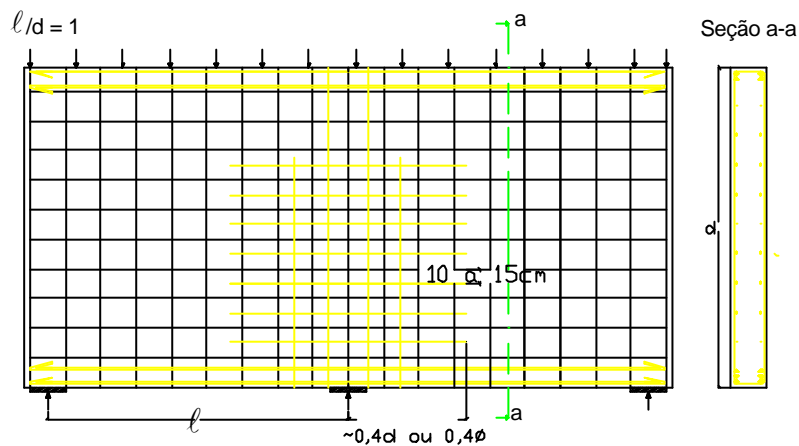


Figura 25- Exemplos de disposição de armaduras em viga-parede com dois tramos.

b) Armadura de suspensão para cargas atuantes na parte inferior

No caso das vigas-parede solicitadas a cargas distribuídas ou concentradas no bordo inferior, ou abaixo da linha limite indicada na Figura 18, sendo $0,5d < 0,5 \ell$, deve-se dispor de uma armadura de suspensão para absorver estas cargas. O peso próprio da parede abaixo da linha limite da Figura 18 também deverá sempre ser suspenso, sendo incluído na somatória das cargas.

LEONHARDT (1979) sugere, para cargas pequenas ou distribuídas uniformemente ao longo do vão ℓ , que seja adotada uma armadura vertical constituída de estribos com área de:

$$A_s = \frac{P}{f_{yd}} \quad (33)$$

Para cargas concentradas com valores elevados, ou seja $V_d > 0,75 \cdot 0,10 \cdot b \cdot h_e \cdot f_{cd}$, sem ultrapassar o limite de $V_{d,u} = 0,10 \cdot b \cdot h_e \cdot f_{cd}$, é conveniente adotar estribos ou barras dobradas com $\alpha=50^\circ$ a 60° . Conforme a Figura 26 (b), para esta situação tem-se:

$$A_{e,dir} = A_{e,esq} = \frac{P}{2 \sin \alpha f_{yd}} \quad (34)$$

Ou seja, esta armadura deverá ser calculada de modo a resistir, a uma solicitação de $0,8V_d$.

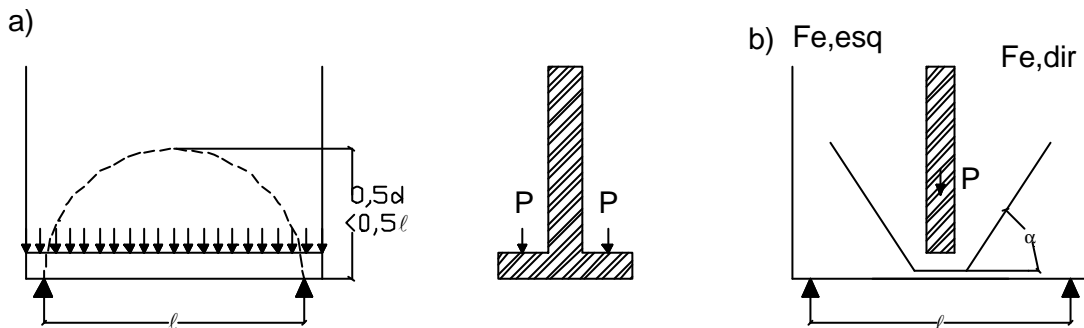


Figura 26 – Cargas que devem ser ancoradas na parte superior da viga-parede através de uma armadura de suspensão (LEONHARDT,1979).

Para vigas-parede de um único tramo, o desenvolvimento das trajetórias das tensões para as cargas no bordo inferior pode ser observado na Figura 27.

Nesta situação além da armadura longitudinal indicada para o carregamento superior, deverá ser disposta uma armadura vertical com pequeno espaçamento na forma de estribos comuns ou em malha com espaçamento de 10 a 15 cm entre as barras, na área hachurada da

viga-parede representada na Figura 27, sendo que para $\ell/d > 1,2$, esta armadura deverá ser ancorada no bordo superior. Entretanto, quando $\ell/d \leq 1,2$, a armadura deverá ser posicionada ao longo de um semicírculo com ponto mais alto em $y = \ell$. (Figura 28)

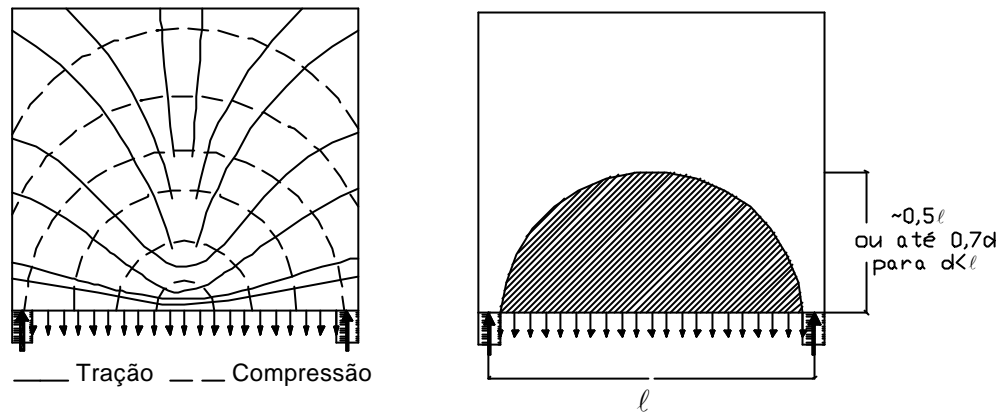


Figura 27 – Desenvolvimento das trajetórias de tensão principal, para cargas no bordo inferior com relação $\ell/d=1$. Zona de influência para qual as cargas devem ser penduradas (LEONHARDT,1979).

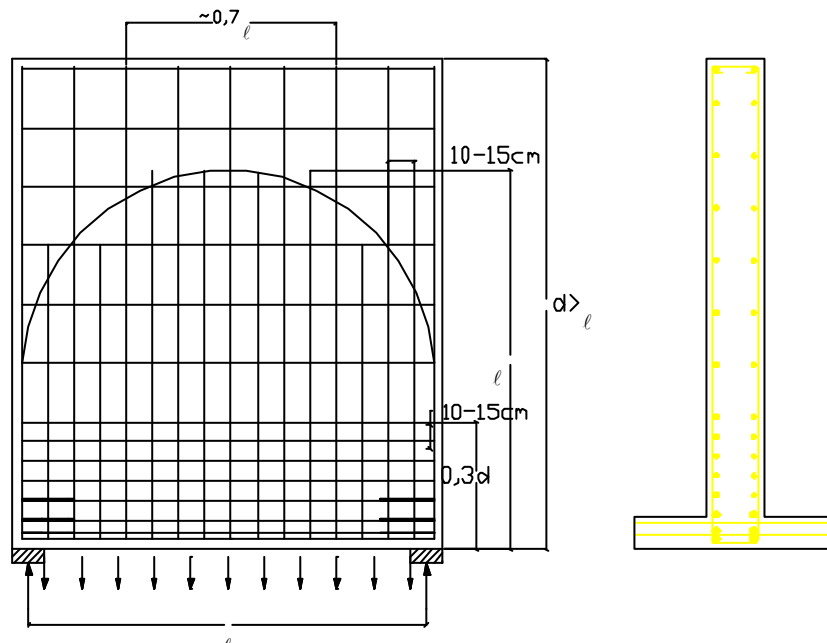


Figura 28 – Armadura para uma viga-parede com apoio direto e carga pendurada (LEONHARDT,1979).

No caso específico de vigas-parede de reservatórios, a carga da laje de fundo está pendurada no bordo inferior da viga parede, logo a armadura de suspensão deverá ser detalhada de modo a envolver a zona de apoio entre a laje e a viga-parede, como se fossem estribos. É importante ressaltar que a armadura inferior da laje deverá ser apoiada na armadura do banzo inferior da viga-parede, como representado na Figura 28, este detalhe construtivo é recomendado por LEONHARDT (1979).

c) Armadura de pele

Segundo LEONHARDT (1979), fora das regiões as quais se aplicam os critérios vistos anteriormente, deve-se dispor uma armadura em ambas as faces da viga-parede de no mínimo 0,15% da seção transversal de concreto em cada direção, para absorver as tensões de tração inclinadas não totalmente combatidas pela armadura do banzo e também visando manter eventuais fissuras com pequena abertura. Esta armadura de alma ou armadura de pele, pode ser constituída por estribos verticais ou barras verticais isoladas e barras horizontais.

MONTOYA (1973), entretanto, sugere as seguintes equações para o cálculo destas armaduras :

$$a_{s,v} = a_{s,h} 0,0025 \cdot b \cdot s \quad \text{para aço CA-25} \quad (35)$$

$$a_{s,v} = a_{s,h} 0,0020 \cdot b \cdot s \quad \text{para aço CA-50 e CA-60} \quad (36)$$

Onde $a_{s,v}$ e $a_{s,h}$ são respectivamente as seções de armadura vertical e horizontal, s é o espaçamento das barras da armadura da alma.

Assim, por faixa unitária obtém-se:

$$a_{s,v} = a_{s,h} 0,0025 \cdot b \quad (\text{cm}^2/\text{m}), \text{ para aço CA-25} \quad (37)$$

$$a_{s,v} = a_{s,h} 0,0020 \cdot b \quad (\text{cm}^2/\text{m}), \text{ para aço CA-50 e CA-60}$$

Geralmente a espessura efetiva (b_w) da viga-parede é maior que a espessura necessária para assegurar a sua estabilidade lateral e a resistência às solicitações de esforço cortante, principalmente devido às recomendações de espessura mínima que visam garantir a perfeita concretagem. Entretanto como o valor da força cortante (V_k) pode-se verificar, para a espessura estimada inicialmente, qual a espessura necessária para o valor último da força cortante de cálculo, que segundo MONTOYA (1973) é dada pela equação:

$$V_{d,u} = 0,10 \cdot b \cdot h_e \cdot f_{cd} \quad (38)$$

Fazendo-se $V_{d,u} = V_d$, obtém-se a espessura necessária.

$$b_{nec} = \frac{V_d}{0,10 \cdot h_e \cdot f_{cd}} \quad (39)$$

Quando b_w é empregado para a determinação da armadura da alma nas expressões apresentadas acima, obtém-se uma área excessiva de armadura, logo, alguns projetistas utilizam $b = b_{nec}$; esta consideração pode ser adotada, entretanto sempre deverão ser observados os limites mínimos. LEONHARDT (1979) indica como armadura de pele mínima horizontal e vertical:

$$a_{s,v,min} = a_{s,h,min} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = 0,15 \cdot b_w \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (40)$$

Já o CEB/90 (1991) indica para as armaduras mínimas, o valor:

$$a_{s,v,min} = a_{s,h,min} = 0,10\% \cdot b_w \cdot h = 0,1 \cdot b_w \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (41)$$

É importante ressaltar que sempre deverá ser efetuada a verificação da armadura mínima de alma, adotando-se para a direção vertical (estribos), a maior área da seção transversal entre as armaduras de suspensão e a armadura de alma.

d) Armadura complementar

Para vigas-parede com apoios diretos, segundo LEONHARDT (1979), não é necessário a verificação das tensões quando a pressão no apoio não ultrapassar os seguintes valores:

$p_U \leq 0,8 \cdot f_{cd}$ em apoios extremos, onde f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão.

$p_U \leq 0,12 \cdot f_{cd}$ em apoio intermediários

A pressão p_U é obtida a partir da compressão do apoio, multiplicada por ν , que é 2,1 para o caso geral de vigas esbeltas: $p_U = \frac{2,1 \cdot A}{c \cdot b}$. Onde c é a extensão do apoio, e b é a espessura da viga-parede.

Segundo MONTOYA (1973), as vigas-parede apoiadas diretamente (sobre pilares) devem ter, nas regiões de apoios, uma armadura complementar (horizontal e vertical) constituída por barras de igual diâmetro da armadura de alma, intercaladas entre esta, conforme Figura 29.

Já para as vigas-parede com apoio indireto, ou seja, uma viga-parede apoiada em outra viga-parede, onde a solitação ao esforço cortante seja superior a $v_d > 0,75 \cdot 0,10 \cdot b_w \cdot h_e \cdot f_{cd}$, entretanto sem ultrapassar o limite $v_{du} = 0,10 \cdot b_w \cdot h_e \cdot f_{cd}$, deverão ser adicionados estribos de suspensão; esta armadura complementar será dimensionada para absorver a reação de apoio da viga-parede .

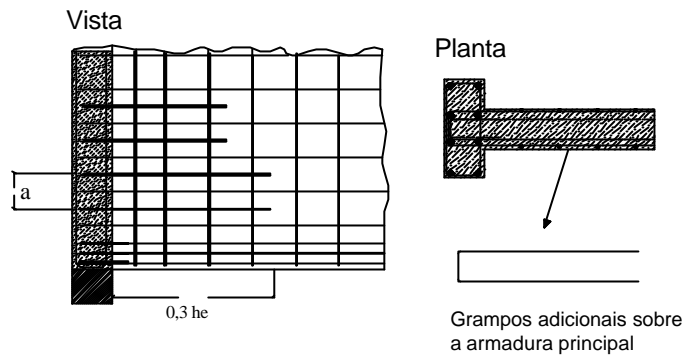


Figura 29 – Armadura complementar na região do apoio.

3.1.5 Exemplos de dimensionamento

Apresenta-se neste item o dimensionamento para as vigas-parede utilizadas nos reservatórios retangulares de concreto armado elevados que foram especificados no item 2.1. Serão estudadas seis vigas-parede constituintes dos reservatórios, sendo três de um único tramo e três com dois tramos, tendo como padrão: a espessura das paredes e fundo de 20 cm e a espessura da tampa de 10 cm. As características básicas das vigas-parede analisadas nestes reservatórios estão representadas na Quadro 2:

Quadro 2 – Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados.

Nome	Altura	Comprimento	Relação	Nº tramos
	h (cm)	l (cm)	h/l	
Viga-parede nº 1	3,2	3,2	1	1
Viga-parede nº 2	3,2	4,8	1,5	1
Viga-parede nº 3	3,2	2,4	0,75	1
Viga-parede nº 12	3,2	6,4	1	2
Viga-parede nº 22	3,2	9,6	1,5	2
Viga-parede nº 32	3,2	4,8	0,75	2

O dimensionamento das vigas-parede expostas no quadro acima foi implementado neste trabalho pelo método proposto por LEONHARDT (1979). Neste item serão dimensionadas as armaduras provenientes das ações no plano da viga-parede (peso próprio e reações laje de fundo e tampa). As armaduras necessárias para absorção dos esforços fora do plano (água e terra) serão verificadas no próximo item. Lembrando que as armaduras calculadas para os esforços no plano e fora do plano devem ser somadas para obter-se o arranjo final de armaduras.

As ações atuantes utilizadas para o dimensionamento das vigas-parede dos reservatórios estão relacionadas abaixo. Adotou-se um carregamento padrão para poder visualizar com maior clareza a diferença entre os esforços para cada relação l/h :

Ações atuantes na laje do fundo

peso próprio laje fundo(0,2x25)	5,00 kN/m ²
revestimento	0,70 kN/m ²
impermeabilização	0,70 kN/m ²
sobrecarga água (2,9x10)	<u>29,00 kN/m²</u>
Total:	35,40 kN/m²

Ações atuantes na laje da tampa

peso próprio laje(0,1x25)	2,50 kN/m ²
sobrecarga	1.5 <u>kN/m²</u>
Total:	4,0 kN/m²

A ação atuante na laje do fundo solicita a borda inferior da viga-parede; já a ação da laje de tampa é aplicada nas bordas superiores; a ação devida ao peso próprio da viga-parede acha-se distribuída ao longo de seus planos verticais. Como já foi visto, as hipóteses de aplicação de carregamento alteram a direção das tensões principais. Nesta análise por LEONHARDT, considerou-se as cargas provenientes da ação da laje do fundo nas vigas-parede aplicadas no

bordo inferior. Para suspender os carregamentos devidos a ação da laje do fundo e a uma parcela do peso próprio, que atuam na parte inferior, deve-se adotar uma armadura vertical de suspensão.

A distribuição do carregamento para dimensionamento das armaduras das vigas-parede fica assim definida:

- A ação atuante na borda superior da viga-parede é de 31,52 kN/m, obtida da seguinte forma :
ação atuante na laje de fundo (35,4 kN/m²) + ação atuante na laje da tampa (4 kN/m²) = 39,40 kN/m² , logo a ação atuante em cada parede será de $0,25 \times 3,2 \times 39,40 = 31,52$ kN/m.
- Peso próprio: 16 kN/m (0,20x3,2x25) .

Dimensionamento

a) Viga-parede nº1

Armadura principal

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}}$$

Como a relação $\ell/h = 1$, o braço de alavanca é $z = 0,62 \cdot \ell$

$$z = 0,62 \times 3,2 = 1,984$$

O momento fletor é determinado como para vigas usuais : $M = q \ell^2/8$

Momento devido a carga superior:

$$M = 31,52 \times 3,2^2/8 = 40,35 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 56,50 \text{ kNm}$$

Momento devido ao Peso próprio:

$$M = 16 \times 3,2^2/8 = 20,48 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 28,67 \text{ kNm}$$

Para o aço CA-50 ($f_{yd} = 50 \text{ kN/cm}^2/1,15$), obtemos:

$$A_s = \frac{56,50}{1,984 \times 43,48} = 0,65496 \text{ cm}^2$$

Armadura devido a carga superior: $A_s = 0,6546 \text{ cm}^2$

Armadura devido ao peso próprio: $A_s = 0,3332 \text{ cm}^2$

Armadura Total $A_s = 0,9869 \text{ cm}^2$

Armadura mínima longitudinal de tração para vigas paredes é análoga às vigas usuais, não devendo ser inferior à:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 320 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Devendo estar distribuída em uma faixa igual à: $a = 0,25 \cdot h - 0,05 \cdot L \quad a = 0,64 \text{ m}$

b) Viga-parede nº2

Armadura principal

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}}$$

Como a relação $\ell/h = 1,5$, o braço de alavanca é $z = 0,66 d$ ou seja

$$z = 0,66 \times 3,2 = 2,112$$

O momento fletor é determinado como para vigas usuais : $M = q \ell^2/8$

Momento devido a carga superior:

$$M = 31,52 \times 4,8^2/8 = 90,78 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 127,10 \text{ kNm}$$

Momento devido ao Peso próprio:

$$M = 16 \times 4,8^2/8 = 46,08 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 64,52 \text{ kNm}$$

Para o aço CA-50 ($f_{yd} = 50 \text{ kN/cm}^2/1,15$), obtemos:

$$A_s = \frac{127,10}{2,112 \times 43,48} = 1,384 \text{ cm}^2$$

Armadura devido a carga superior: $A_s = 1,384 \text{ cm}^2$

Armadura devido ao peso próprio: $A_s = 0,702 \text{ cm}^2$

Armadura Total $A_s = 2,086 \text{ cm}^2$

Armadura mínima longitudinal de tração para vigas paredes é análoga às vigas usuais, não devendo ser inferior à:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 320 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Devendo estar distribuída em uma faixa igual à: $a = 0,25 \cdot h - 0,05 \cdot \ell \quad a = 0,56 \text{ m}$

c) Viga-parede nº3

Como a relação $\ell/h = 0,75$, o braço de alavanca é $z = 0,5 \ell$

$$z = 0,50 \times 3,2 = 1,6$$

O momento fletor é determinado como para vigas usuais : $M = q \ell^2/8$

Momento devido a carga superior:

$$M = 31,52 \times 2,4^2/8 = 22,70 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 31,78 \text{ kNm}$$

Momento devido ao Peso próprio:

$$M = 16 \times 2,4^2/8 = 11,52 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 16,13 \text{ kNm}$$

Para o aço CA-50 ($f_{yd} = 50 \text{ kN/cm}^2/1,15$), obtemos:

$$A_s = \frac{31,78}{1,60 \times 43,48} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Armadura devido a carga superior: $A_s = 0,45 \text{ cm}^2$

Armadura devido ao Peso próprio: $A_s = 0,2318 \text{ cm}^2$

Armadura Total $A_s = 0,681 \text{ cm}^2$

Armadura mínima longitudinal de tração para vigas paredes é análoga às vigas usuais, não devendo ser inferior à:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 320 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Devendo estar distribuída em uma faixa igual à: $a = 0,25.h - 0,05.\ell$ $a = 0,68$ m

d) Viga-parede nº12

Armadura principal

$$A_s = \frac{M_d}{z.f_{yd}}$$

Como a relação $\ell/h = 1$, o braço de alavanca é $z = 0,45 \cdot \ell$

$$z = 0,45 \times 3,2 = 1,44$$

O momento fletor positivo é determinado como para vigas de dois tramos: $M = q \ell^2 / 12$

Momento devido a carga superior:

$$M = 31,52 \times 3,2^2 / 12 = 26,89 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 37,66 \text{ kNm}$$

Momento devido ao peso próprio:

$$M = 16 \times 3,2^2 / 12 = 13,65 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 19,11 \text{ kNm}$$

Para o aço CA-50 ($f_{yd} = 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15$), obtemos:

$$A_s = \frac{37,66}{1,44 \times 43,48} = 0,6015 \text{ cm}^2$$

Armadura devido a carga superior: $A_s = 0,9067 \text{ cm}^2$

Armadura devido ao Peso próprio: $A_s = 0,3052 \text{ cm}^2$

Armadura Total $A_s = 0,6104 \text{ cm}^2$

Armadura mínima longitudinal de tração para vigas paredes é análoga às vigas usuais, não devendo ser inferior à:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 320 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Devendo estar distribuída em uma faixa igual à: $a = 0,25.h - 0,05.\ell$ $a = 0,64$ m

e) Viga-parede nº22Armadura principal

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}}$$

Como a relação $\ell/h = 1,5$, o braço de alavanca é $z = 0,55 d$ ou seja

$$z = 0,55 \times 3,2 = 1,76$$

O momento fletor é determinado como para vigas usuais : $M = q \ell^2 / 12$

Momento devido a carga superior:

$$M = 31,52 \times 4,8^2 / 12 = 60,51 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 84,73 \text{ kNm}$$

Momento devido ao Peso próprio:

$$M = 16 \times 4,8^2 / 12 = 30,72 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 43,008 \text{ kNm}$$

Para o aço CA-50 ($f_{yd} = 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15$), obtemos:

$$A_s = \frac{84,73}{1,76 \times 43,48} = 1,107 \text{ cm}^2$$

Armadura devido a carga superior: $A_s = 1,107 \text{ cm}^2$

Armadura devido ao Peso próprio: $A_s = 0,56 \text{ cm}^2$

Armadura Total $A_s = 1,669 \text{ cm}^2$

Armadura mínima longitudinal de tração para vigas paredes é análoga às vigas usuais, não devendo ser inferior à:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 320 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Devendo estar distribuída em uma faixa igual à: $a = 0,25 \cdot h - 0,05 \cdot \ell \quad a = 0,56 \text{ m}$

f) Viga-parede nº32

Como a relação $\ell/h = 0,75$, o braço de alavanca é $z = 0,45 \ell$

$$z = 0,450 \times 2,4 = 1,08$$

O momento fletor é determinado como para vigas usuais : $M = q \ell^2/12$

Momento devido a carga superior:

$$M = 31,52 \times 2,4^2/12 = 15,13 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 21,18 \text{ kNm}$$

Momento devido ao Peso próprio:

$$M = 16 \times 2,4^2/12 = 7,68 \text{ kNm} \quad M_d = 1,4 \cdot M \quad M_d = 10,752 \text{ kNm}$$

Para o aço CA-50 ($f_{yd}=50\text{kN/cm}^2/1,15$), obtemos:

$$A_s = \frac{21,18}{1,08 \times 43,48} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Armadura devido a carga superior: $A_s = 0,45 \text{ cm}^2$

Armadura devido ao Peso próprio: $A_s = 0,228 \text{ cm}^2$

Armadura Total $A_s = 0,678 \text{ cm}^2$

Armadura mínima longitudinal de tração para vigas paredes é análoga às vigas usuais, não devendo ser inferior à:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 320 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Devendo estar distribuída em uma faixa igual à: $a = 0,25 \cdot h - 0,05 \cdot \ell \quad a = 0,68 \text{ m}$

Quadro 1 **Quadro 2**

Figura 1 **Figura 2** **Figura 3** **Figura 4** **Figura 5** **Figura 6** **Figura 7** **Figura 8** **Figura 9** **Figura 10** **Figura 11** **Figura 12** **Figura 13** **Figura 14** **Figura 15** **Figura 16** **Figura 17** **Figura 18** **Figura 19** **Figura 20** **Figura 21** **Figura 22** **Figura 23** **Figura 24** **Figura 25** **Figura 26** **Figura 27** **Figura 28** **Figura 29**

Equação 1 **Equação 2** **Equação 3** **Equação 4** **Equação 5** **Equação 6** **Equação 7** **Equação 8** **Equação 9** **Equação 10** **Equação 11** **Equação 12** **Equação 13** **Equação 14** **Equação 15** **Equação 16** **Equação 17** **Equação 18** **Equação 19** **Equação 20** **Equação 21** **Equação 22** **Equação 23** **Equação 24** **Equação 25** **Equação 26** **Equação 27** **Equação 28** **Equação 29** **Equação 30** **Equação 31** **Equação 32** **Equação 33** **Equação 34** **Equação 35** **Equação 36** **Equação 37** **Equação 38** **Equação 39** **Equação 40** **Equação 41**

Figura 1 Figura 2 Figura 3 Figura 4 Figura 5 Figura 6 Figura 7 Figura 8 Figura 9 Figura 10 Figura 11 Figura 12 Figura 13 Figura 14 Figura 15 Figura 16 Figura 17 Figura 18 Figura 19 Figura 20 Figura 21 Figura 22 Figura 23 Figura 24 Figura 25	82
Figura 26 – Exemplo de uma placa com carregamento transversal	83
Figura 27 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório elevado (dimensões em cm)	90
Figura 28 - Representação das condições de apoio da laje de fundo para o reservatório elevado (dimensões em cm)	91
Figura 29 – Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório elevado.(dimensões em cm)	92
Figura 30 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório apoiado no solo.(dimensões em cm)	94
Figura 31 – (a) Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório apoiado no solo cheio; (b) para o reservatório vazio.(dimensões em cm)	95
Figura 32 – Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório elevado.(dimensões em cm)	96
Quadro 1 Quadro 2	82
Quadro 3– Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório elevado	93
Quadro 4– Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório apoiado no solo	97

3.2 Métodos de Análise de Lajes (placas)

3.2.1 Definição

Na classificação geral das peças estruturais as placas, segundo FUSCO (1995), são consideradas estruturas laminares com superfície média plana, solicitadas predominantemente por forças perpendiculares ao seu plano médio, sendo a espessura “ h ” muito menor que as outras dimensões. Nas estruturas de concreto as placas usualmente são denominadas de lajes. As lajes são encontradas em vários tipos de estruturas tais como: edificações residenciais e comerciais; galpões industriais; pontes; reservatórios; estruturas de contenção de terras; cais; entre outros.

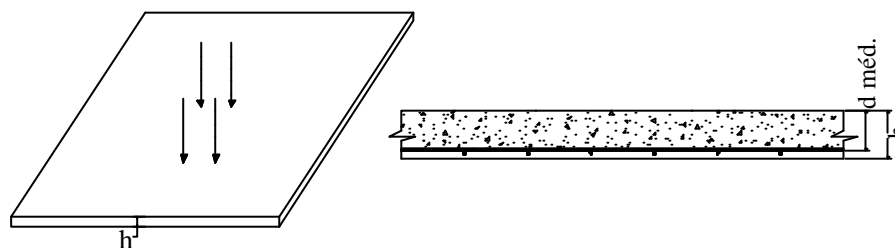


Figura 30 –Exemplo de uma placa com carregamento transversal.

As lajes, de concreto armado ou protendido, podem ser classificadas segundo diferentes critérios (CUNHA & SOUZA, 1994):

- a) quanto à forma: poligonais (retangulares, quadradas, octogonais, em T, L, etc.); elípticas (circulares e anelares).
- b) quanto à natureza (maciças, nervuradas, mistas, em grelha, duplas, pré-fabricadas).

- c) quanto ao tipo de apoio: apoio contínuo (simplesmente apoiada, engastada); apoio discreto (diretamente sobre pilares); apoio proporcionado por determinado trecho de sua área, que esteja em contato com o solo também denominada radiers.
- d) quanto ao tipo de armação: armadas em uma única direção ou em cruz.

Podem ainda estar submetidas a diferentes tipos de carregamentos, tais como: carga pontual, uniforme, triangular (paredes de reservatórios), etc.

O comportamento estrutural básico das lajes pode ser assim resumido: as cargas impostas na estrutura devem ser levadas até seus apoios; se a laje possui vigas de apoio, estas devem receber os momentos, esforços cortantes e momentos torçores. Portanto, na análise de um sistema em lajes de concreto armado precisamos obter, por algum método de cálculo, a distribuição das solicitações internas (momento fletor, esforço cortante, momento torçor e esforço normal) para cada laje, possibilitando então, o seu dimensionamento.

Existem vários métodos para a determinação dos esforços de lajes de concreto armado, dentre os quais pode-se citar: aqueles baseados na Teoria Elástica; o método das faixas; a Teoria das linhas de ruptura; o método do pórtico equivalente; o método do dimensionamento direto; o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos.

Teoria da Elasticidade

O cálculo de lajes pela teoria elástica basicamente é obtido pela resolução da equação diferencial parcial de 4º ordem mostrada abaixo para diversas condições de contorno.

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = -\frac{p}{D}$$

Onde: z é o deslocamento na direção vertical; p é a carga uniformemente distribuída; D é a rigidez da laje.

Existem poucas soluções analíticas desta equação, entretanto, pode-se obter soluções aproximadas, utilizando os recursos do cálculo numérico como diferenças finitas, as séries de Fourier para certos tipos de placas, ou por integração numérica, embora, manualmente estes cálculos sejam muito trabalhosos. Daí a proliferação do uso da teoria elástica através de tabelas muito utilizadas nos escritórios de projetos.

Existem, entretanto, alguns problemas na utilização destas tabelas, dentre os quais podemos citar:

- a) As lajes são calculadas separadamente umas das outras e separadamente das vigas e pilares, pois as soluções tabeladas que levam em conta as peças estruturais adjacentes são raras. Como cada laje é calculada de forma independente, são necessários alguns ajustes no cálculo como, por exemplo, nas regiões de momentos fletores negativos.
- b) A grande maioria das tabelas considera as vigas de apoio como rígidas ou bordos livres, ou seja, não é considerada a flexibilidade das vigas de apoio. Pouquíssimos casos de vigas flexíveis estão resolvidos ou tabelados.
- c) As tabelas geralmente não trazem a distribuição de momentos fletores ou de reações de apoio nas vigas. Geralmente trazem valores máximos para os momentos fletores e valores médios para as reações de apoio. As tabelas também não trazem a posição dos valores máximos dos momentos fletores.
- d) É difícil cobrir o diagrama de momentos fletores com a ferragem longitudinal, principalmente porque não se sabe o formato do diagrama de momento fletor da laje. Daí, as normas são obrigadas a fazer aproximações para o cálculo dos momentos fletores da laje.

- e) Resultados experimentais tem mostrado que lajes armadas em duas direções fissuram bastante abaixo da carga máxima. Quando a fissuração começa, a rigidez de certas partes da laje diminuem e não podemos mais supor a laje com um comportamento elástico-linear. Momentos fletores baseados na Teoria da Elasticidade nos dizem pouco sobre como a laje esta se comportando.

Tabelas de Czérny

Elaboradas a partir da teoria matemática da elasticidade, adotam coeficiente de Poisson nulo, para lajes retangulares apoiadas ou engastadas em todo o contorno submetidas a carregamento uniformemente distribuído. Estas tabelas são utilizadas principalmente para o dimensionamento de reservatórios retangulares, pois possuem valores tabelados para carregamentos de área triangular.

Tabelas de Marcus

É um método simplificado, usualmente empregado no projeto de lajes retangulares de concreto armado. Segundo SOUZA (1994), a partir da equação diferencial das placas e através do método das diferenças finitas, MARCUS, deduziu um conjunto de fórmulas para resolução de lajes retangulares armadas em cruz, estas equações forneciam resultados exatos, porém eram complexas e de difícil manuseio para aplicações práticas. Então visando a aplicabilidade, ele desenvolveu um segundo estudo, através de uma adaptação da Teoria das Grelhas. O processo aproximado de Marcus, difere entretanto do processo das grelhas pela introdução de um coeficiente, $\nu < 1$, nas fórmulas dos momentos positivos do processo das grelhas. Este coeficiente foi introduzido em bases semi-empíricas, sendo função das condições de apoio e da relação entre

os vãos, baseando-se na comparação dos resultados obtidos pelo processo das grelhas com a teoria das placas.

Método das Diferenças Finitas

É um método numérico que leva a uma solução aproximada da equação diferencial da placa. Neste método as derivadas que aparecem na equação diferencial são substituídas por aproximações em diferenças tomadas em alguns pontos previamente selecionados, denominados pontos nodais.

Método dos Elementos Finitos

O contínuo avanço da informática abriu caminhos para novos métodos de análise de lajes através dos meios computacionais. Atualmente é possível o cálculo das lajes em condições de carregamento, espessura e formas irregulares e várias condições de contorno. Entre os métodos que utilizam este tipo de recurso, pode-se citar o Método de Elementos Finitos. O desenvolvimento deste método é talvez um dos mais significativos acontecimentos na história da engenharia. Pesquisas utilizando o Método dos Elementos Finitos são rotineiras e tem sido feitas em áreas como aplicações não-lineares e modelagem de comportamentos complexos. Mas existem ainda muitos problemas relacionados com o uso deste método ao nível de escritórios de projetos. No Capítulo 4 são apresentadas as formulações deste método, suas aplicações, vantagens e desvantagens.

3.2.2 Critérios para o dimensionamento

Neste trabalho os esforços atuantes nas lajes dos reservatórios serão obtidos através da utilização das tabelas de MARCUS e CZÉERNY appud ROCHA (1974).

Para tornar o modelo de análise mais realista, deve-se efetuar a compatibilização entre os momentos fletores negativos obtidos para cada elemento adjacente. Estes momentos possuem valores diferenciados para cada aresta, pois, as lajes constituintes de reservatórios de concreto armado diferem nas condições de apoio, nos vãos e carregamentos. Para compatibilizar os valores obtidos para os momentos fletores alguns autores recomendam adotar o maior valor entre a média dos dois momentos fletores negativos e 80% do maior momento fletor. O valor obtido é confiável quando os momentos fletores entre as lajes adajacentes são da mesma ordem de grandeza.

Após a compatibilização dos momentos fletores negativos devem ser corrigidos os momentos fletores positivos relativos a mesma direção. Para que em serviço o comportamento da laje seja o mais próximo possível do relativo ao regime elástico, a correção destes valores é feita integralmente, ou seja, os momentos fletores no centro da laje devem ser aumentados ou diminuídos adequadamente, de acordo com a variação do respectivo momento negativo, após a compatibilização.

3.2.4 Exemplos de dimensionamento

Apresenta-se neste item, o cálculo dos esforços e o dimensionamento das respectivas armaduras para o reservatório retangular nº 1 (Figura 4) com as seguintes dimensões 3,2x3,2x3,2 (bxhxl) sendo a espessura das paredes e fundo de 20 cm; e a espessura da tampa de 10 cm.

Para obter os esforços solicitantes nas lajes da parede, do fundo e da tampa do reservatório utilizaram-se as tabelas de MARCUS e CZÉERNY (ROCHA,1974). Como seguem:

- Determinação das ações atuantes nas lajes;
- Divisão do modelo tridimensional em 6 lajes isoladas;
- Definição das condições de apoio, de acordo com as possíveis rotações das duas lajes concorrentes a uma aresta;
- Compatibilização dos momentos fletores visando levar em conta a continuidade da estrutura;
- Correção dos momentos fletores positivos.

Reservatório Elevado

Na análise do reservatório elevado, como já foi visto anteriormente, devem ser verificadas duas situações: reservatório vazio e cheio. Para as paredes, quando o reservatório está vazio não há carregamentos atuando perpendicularmente a placa, portanto os esforços foram obtidos somente para o reservatório cheio, onde a condição de apoio adequada é totalmente engastado com o fundo e as paredes e rotulada com a tampa. A laje do fundo deve ser considerada engastada para as duas situações de carregamento (vazio/cheio), entretanto foram calculados os esforços apenas para o reservatório cheio, pelo fato de ser esta a situação de carregamento mais crítico. Já a laje de tampa deverá ser considerada rotulada para o reservatório cheio e vazio.

a) Laje de Parede

A laje da parede, de espessura 20 cm, está submetida a um carregamento hidrostático (triangular) atuando normalmente a parede, que para o exemplo é de 29 kN/m².

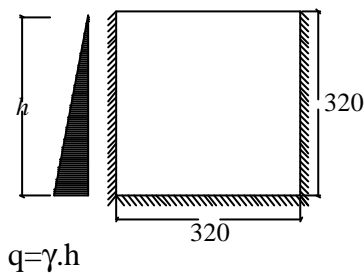


Figura 31 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório elevado (dimensões em cm).

Da tabela de CZÉERNY, obtém-se:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,2}{3,2} = 1$$

$$M^{-}_x = \frac{pl_x^2}{34,5} = \frac{29 \times 3,2^2}{34,5} = -8,61 \text{ kNm}$$

$$M_x = \frac{pl_x^2}{95,2} = \frac{29 \times 3,2^2}{95,2} = 3,11 \text{ kNm}$$

$$M^{-}_y = \frac{pl_y^2}{29} = \frac{29 \times 3,2^2}{29} = -10,241 \text{ kNm}$$

$$M_y = \frac{pl_x^2}{104,2} = \frac{29 \times 3,2^2}{104,2} = 2,84 \text{ kNm}$$

b) Laje Fundo

A laje de fundo tem espessura de 20 cm, a pressão da água na laje de fundo é função da altura da água, assim para o carregamento distribuído tem-se:

peso próprio laje fundo (0,2x25)	5,00 kN/m ²
revestimento	0,70 kN/m ²
impermeabilização	0,70 kN/m ²
sobrecarga água (2,9x10)	<u>29,00 kN/m²</u>
Total:	35,40 kN/m ²

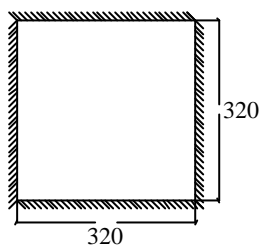


Figura 32 - Representação das condições de apoio da laje de fundo para o reservatório elevado (dimensões em cm).

Da tabela de CZÉERNY, obtém-se:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,2}{3,2} = 1$$

$$M^-_x = M^-_y = \frac{pl_x^2}{19,4} = \frac{35,4 \times 3,2^2}{19,4} = -18,68 \text{ kNm}$$

$$M_x = M_y = \frac{pl_x^2}{36,8} = \frac{35,4 \times 3,2^2}{36,8} = 9,85 \text{ kNm}$$

c) Laje Tampa

O carregamento distribuído é assim definido:

peso próprio laje (0,1x25)	2,50	kN/m ²
sobrecarga	<u>1.5</u>	<u>kN/m²</u>
Total:	4,0	kN/m ²

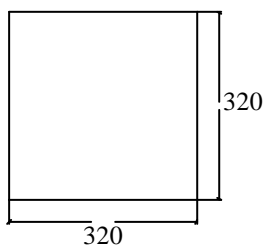


Figura 33 – Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório elevado (dimensões em cm).

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,2}{3,2} = 1$$

$$M_x = M_y = \frac{pl_x^2}{27,2} = \frac{4 \times 3,2^2}{27,2} = 1,50 \text{ kNm}$$

Compatibilização dos momentos fletores

Parede/Parede

Para compatibilizar os momentos fletores negativos nas arestas de duas paredes adjacentes deve-se utilizar o maior dos dois valores obtidos a abaixo:

$$\frac{8,61 + 8,61}{2} = 8,61 \text{ kNm}; \quad 0,8 \times 8,61 = 6,88 \text{ kNm/m}$$

Como o momento negativo adotado foi de 8,61 kNm/m (igual para as duas paredes) não é necessário corrigir o momento positivo.

Laje Fundo/Parede

Para compatibilizar os momentos fletores negativos nas arestas adjacentes da parede com o fundo deve-se utilizar o maior dos dois valores obtidos a abaixo:

$$\frac{10,241 + 18,68}{2} = 14,46 \text{ kNm}; \quad 0,8 \times 18,68 = 14,944 \text{ kNm/m}$$

Correção do momento positivo:

2,84 kNm/m (mantido);

$$9,85 + (18,68 - 14,944) = 13,586 \text{ kNm/m}$$

Quadro 3 – Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório elevado.

Elemento estrutural	M_d		h (cm)	d	k_m	k_s	$A_{s,cal}$	$A_{s,min}$	Opções de Arranjo (cm ² /m)
	direção	kNm/m	(cm)	(cm)			cm ² /m	cm ² /m	
Parede	x	4,354	20	17	663,757	0,238	0,60956	3	6,3 c /10 = 3,2
									8,0 c /15 = 3,33
	y	3,976	20	17	726,861	0,238	0,55664	3	6,3 c /10 = 3,2
									8,0 c /15 = 3,33
Fundo	x=y	19,02	20	17	151,942	0,24	2,68523	3	6,3 c /10 = 3,2
									8,0 c /15 = 3,33
Tampa	x=y	2,1	10	7	233,333	0,238	0,714	1,5	5,0 c /15 = 1,6
									6,3 c /20 = 1,6
Par/Par	y	12,054	20	17	239,754	0,242	1,71592	3	6,3 c /10 = 3,2
									8,0 c /15 = 3,33
Par/Fundo	x=y	20,922	20	17	138,135	0,242	2,97825	3	6,3 c /10 = 3,2
									8,0 c /15 = 3,33

Os valores de M_d momentos correspondem aos momentos fletores compatibilizados de cálculo.

Concreto $f_{ck}=20$ Mpa

Aço CA 50

Reservatório apoiado no solo

Na análise do reservatório apoiado no solo, como já foi visto anteriormente, devem ser verificadas duas situações: reservatório vazio e cheio. Para as paredes quando o reservatório apoiado no solo está vazio não há carregamentos atuando perpendicularmente a placa, portanto os esforços foram obtidos somente para o reservatório cheio, onde a condição de apoio adequada é totalmente engastada com as paredes e rotulada com a tampa e o fundo. A laje do fundo funciona como um radier, ou seja, o peso próprio da laje e o carregamento de água não ocasionam esforços de flexão apenas de compressão, devendo ser considerada engastada para o reservatório cheio e rotulada para o reservatório vazio. Já a laje de tampa deverá ser considerada rotulada para o reservatório cheio e vazio.

a) Laje de Parede

A laje da parede de espessura de 20 cm, está submetida a um carregamento hidrostático (triangular) atuando normalmente a parede, que para o exemplo é de 29 kN/m².

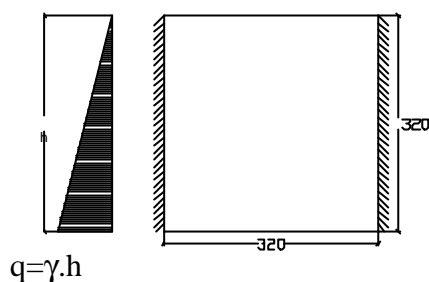


Figura 34 – Representação das condições de apoio e carregamento da laje de parede para o reservatório apoiado no solo (dimensões em cm).

Da tabela de CZÉERNY, obtém-se:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,2}{3,2} = 1$$

$$M^{-x} = \frac{pl_x^2}{14,3} = \frac{29 \times 3,2^2}{14,3} = 10,38 \text{ kNm}$$

$$M_x = \frac{pl_x^2}{35,1} = \frac{29 \times 3,2^2}{35,1} = 4,23 \text{ kNm}$$

$$M_y = \frac{pl_x^2}{61,7} = \frac{29 \times 3,2^2}{61,7} = 2,40 \text{ kNm}$$

b) Laje Fundo

A laje de fundo tem espessura de 20 cm, deve ser dimensionada como radier, portanto devem ser somados os carregamentos devidos a ação da laje de tampa, e do peso das paredes dividido pela área da laje de fundo, para as duas situações reservatório cheio e vazio.

Parede Peso próprio	$58,00 \text{ kN/m}^3 / (3,2 \times 3,2) =$	$5,66 \text{ kN/m}^2$
Carga tampa		<u>$4,00 \text{ kN/m}^2$</u>
Total:		$9,66 \text{ kN/m}^2$

Existem casos onde há necessidade de verificar a tensão no terreno, para estes, deve-se adicionar ao carregamento total a carga de água e o peso próprio do fundo.

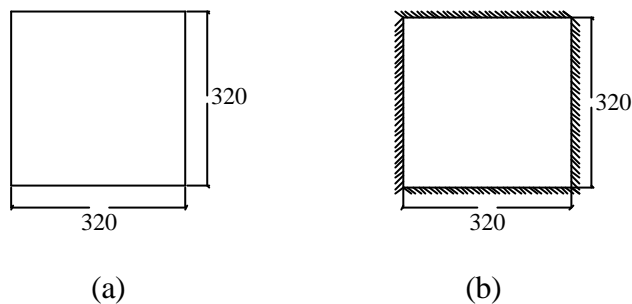


Figura 35 – (a) Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório apoiado no solo cheio; (b) para o reservatório vazio (dimensões em cm).

-Cheia:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,2}{3,2} = 1$$

$$M_x = M_y = \frac{pl_x^2}{27,2} = \frac{9,66 \times 3,2^2}{27,2} = 3,63 \text{ kNm}$$

-Vazia:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,2}{3,2} = 1$$

$$M^{-x} = M^{-y} = \frac{pl_x^2}{19,4} = \frac{9,66 \times 3,2^2}{19,4} = -5,098 \text{ kNm}$$

$$M_x = M_y = \frac{pl_x^2}{36,8} = \frac{9,66 \times 3,2^2}{36,8} = 2,68 \text{ kNm}$$

c) Laje Tampa

A laje de tampa tem espessura de 10 cm, O carregamento distribuído é assim definido:

peso próprio laje(0,1x25)	2,50 kN/m ²
sobrecarga	<u>1.5 kN/m²</u>
Total:	4,0 kN/m ²

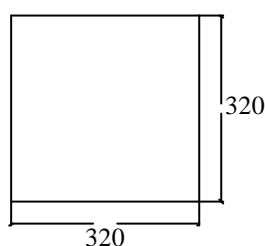


Figura 36 –Representação das condições de apoio da laje de tampa para o reservatório elevado (dimensões em cm).

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,2}{3,2} = 1$$

$$M_x = M_y = \frac{pl_x^2}{27,2} = \frac{4 \times 3,2^2}{27,2} = 1,50 \text{ kNm}$$

$$M_{xy} = \frac{pl_x^2}{21,6} = \frac{4 \times 3,2^2}{21,6} = 1,89 \text{ kNm}$$

Compatibilização dos momentos fletores

- Parede/Parede

Para compatibilizar os momentos fletores negativos nas arestas de duas paredes adjacentes deve-se utilizar o maior dos dois valores obtidos a abaixo:

$$\frac{10,38 + 10,38}{2} = 10,38 \text{ kNm}; \quad 0,8 \times 10,38 = 8,304 \text{ kNm/m}$$

Como o momento negativo adotado foi de 10,38 kNm/m (igual para as duas paredes) não é necessário corrigir o momento positivo.

Quadro 4 – Resumo do dimensionamento das armaduras para o reservatório apoiado no solo.

Elemento estrutural	M _d		h (cm)	d (cm)	k _m	k _s	A _{s,cal} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	Opções de Arranjo (cm ² /m)
	direção	kNm/m							
Parede	x	5,922	20	17	488,011	0,238	0,82908	3	6,3 c /10 = 3,2 8,0 c /15 = 3,33
	y	3,36	20	17	860,119	0,238	0,4704	3	6,3 c /10 = 3,2 8,0 c /15 = 3,33
Fundo	x=y	5,08	20	17	568,898	0,238	0,7112	3	6,3 c /10 = 3,2 8,0 c /15 = 3,33
Tampa	x=y	2,1	10	7	233,333	0,238	0,714	1,5	5,0 c /15 = 1,6 6,3 c /20 = 1,6
Par/Par	y	14,53	20	17	198,899	0,238	2,0342	3	6,3 c /10 = 3,2 8,0 c /15 = 3,33
Par/Fundo	x=y	7,13	20	17	405,33	0,238	0,9982	3	6,3 c /10 = 3,2 8,0 c /15 = 3,33

Os valores de M_d momentos correspondem aos momentos fletores compatibilizados de cálculo.

Concreto f_{ck}=20 Mpa

Aço CA 50

Figura 1**Figura 2****Figura 3****Figura 4****Figura 5****Figura 6****Figura 7****Figura 8****Figura 9****Figura 10****Figura 11****Figura 12****Figura 13****Figura 14****Figura 15****Figura 16****Figura 17****Figura 18****Figura 19****Figura 20****Figura 21****Figura 22****Figura 23****Figura 24****Figura 25****Figura 26****Figura 27****Figura 28****Figura 29****Figura 30****Figura 31****Figura 32****Figura 33****Figura 34****Figura 35****Figura 36**

Quadro 1**Quadro 2****Quadro 3****Quadro 4**

Equação 1**Equação 2****Equação 3****Equação 4****Equação 5****Equação 6****Equação 7****Equação 8****Equação 9****Equação 10****Equação 11****Equação 12****Equação 13****Equação 14****Equação 15****Equação 16****Equação 17****Equação 18****Equação 19****Equação 20****Equação 21****Equação 22****Equação 23****Equação 24****Equação 25****Equação 26****Equação 27****Equação 28****Equação 29****Equação 30****Equação 31****Equação 32****Equação 33****Equação 34****Equação 35****Equação 36****Equação 37****Equação 38****Equação 39****Equação 40****Equação 41**

Figura 1 Figura 2 Figura 3 Figura 4 Figura 5 Figura 6 Figura 7 Figura 8 Figura 9 Figura 10 Figura 11 Figura 12 Figura 13 Figura 14 Figura 15 Figura 16 Figura 17 Figura 18 Figura 19 Figura 20 Figura 21 Figura 22 Figura 23 Figura 24 Figura 25 Figura 26 Figura 27 Figura 28 Figura 29 Figura 30 Figura 31 Figura 32	96
Figura 33 - Elementos finitos: a)Plano 4 nós ; b) Plano 9 nós; c) Casca 4 nós	103
Figura 34 - Elemento unidimensional - barras de eixo reto (elementos de treliça, viga, pórtico)	103
Figura 35 - Elemento finito retangular de estado plano de tensões.	109
Figura 36 – Deformação de uma placa de Kirchhoff. (SELKE, 1994).	110
Figura 37 – Elemento finito de casca.	113
Figura 38 - (a) Relação a/b não recomendável e (b) Relação a/b recomendável entre os lados “a” e “b” de um elemento retangular. (La Rovere, 2001)	115
Figura 39 – a)Viga-parede nº 1, Caso A ; b) Viga-parede nº 1, Caso B.	118
Figura 40 - Elementos finitos planos de 4 nós.	119
Figura 41 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central inferior (1) versus número de	120
Figura 42 - Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em	121
Figura 43 - Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de	121
Figura 44 - Gráfico de tensões horizontais s_x no nó central inferior (1) versus número de	122
Figura 45 - Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em	122
Figura 46 - Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de	123
Figura 47 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.	123
Figura 48– Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em	124
Figura 49– Gráfico de deslocamentos verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.	124
Figura 50 - Gráfico de deslocamentos verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	125
Figura 51 - Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	125
Figura 52 - Gráfico de deslocamentos verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.	126
Figura 53 - Viga-parede e nº 1, elemento plano de quatro nós, malhas com 32x32 elementos.	127

Figura 54 - Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	130
Figura 55 - Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	130
Figura 56 - Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	131
Figura 57- Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	131
Figura 58 - Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso B – Inferior, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	132
Figura 59 - Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso B – Inferior sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	132
Figura 60 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	133
Figura 61 -Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	134
Figura 62– Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	134
Figura 63 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	135
Figura 64 - Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, sendo os valores do Caso A iguais ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	135
Figura 65 - Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	136
Figura 66 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso A igual B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	136
Figura 67– Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	137
Figura 68– Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	137
Figura 69 -Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	138
Figura 70 -Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A.	138
Figura 71-Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº12, para os carregamentos indicados.	139
Figura 72 -Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº22, para o carregamento do Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	139
Figura 73 -Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso A.	140
Figura 74 - Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso	140
Figura 75 - Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).	141
Figura 76 - Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	141
Figura 77- Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	142
Figura 78 – Representação esquemática das ações atuantes no reservatório elevado cheio.	146
Figura 79 - Diagrama de tensões σ_x (kN/m²) ao longo da altura para o carregamento de água.	147

Figura 80- Diagrama de tensões σ_x (kN/m²) ao longo da altura para o carregamento devido ao Peso.	148
Figura 81 - Diagrama de tensões σ_x (kN/m²) ao longo da altura para o carregamento superior.	148
Figura 82 – Gráfico de tensões s_x (kN/m²), ao longo da altura da parede para os carregamentos atuantes na estrutura.	149
Figura 83	151
Figura 84	152
Figura 85	Erro! Indicador não definido.
Figura 86	Erro! Indicador não definido.
Figura 87	153
Figura 88	154
Quadro 1Quadro 2Quadro 3Quadro 4	96
Quadro 5–Malhas utilizadas na análise da viga-parede nº1.	117
Quadro 6– Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados.	128
Quadro 7 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para cada viga parede sem restrição horizontal dos apoios (sem efeito arco).	143
Quadro 8 - Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-paredes de um único tramo com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	143
Quadro 9 - Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-paredes de dois tramos com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).	145
Quadro 10 - Resumo de dimensionamento do reservatório nº1.	150
Quadro 11.	155

4. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Nos últimos anos, o aumento da capacidade dos computadores associado ao desenvolvimento contínuo dos recursos gráficos e da velocidade de respostas, permitiu que as ferramentas computacionais dirigidas à engenharia de estruturas se transformassem em programas cada vez mais completos e eficientes. (CIFU, 2000). Esta evolução popularizou o uso do Método dos Elementos Finitos no projeto de estruturas de edifícios, barragens, pontes, reservatórios, entre outros. Considera-se de extrema importância o aprendizado dos principais fundamentos nos quais o método se sustenta, e a compreensão de sua formulação, para que se possa aplicá-lo com coerência nas atividades relacionadas à análise de estruturas.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método aproximado, um método numérico em Engenharia. Aplica-se em geral a problemas em que não é possível obter soluções satisfatórias por métodos analíticos. Consiste em dividir o domínio de integração do problema em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas denominadas elementos finitos. O conjunto destas regiões é denominado malha de elementos finitos, LA ROVERE (2001). As incógnitas do problema são expressas em função de valores nodais que são relacionadas através de funções de interpolação (polinômios no caso do MEF) válidas para cada região ou elemento. Estes polinômios podem ser do 1^o grau ou de ordem superior (quadráticos, cúbicos), o que fornece uma maior flexibilidade ao método.

A etapa primordial na análise pelo MEF é a escolha do modelo a ser adotado. Segundo FONSECA & MARCZAK *appud* SELKE (1994), ao se criar um modelo de um sistema qualquer, seja pelo método dos elementos finitos ou por qualquer outro, deve-se ter como meta a

maior semelhança possível com o comportamento real do sistema. Para verificar esta semelhança entre o modelo e a realidade, existem duas possibilidades; a primeira se dá quando o sistema físico existe e está sendo monitorado. Neste caso é possível averiguar se os resultados que o modelo fornece são compatíveis ou não com os resultados experimentais, e então refinar o modelo de análise até que ocorra a convergência entre os resultados. A segunda possibilidade ocorre quando se modela um sistema físico para o qual não existam resultados experimentais para comparação, sendo que o grau de precisão do modelo deve ser estimado de outra maneira, que pode ser através da experiência anterior com modelos similares, ou através de cuidadosa verificação dos erros envolvidos no procedimento de análise. Em qualquer um dos casos o modelo de análise é obtido através de uma simplificação do comportamento real da estrutura, na qual deve-se procurar preservar as características relevantes do sistema e eliminar aspectos supérfluos que não contribuam para análise, apenas onerando a formulação e a solução do modelo.

De acordo com CIFU (2000), na análise de uma estrutura pelo Método dos Elementos Finitos, certos cuidados devem ser tomados quanto à modelagem, tais como: o grau de discretização a ser utilizado; o tipo de elemento a ser adotado; definições dos graus de liberdade ativos da análise; regiões de descontinuidade geométrica e de introdução de esforços; sistemas de referência para esforços internos e externos. É importante salientar ainda que, segundo LA ROVERE (2001), as condições de convergência e a precisão da solução do MEF dependem não apenas da formulação dos elementos, mas também da escolha da malha e do tipo de elemento utilizado na discretização do problema.

A versatilidade é uma característica notável do MEF, ou seja, este método pode ser aplicado aos mais variados tipos de problemas. A região a ser analisada, por exemplo, pode ter forma arbitrária, aberturas, cargas variáveis e quaisquer condições de contorno. A malha

utilizada para análise pode ser constituída de elementos de diferentes tipos, formas e propriedades físicas. Outra vantagem do MEF é a semelhança física entre a malha e a estrutura real: o modelo representativo da estrutura não é uma abstração matemática de difícil visualização (SELKE, 1994).

Um dos problemas encontrados na análise de estruturas pelo MEF, é que os resultados obtidos são tensões. Entretanto na área de projetos de estruturas de concreto armado os valores de momentos fletores, forças cortantes e axiais são mais importantes, sendo necessário então, integrar as tensões para obter os esforços. Outra desvantagem com relação à aplicação do MEF na análise de estruturas está relacionada com a precisão dos resultados, que está diretamente ligada à malha e ao tipo do elemento utilizado em cada situação, sendo necessário na maioria das vezes a utilização de uma malha com um número muito grande de elementos o que implica em um elevado número de dados de saída e elevado esforço computacional. Estes dois problemas somados elevam o custo da análise por elementos finitos, pois a mão-de-obra envolvida para modelagem e interpretação dos resultados é fator dominante no custo do projeto.

A popularização dos *softwares* ocasionou um novo ponto para discussão no que diz respeito a análise de estruturas pelo MEF. O elevado grau de automação dos programas e a facilidade em implementar os mais variados tipos de modelos estruturais e situações de carregamento, como por exemplo, através da geração automática das malhas e da utilização de bibliotecas com elementos estruturais diversos, permitiu que usuários despreparados utilizassem esta ferramenta na análise estrutural. Segundo CIFU (2000), o emprego destes programas por usuários sem o pleno conhecimento dos tipos de elementos adequados à cada modelagem, da eficiência de cada elemento com relação ao grau de discretização empregado, entre outros aspectos necessários para análise pelo MEF, podem gerar graves problemas de modelagem e interpretação de resultados. O que é reforçado por COOK apud LA ROVERE (2001), “*although*

the finite element method can make a good engineer better, it can make a poor engineer more dangerous”.

Observa-se, entretanto, que o problema levantado não é restrito a programas de análise pelo MEF, podendo ser estendido a todo tipo de situação na qual o usuário utilize ferramentas computacionais para análise de estruturas sem ter o domínio do método utilizado, a experiência para a escolha adequada do modelo e as noções mínimas do comportamento dos materiais envolvidos, ou seja, para obter resultados confiáveis em qualquer tipo de análise estrutural é necessário além de um programa confiável que o engenheiro calculista tenha experiência na área de estruturas e bom senso.

Neste trabalho apresenta-se uma análise elástico-linear de reservatórios retangulares de concreto armado pelo MEF, apesar de que o procedimento mais realista seria efetuar uma análise não-linear considerando-se a fissuração dos elementos estruturais. Entretanto, por se tratar de um estudo inicial, este enfoque foi adotado visando-se obter resultados que poderão ser também utilizados na comparação com a modelagem de reservatórios considerando-se a não linearidade dos materiais.

Ainda em relação aos reservatórios retangulares de concreto armado, a análise pelo MEF é de grande valia, principalmente no dimensionamento de vigas-parede onde as tensões normais horizontais (σ_x) não podem mais ser determinadas pela Teoria de viga de Euler-Bernoulli, pois as seções transversais não mais permanecem planas após a deformação. Além disso, as tensões normais verticais (σ_x), deixam de ser desprezíveis e a determinação dos esforços internos deve, portanto, ser feita considerando-se as condições de equilíbrio, contorno e compatibilidade mais complexos.

4.1 Formulação do Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos é baseado no método de Rayleigh-Ritz e prevê a divisão do domínio de integração, *contínuo*, em um número finito de pequenas regiões denominadas de elementos finitos, tornando o meio contínuo em discreto. À esta divisão dá-se o nome de malha ou rede de elementos finitos. Esta malha pode ser aumentada ou diminuída variando o tamanho dos elementos finitos. Neste trabalho será utilizada a formulação do Método dos Elementos Finitos em termos de deslocamentos, ou seja, as incógnitas são deslocamentos.

Pode-se observar, nas Figuras 37 e 38, que os elementos são ligados entre si por pontos nodais denominados de nós. Cada elemento tem um número determinado de nós, que podem ser externos, os que materializam a ligação com os demais elementos, ou internos. A localização dos nós nos lados e dentro do elemento pode variar, conforme a modelagem adotada. (LA ROVERE,2001)

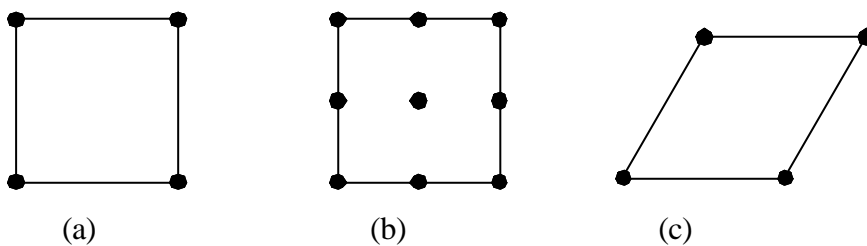


Figura 37 - Elementos finitos: a) Plano 4 nós ; b) Plano 9 nós; c) Casca 4 nós.

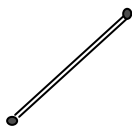


Figura 38 - Elemento unidimensional - barras de eixo reto (elementos de treliça, viga, pórtico).

Para a análise por elementos finitos dos elementos estruturais que compõem os reservatórios de concreto armado utilizou-se o SAP2000 (1996), que é um programa para análise de estruturas pelo Método dos Elementos Finitos, desenvolvido pela CSI, Computers and Structures, Inc. A formulação dos elementos utilizados na modelagem dos reservatórios será descrita nos próximos itens.

Como as paredes do reservatório estão submetidas simultaneamente a cargas no seu próprio plano e perpendicular a este, o ideal é que estas paredes sejam tratadas como uma casca de superfície plana, considerando que sua espessura é pequena em comparação com as outras dimensões. Entretanto em projetos estruturais é usual analisar as paredes de reservatórios retangulares como vigas-paredes isoladas para cargas atuando no plano da parede (peso próprio, sobrecargas e peso da água ou líquido da laje do fundo), e como placas para cargas perpendiculares ao plano da parede (pressão hidrostática da água ou do líquido).

Para o caso de vigas-paredes, como sua espessura é pequena em relação às outras dimensões e como o carregamento é aplicado no próprio plano (x,y) da estrutura, pode-se desconsiderar a tensão normal ao plano (σ_z) e admitir que a estrutura está submetida a um “estado plano de tensões”. As tensões normais (σ_x) e (σ_y) e de cisalhamento (τ_{xy}) podem ser obtidas pela Teoria da Elasticidade (chapas).

Para o caso de placas, considera-se que as paredes são placas engastadas lateralmente e na laje do fundo e, dependendo da laje da tampa, é considerada rotulada ou engastada no seu topo. É usual utilizar tabelas (Marcus ou Czerny) para a obtenção dos momentos fletores nas duas direções da placa (M_x e M_y) submetidas à pressão hidrostática (carga variando linearmente com a altura).

Serão apresentados nos próximos itens análises de reservatórios de concreto armado elevados e apoiados no solo pelo MEF, sendo que para os reservatório elevados será realizada

uma análise bidimensional no item 4.2.1, para cargas atuando no plano das paredes e análise tridimensional nos itens 4.2.2, considerando todos os carregamentos. A comparação entre as análises bidimensional e tridimensional é realizada no item 4.2.3. Para os reservatórios apoiados no solo será efetuada uma análise comparativa com apoios fixos e apoios flexíveis (4.3.1 e 4.3.2).

Na análise bidimensional, as paredes do reservatório são tratadas isoladamente e modeladas por elementos finitos planos de Estado Plano de Tensões, são utilizados elementos planos retangulares de 4 nós, conforme mostra a Figura 37 (a).

Na análise tridimensional, todo o reservatório (paredes, lajes de fundo e topo) é modelado por elementos finitos de casca (teoria de casca fina). São utilizados elementos retangulares de 4 nós, conforme mostra a Figura 37 (c).

Nos próximos dois itens são apresentadas as formulações dos elementos finitos do estado plano de tensão e de casca utilizados para a análise dos reservatórios.

4.1.1 – Elementos finitos planos (estado plano de tensões)

Os elementos finitos planos são utilizados para discretizar os elementos estruturais que estão submetidos a estado plano de tensão (vigas e vigas-parede) ou de deformação (muros de contenção, barragens).

Na análise dos reservatórios de concreto armado as paredes são dimensionadas como vigas-parede (chapas), sendo a espessura do elemento estrutural pequena ao ser comparada com as outras dimensões e o carregamento aplicado no plano que contém a estrutura; trata-se portanto de um problema bidimensional de estado plano de tensões. (Figura 35)

Os elementos planos podem ser quadriláteros, retangulares, triangulares e com número de nós variável no elemento. Nestes elementos, cada ponto pode sofrer dois deslocamentos de translação no plano xy , u e v , portanto cada nó possui dois graus de liberdade de translação (u_i e v_i) para cada nó no plano do elemento (Figura 35). Neste trabalho foram utilizados elementos planos retangulares de 4 e de 9 nós. O elemento plano de 4 nós possui um total de 8 graus de liberdade e é conhecido por elemento *bilinear*, pois as funções de interpolação são o produto de dois polinômios lineares, mas também é chamado de elemento de Serendipity ou Lagrangeano de 4 nós (Figura 37(a)). O elemento plano retangular com 9 nós, utilizado para o estudo da malha no item 4.2.1, possui um total de 18 graus de liberdade. Este elemento é também denominado de elemento Lagrangeano de 9 nós, pois as funções de forma podem ser obtidas a partir dos polinômios de Lagrange (Figura 37(b)).

Para a formulação do elemento retangular plano define-se inicialmente um vetor de campo de deslocamentos no elemento:

$$\tilde{u}^e = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix} \quad (42)$$

que é aproximado utilizando-se funções de interpolação N_i e os deslocamentos nodais u_i , v_i :

$$u(x, y) = \sum_i N_i u_i \quad (43)$$

$$v(x, y) = \sum_i N_i v_i$$

Onde i é igual a 4 para o elemento de 4 nós e i é igual a 9 para o de 9 nós. No caso do elemento de 4 nós as funções N_i são polinômios lineares (LA ROVERE, 2001):

$$N_i = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{x}{x_i} \right) \left(1 + \frac{y}{y_i} \right) \quad (44)$$

já para o elemento de 9 nós N_i são polinômios quadráticos (COOK, 1989) e (LA ROVERE, 2001).

Matricialmente pode-se escrever $\tilde{u}^e = \tilde{N} \tilde{u}$ (Equação 45) onde, para o elemento plano de

4 nós, têm-se:

$$\tilde{N}_{2 \times 8} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \quad (46)$$

$$\tilde{u}_{1 \times 8}^T = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4] \quad (47)$$

Para o elemento plano de 9 nós, têm-se:

$$\tilde{N}_{2 \times 18} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & \dots & \dots & N_9 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & \dots & \dots & 0 & N_9 \end{bmatrix} \quad (48)$$

$$\tilde{u}_{1 \times 18}^T = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ \dots \ \dots \ u_9 \ v_9] \quad (49)$$

Para elementos planos, define-se um vetor de deformações específicas \tilde{e} e um vetor de tensões

\tilde{s} :

$$\tilde{e} = \begin{Bmatrix} \mathbf{e}_x \\ \mathbf{e}_y \\ \mathbf{g}_{xy} \end{Bmatrix} \quad (50)$$

$$\tilde{s} = \begin{Bmatrix} \mathbf{s}_x \\ \mathbf{s}_y \\ \mathbf{t}_{xy} \end{Bmatrix} \quad (51)$$

A partir das relações deformações específicas \times deslocamentos:

$$\mathbf{e}_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad ; \quad \mathbf{e}_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad ; \quad \mathbf{g}_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (52)$$

Obtém-se a matriz B que relaciona o vetor de deformações específicas com o vetor de deslocamentos nodais: $\mathbf{e} = B u$ (53)

E a partir das relações tensões \times deformações específicas (Equação 52) para um material elástico-linear e isotrópico obtém-se a matriz constitutiva do material, D , para o estado plano de tensões:

$$\mathbf{s} = D \mathbf{e} \quad ; \quad D = \frac{E}{1-\mathbf{n}^2} \begin{bmatrix} 1 & \mathbf{n} & 0 \\ \mathbf{n} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mathbf{n}}{2} \end{bmatrix} \quad (54)$$

Aplicando-se o Princípio da Energia Potencial Mínima, obtém-se a equação de equilíbrio do elemento: $k u = f$ onde $k = \int_V B^T D B dV$ (Equação 55) é a matriz de rigidez do elemento e f é o vetor de forças do elemento: $f = f_{no} + f_e$ (Equação 56) em que f_{no} é o vetor de cargas aplicadas nos nós e $f^e = \int_{V^e} N^T \cdot b dV^e + \int_{S_s^e} N^T \cdot p dA^e$ é o vetor de cargas consistente do elemento, ou seja cargas nodais equivalentes a cargas distribuídas na superfície do elemento (p) e no interior do volume do elemento (b).

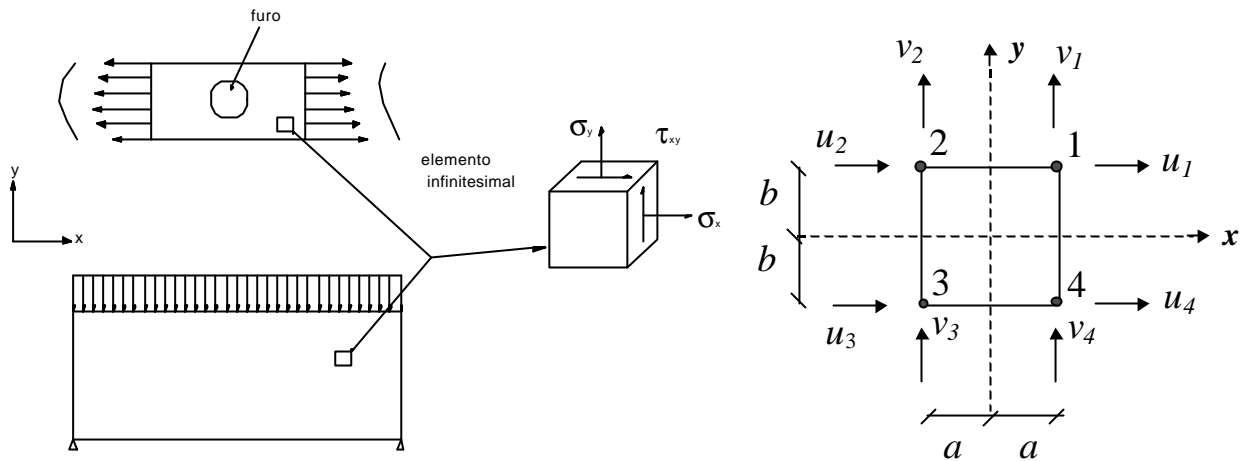


Figura 39 - Elemento finito retangular de estado plano de tensões.

4.1.2 – Elementos finitos de casca

Segundo COOK et al (1989), elementos finitos de casca estão entre os elementos mais difíceis de serem formulados. Em geral utilizam-se três aproximações para os problemas que envolvem cascas nas formulações de elementos finitos:

- Elementos de casca planos, formados pela combinação de um elemento de membrana com um elemento de flexão de placa.
- Elementos de casca curvos, formulados pela teoria clássica de casca.
- Elemento de casca Mindlin (teoria da casca espessa), considerados como formas especiais de elementos sólidos, achatados em uma direção.

O elemento de casca plana foi utilizado para análise tridimensional dos reservatórios elevados; este elemento pode ser formulado pela superposição entre elementos do estado plano de tensão com elementos de placa fina de Kirchhoff (que não considera a deformação por

cisalhamento transversal). Esta formulação somente pode ser aplicada para paredes pouco espessas.

Para estudar placas finas são adotadas as seguintes Hipóteses de Kirchoff:

- 1) A placa é considerada fina em relação às suas dimensões;
- 2) As deflexões da placa são pequenas, comparadas com sua espessura;
- 3) A tensão normal transversal σ_z é desprezível;
- 4) As normais à superfície de referência indeformada da placa permanecem normais à superfície de referência deformada e não sofrem variação de comprimento. (Figura 40)

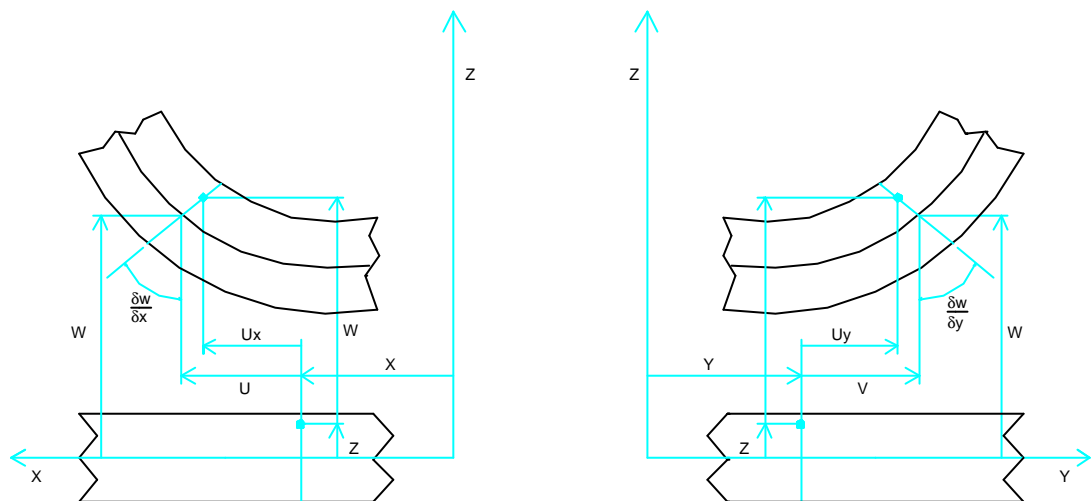


Figura 40 – Deformação de uma placa de Kirchoff (SELKE, 1994).

Considerando-se a normal passando por um ponto $(x,y,0)$ e um ponto sobre esta normal em (x,y,z) , tem-se no estado deformado que as projeções desta normal nos planos $x-z$ e $y-z$ são

feitas pela ação de pequenos ângulos $\frac{\partial w}{\partial x}$ e $\frac{\partial w}{\partial y}$. As componentes de deslocamento de um ponto

(x,y,z) são dadas aproximadamente por:

$$u_x(x,y,z) \cong u(x,y) - z \frac{\partial w}{\partial x}(x,y) \quad (57)$$

$$u_y(x,y,z) \cong v(x,y) - z \frac{\partial w}{\partial y}(x,y) \quad (58)$$

$$u_z(x,y,z) \cong w(x,y) \quad (59)$$

Onde $u(x,y)$, $v(x,y)$ são os deslocamentos de translação na superfície média da placa e $w(x,y)$ é o deslocamento transversal de um ponto $(x,y,0)$. As equações 57, 58, 59 representam um campo de deslocamentos aproximado, decorrente da quarta hipótese.

Considerando as equações de deformações-deslocamentos da teoria da elasticidade para o caso de pequenas deformações, tem-se:

$$\mathbf{e}_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \mathbf{e}_y = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \mathbf{e}_z = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (60)$$

$$\mathbf{g}_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (61)$$

$$\mathbf{g}_{xz} = \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x}$$

$$\mathbf{g}_{yz} = \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y}$$

O arranjo de deslocamentos fica definido pela superposição dos deslocamentos do elemento de 4 nós do estado plano de tensões (membrana) com o do elemento de placa:

$$u^e = \begin{Bmatrix} u(x,y,z) \\ v(x,y,z) \\ w(x,y) \end{Bmatrix} \quad (62)$$

Onde $w(x,y)$ é o deslocamento vertical na superfície média da casca.

Para elementos de casca de 4 nós, o campo de deslocamentos (u,v) total fica sendo:

$$u(x,y,z) = \sum_{i=1}^4 N_i u_i - z \frac{\partial w}{\partial x} \quad (63)$$

$$v(x,y,z) = \sum_{i=1}^4 N_i v_i - z \frac{\partial w}{\partial y} \quad (64)$$

Onde “Ni” são as funções de interpolação do elemento plano de 4 nós definidas anteriormente. O campo de deformações específicas total é obtido inserindo-se nas expressões 63-64 as equações 60 e 61, obtendo-se:

$$\mathbf{e}_x = \mathbf{e}_{ox} - z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (65)$$

$$\mathbf{e}_y = \mathbf{e}_{oy} - z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (66)$$

$$\mathbf{g}_{xy} = \mathbf{g}_{oxy} - 2 \cdot z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (67)$$

$$\mathbf{e}_z = 0, \mathbf{g}_{xz} = 0, \mathbf{g}_{yz} = 0 \quad (68)$$

Onde \mathbf{e}_{ox} , \mathbf{e}_{oy} e \mathbf{g}_{oxy} , são deformações de membrana na superfície média da casca definidas anteriormente para o elemento plano de 4 nós.

Como $\mathbf{g}_{xz} = \mathbf{g}_{yz} = 0$ obtém-se $\mathbf{s}_{xz} = \mathbf{s}_{yz} = 0$, e a tensão normal transversal ($\mathbf{s}_z = 0$) é desprezível, considerando que ela é muito pequena quando comparada com as outras tensões normais. Nesta situação tem-se um estado plano de tensões em cada superfície plana ao longo da espessura (cota z), onde a matriz constitutiva que relaciona as tensões com deformações é a mesma definida anteriormente:

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{s}_x \\ \mathbf{s}_y \\ \mathbf{t}_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\mathbf{n}^2} \begin{bmatrix} 1 & \mathbf{n} & 0 \\ \mathbf{n} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mathbf{n}}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{e}_x \\ \mathbf{e}_y \\ \mathbf{g}_{xy} \end{Bmatrix} \quad (69)$$

O programa SAP2000 (1996) considera para o efeito de membrana além dos graus de liberdade de translação dos nós (u_i, v_i) o grau de liberdade de rotação no plano xy (θ_{xyi}). Pode-se também considerar as deformações específicas (curvaturas) e tensões generalizadas (momentos fletores e torsões), integrando-se a Equação 60, ao longo da espessura da casca a priori. Os esforços resultantes do elemento de casca estão mostrados na Figura 41.

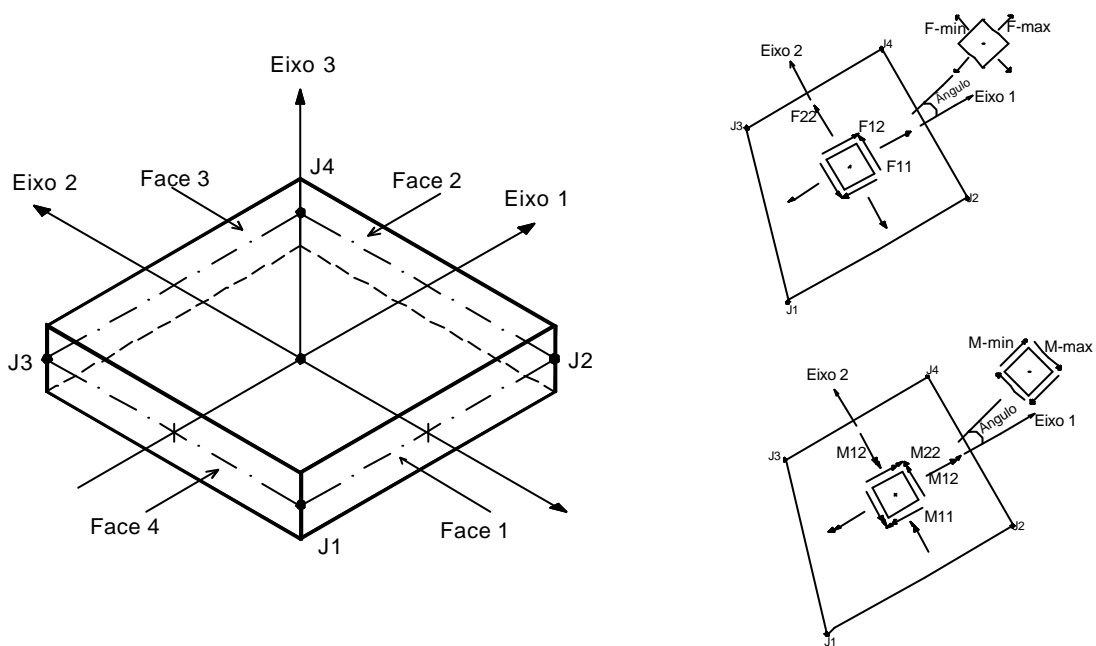


Figura 41 – Elemento finito de casca (SAP-2000,1996).

4.1.3 Recomendações para o uso de elementos planos e elementos de casca

Os elementos finitos planos e de casca são muito utilizados na análise de estruturas onde uma das dimensões é muito menor do que as outras duas. Neste trabalho, na análise bidimensional das vigas-parede foram utilizados na discretização elementos planos retangulares de quatro nós, já para análise tridimensional discretizou-se a estrutura com elementos retangulares de casca de 4 nós. Os elementos retangulares podem ser utilizados somente em situações onde o modelo a ser discretizado tem contorno retangular, que é o caso desta análise. Estes elementos possuem um comportamento melhor do que os triangulares, pois estes últimos representam apenas um campo de deformações específicas constantes no plano xy.

Os elementos finitos planos e de casca devem ser utilizados com cautela pelos usuários, por duas razões principais segundo FONSECA E MARCZAK apud SELKE (1994). Em primeiro lugar, existe uma grande variedade de elementos operacionais em programas de elementos finitos, baseados em teorias que às vezes diferem muito pouco entre si, o que pode gerar a dificuldade para o usuário identificar a teoria na qual estes elementos estão fundamentados e sua aplicabilidade para aquela análise. Em segundo lugar, estes elementos são extremamente sensíveis à variação de geometria, condições de contorno ou carregamento. Recomenda-se, portanto o estudo criterioso do manual teórico do programa do elemento utilizado para análise, sendo que na ausência de dados específicos deve-se realizar alguns testes.

Outro aspecto importante para obtenção de um modelo eficiente na análise de uma estrutura pelo MEF utilizando-se elementos planos ou de casca é a discretização. Para tanto, certas recomendações com relação à malha de elementos finitos devem ser atendidas. Enumera-se a baixo algumas recomendações mais importantes.

No emprego de elementos retangulares para a discretização de uma estrutura é importante procurar manter a razão entre os lados (a/b em elementos retangulares, em quadriláteros tomar

valores médios) em torno de 1, no máximo 3, ou seja, $1/3 < a/b < 3$, (LA ROVERE, 2001) conforme ilustrado na Figura 42.

Sempre que houver uma concentração ou uma variação brusca de tensões numa estrutura, como por exemplo, nos pontos de aplicação de cargas, nos cantos de aberturas, nos pontos restringidos por vínculos, deve-se utilizar uma malha refinada ou elementos de ordem superior nesta região. Para estruturas pequenas, com poucos graus de liberdade, costuma ser mais conveniente modelar toda a estrutura com uma malha refinada.

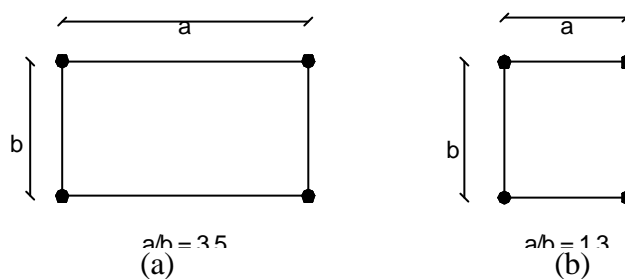


Figura 42 - (a) Relação a/b não recomendável e (b) Relação a/b recomendável entre os lados “a” e “b” de um elemento retangular (La Rovere, 2001).

No entanto, em estruturas maiores, convém modelar apenas a região em que há concentração de tensões com uma malha refinada e o resto da estrutura com uma malha mais grossa, tornando-se necessária uma *transição de malhas*. Entretanto esta transição deve ser realizada com cautela para garantir a compatibilidade de deslocamentos entre elementos adjacentes.(LA ROVERE,2001).

Segundo LA ROVERE (2001), na análise linear de estruturas é em geral mais conveniente utilizar uma malha mais grossa de elementos de ordem superior do que uma malha mais fina de elementos de baixa ordem. Já na análise não-linear pode ser mais eficiente uma modelagem com uma malha fina de elementos de baixa ordem, de forma a evitar problemas de convergência que surgem nos elementos com campos complexos de deslocamentos. Entretanto

como o programa SAP2000 (1996) possui apenas elementos de casca de 4 nós, optou-se por utilizar apenas elementos de 4 nós.

4.2 Análise Elástico-linear de reservatórios retangulares elevados

Na análise elástico-linear de estruturas de concreto armado, considera-se o comportamento elástico-linear para os materiais; a seção a ser utilizada nesta análise é portanto a seção bruta de concreto sem armadura, conforme recomenda a NB-1 (1982) no item 3.2.2.1. As estruturas estudadas apresentam também um comportamento linear-geométrico, ou seja, possuem pequenos valores para os deslocamentos e deformações específicas.

Nos próximos dois itens, serão apresentados os resultados e as considerações adotadas para um estudo comparativo entre o modelo bidimensional (2D) e tridimensional (3D) de reservatórios retangulares elevados.

4.2.1 Análise bidimensional

A análise bidimensional de reservatórios elevados pelo Método dos Elementos Finitos foi dividida em duas etapas.

O objetivo da primeira etapa consistiu na escolha de uma malha de referência para a análise elástico-linear das vigas-parede, através do estudo comparativo entre os deslocamentos verticais e tensões horizontais para diferentes tipos de malha com elementos finitos de quatro e nove nós.

Este estudo é extremamente importante pois, segundo (LA ROVERE, 2001), desejando-se melhorar a precisão da solução aproximada dada pelo MEF, ao invés de aumentar-se o grau do polinômio das funções de aproximação, aumenta-se o número de elementos (ne), e, atendidas

certas condições, quando este tende ao infinito ($ne \rightarrow \infty$) a solução aproximada tende para a solução exata, o que pode ser constatado nos gráficos de tensões e deslocamentos apresentados na primeira etapa.

Na segunda etapa são apresentados os resultados obtidos na análise bidimensional pelo MEF para as tensões horizontais ao longo da altura, de seis vigas-parede com altura fixa e com relações diferentes de comprimento. Para tanto a malha de referência da primeira etapa foi adaptada para cada viga-parede, mantendo-se uma malha regular quadrada. Ainda nesta etapa, através da integração das tensões, são também obtidos os momentos fletores e armaduras, para cada viga-parede analisada.

• **Primeira etapa**

Nesta etapa a viga-parede nº1 foi modelada com oito tipos de malhas, constituídas de elementos finitos planos de quatro e nove nós, que estão apresentados no Quadro 5 .

Quadro 5 – Malhas utilizadas na análise da viga-parede nº1.

REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA MALHA								
Nº MALHA	MALHA 4	MALHA 5	MALHA 6	MALHA 7	MALHA 8	MALHA 16	MALHA 32	MALHA 64
Nº DE NÓS	4 e 9	4 e 9	4 e 9	4 e 9	4 e 9	4 e 9	4 e 9	4 e 9
TIPO DO ELEMENTO								
NÚMERO DE ELEMENTOS	16	25	36	49	64	256	1024	4096
DIMENSÃO DO ELEMENTO (cm)	80x80	64x64	53x53	46x46	40x40	20x20	10x10	5x5

As características geométricas e de carregamento da viga-parede nº 1, bem como os pontos utilizados para aferição das tensões e deslocamentos, estão indicadas nas Figura 43(a) e 43 (b). Para esta análise comparativa utilizou-se dois apoios do segundo gênero, (um em

cada extremidade da viga-parede), sem levar em consideração a espessura dos pilares. Foram ainda analisadas duas considerações de carregamento: caso A Figura 43(a), os carregamentos acidentais foram somados e inseridos na borda superior da viga-parede nº1; caso B, os carregamentos acidentais foram divididos em duas parcelas dispostas conforme a Figura 43(b). Para os dois casos foi considerado o carregamento devido ao peso próprio atuando na viga parede.

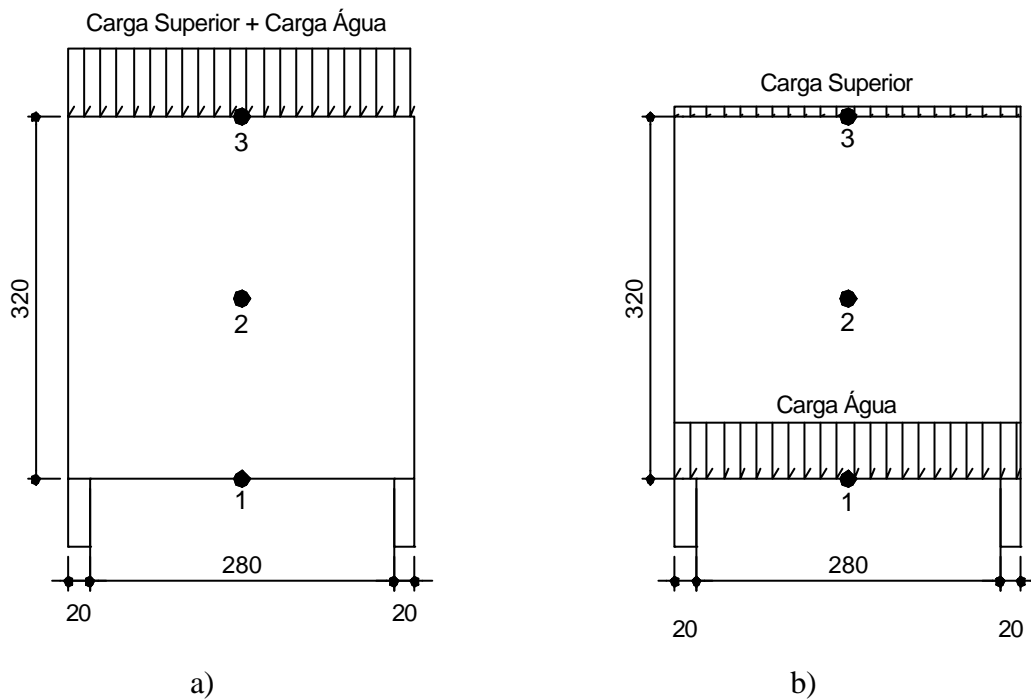


Figura 43 – a) Viga-parede nº 1, Caso A ; b) Viga-parede nº 1, Caso B.

As ações atuantes na viga-parede nº1 foram determinadas no item 3.1.5, ou seja:

- Ações atuantes na laje do fundo:

peso próprio laje (0,2x25)	5,00 kN/m ²
revestimento	0,70 kN/m ²
impermeabilização	0,70 kN/m ²
sobrecarga água (2,9x10)	<u>29,00 kN/m²</u>
Total:	35,40 kN/m²

- Ações atuantes na laje da tampa:

peso próprio laje	(0,1x25)	2,50 kN/m ²
sobrecarga		<u>1.50 kN/m²</u>
Total:		4,00 kN/m²

A distribuição do carregamento para análise das deformações e tensões na viga-parede nº1, pelo método dos elementos finitos está descrita abaixo.

Para o caso A (Figura 43 (a)), a pressão atuante na borda superior da viga-parede é de 157,6 kN/m², obtida da seguinte forma : ação atuante na laje de fundo (35,4 kN/m²) + ação atuante na laje da tampa (4 kN/m²) = 39,40 kN/m² , logo a pressão em cada parede será de $0,25 \times 3,2 \times 39,40 \div 0,2 = 157,6$ kN/m².

Para o caso B (Figura 43 (b)), a pressão atuante na borda superior da viga parede é de 16 kN/m² ($0,25 \times 3,2 \times 4 \div 0,2$), e na borda inferior de 141,60 kN/m² ($0,25 \times 3,2 \times 35,40 \div 0,2$).

Para melhorar a precisão dos valores de tensões nos nós, efetuou-se a média dos valores fornecidos por elementos adjacentes, conforme o exemplo ilustrado na Figura 44 para elementos planos de 4 nós.

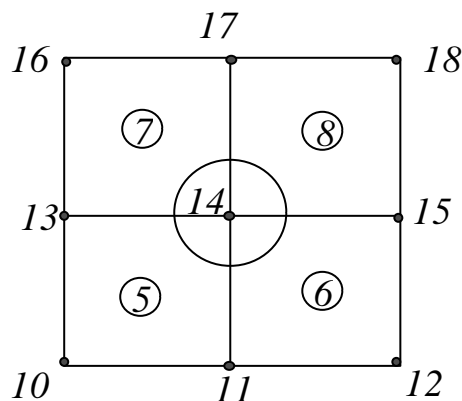


Figura 44 – Elementos finitos planos de 4 nós.

As tensões no nó 14 são calculadas pela média aritmética dos valores de tensão obtidos em cada elemento adjacente a este nó conforme a equação 70.

$$s_{\sim 14} = \frac{1}{4} \left(s_{\sim 14}^{(5)} + s_{\sim 14}^{(6)} + s_{\sim 14}^{(7)} + s_{\sim 14}^{(8)} \right) \quad (70)$$

A viga-parede nº1 foi discretizada para as malhas apresentadas no Quadro 5, os resultados obtidos para as tensões normais horizontais nos três pontos de aferição apresentados na Figura 39, em função do carregamento de peso próprio e para os carregamentos dos casos A e B, estão plotados nas Figuras 45 a 50.

Os resultados obtidos para os deslocamentos verticais, também para os três pontos de aferição, em função do carregamento de peso próprio e para os carregamentos dos casos A e B, estão plotados nas Figuras 51 a 56.

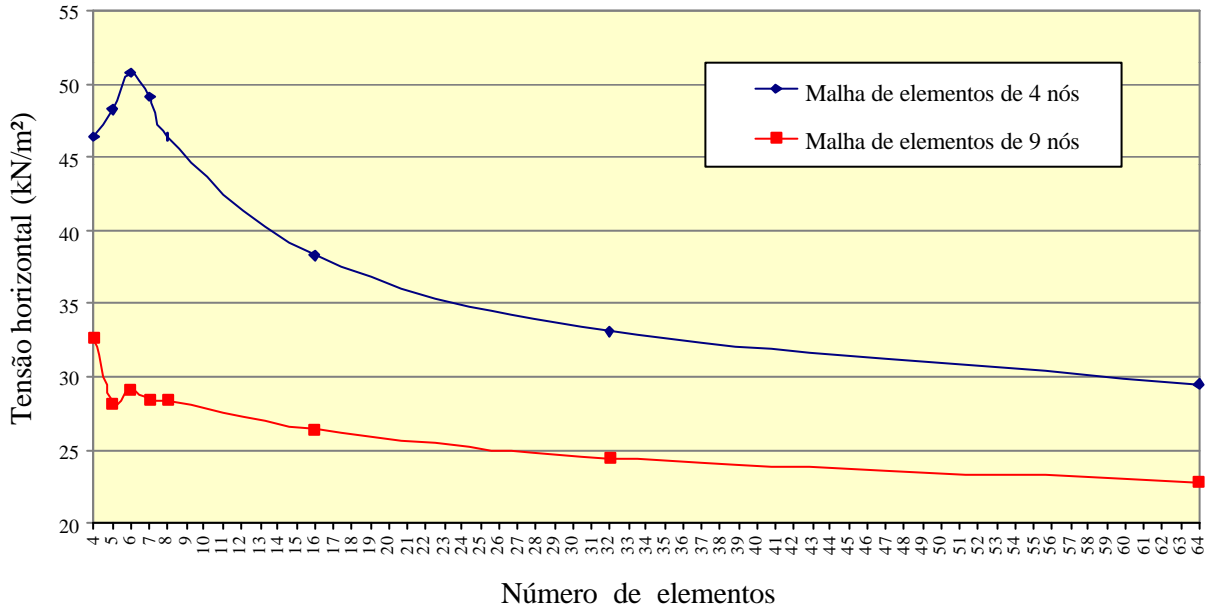


Figura 45 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.

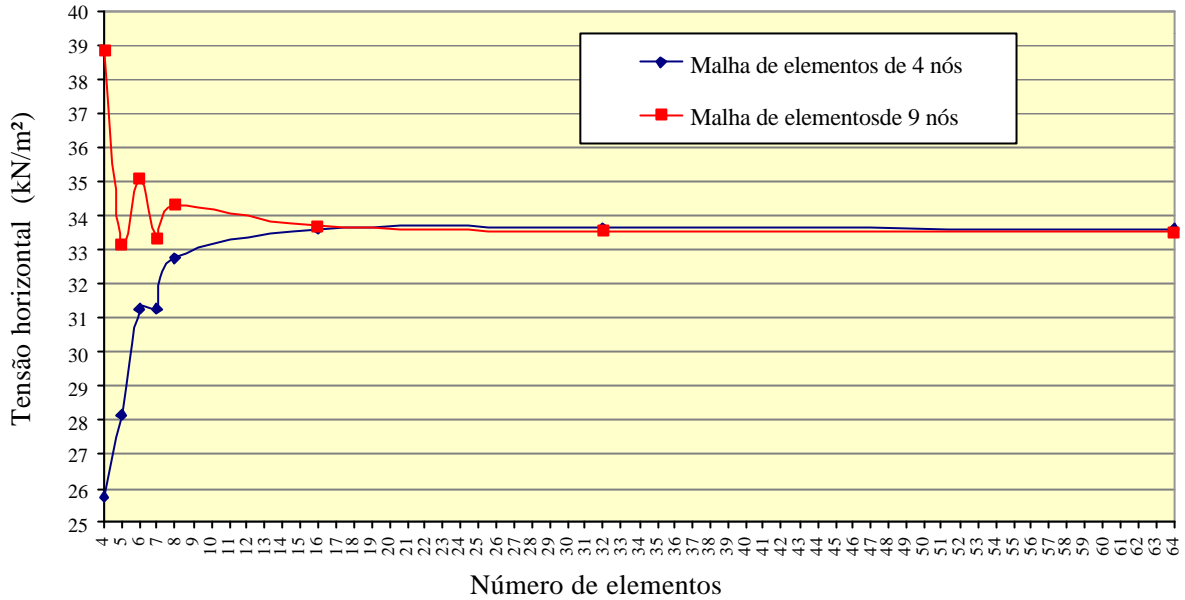


Figura 46 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para o carregamento de peso próprio.

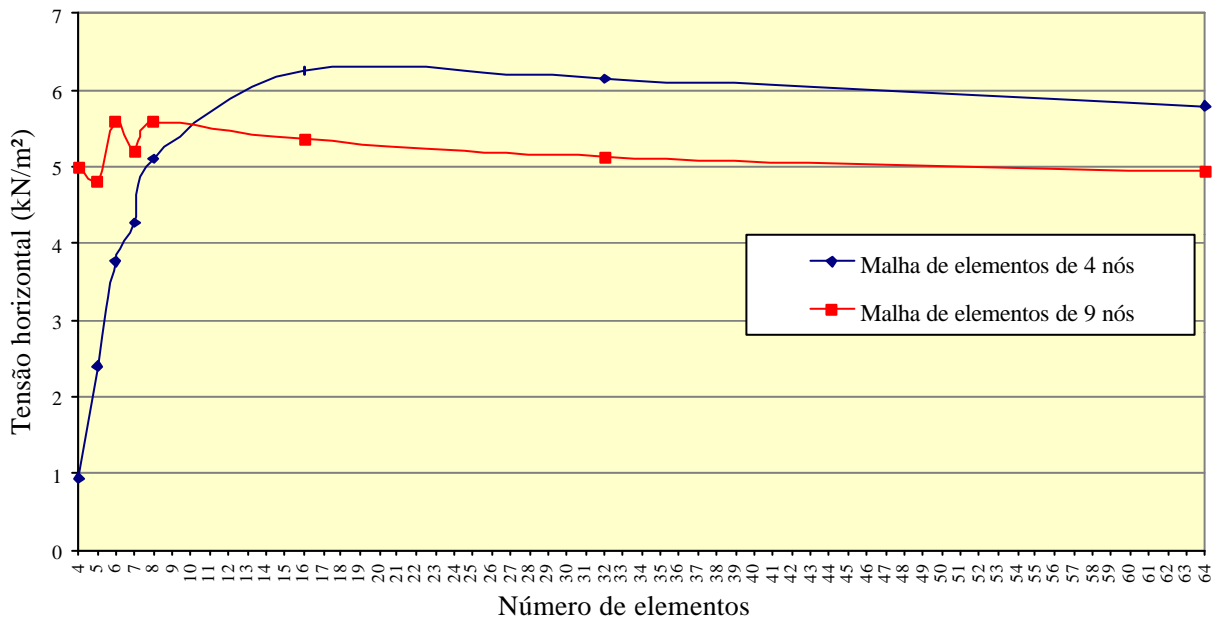


Figura 47 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para o carregamento de peso próprio.

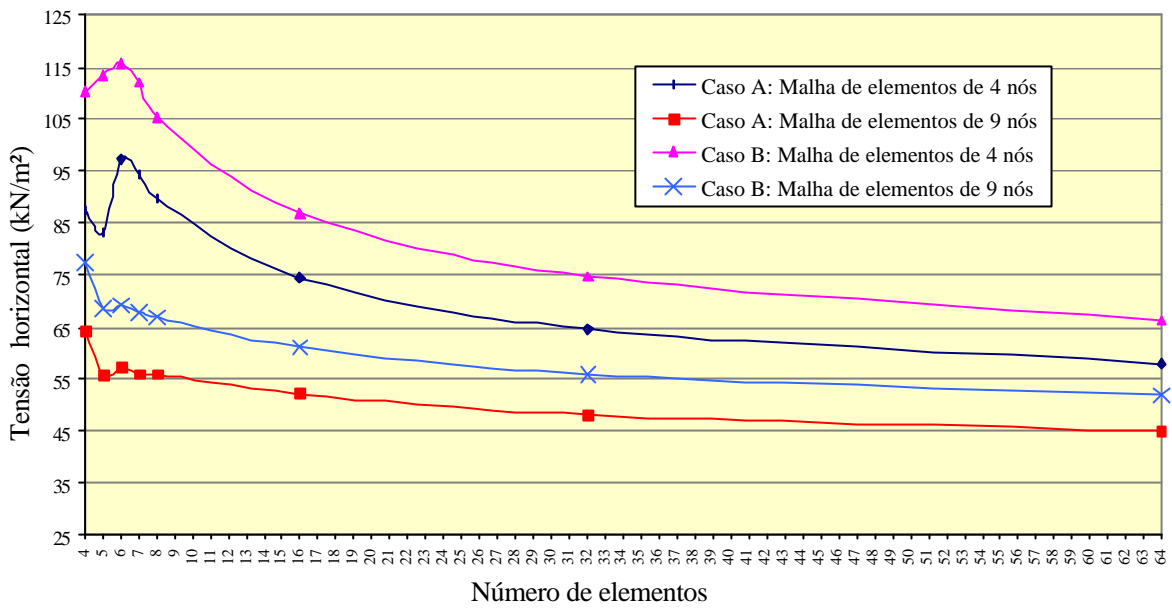


Figura 48 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.

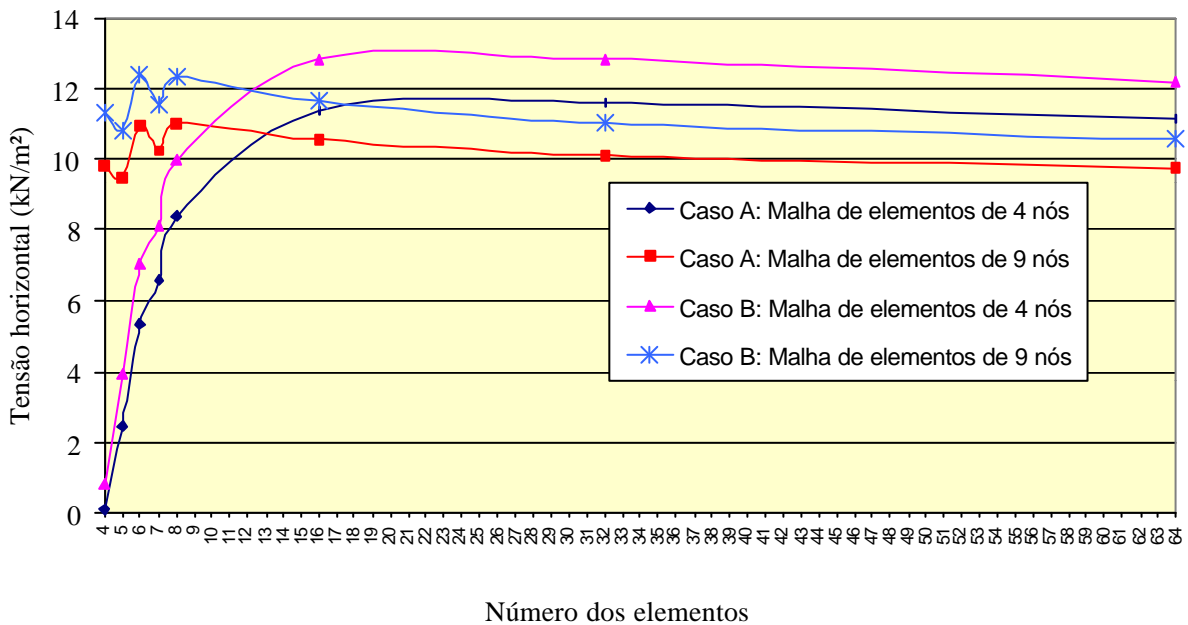


Figura 49 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.

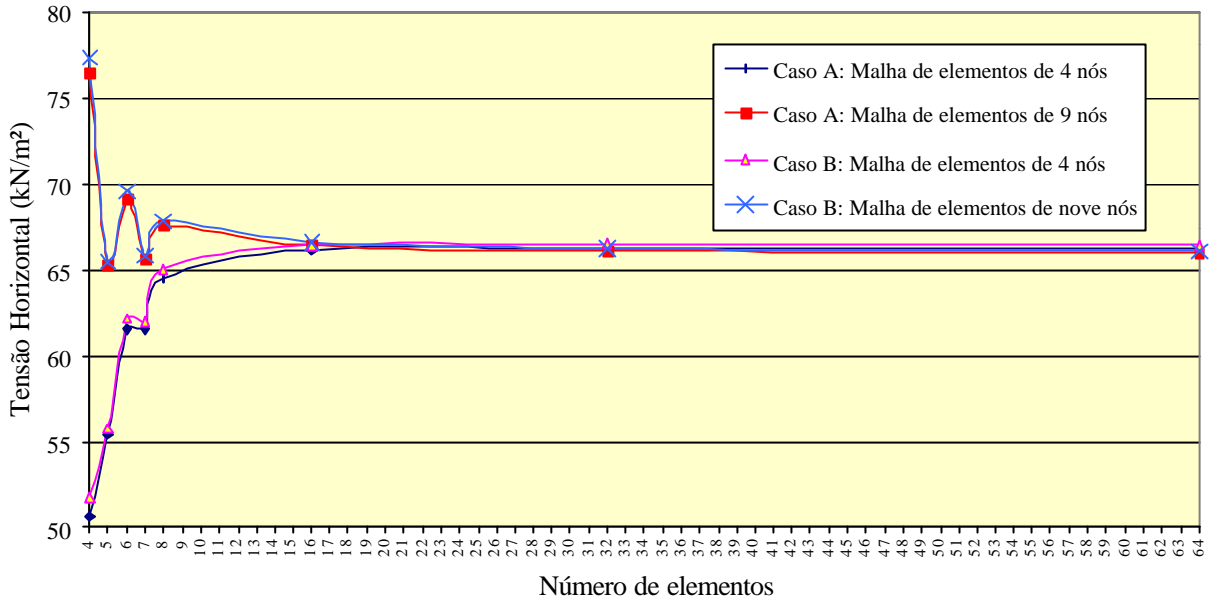


Figura 50 – Gráfico de tensões horizontais σ_x no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.

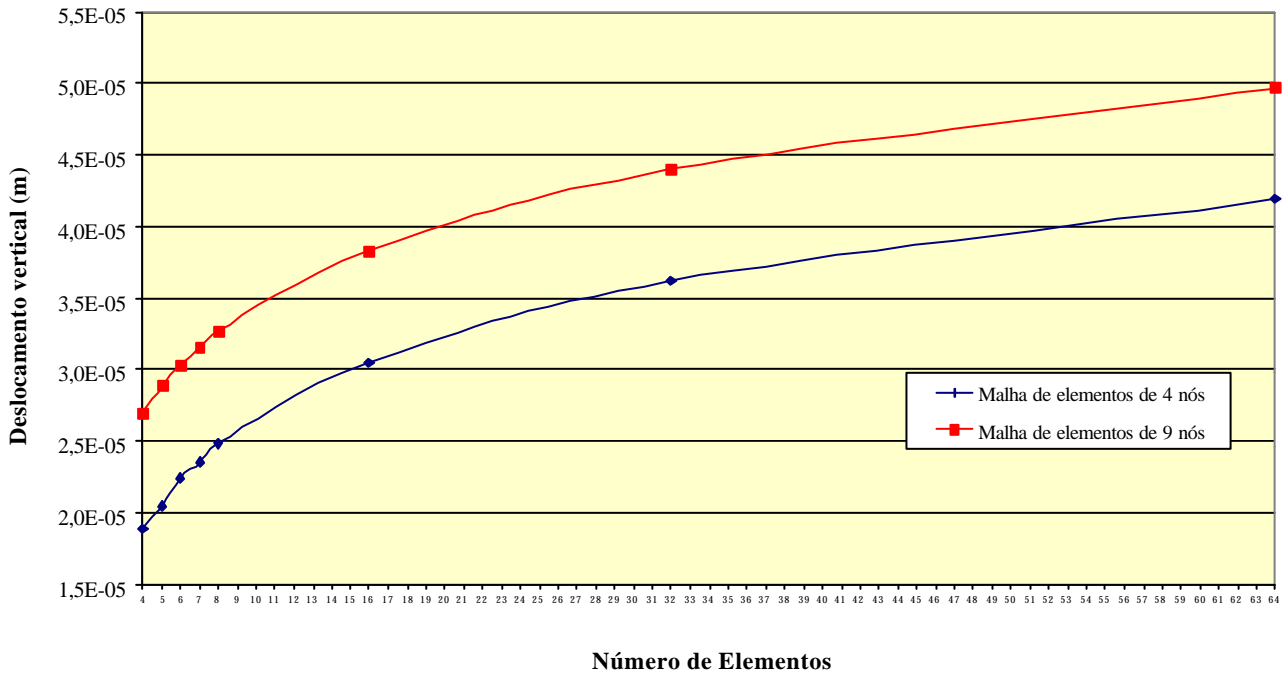


Figura 51 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.

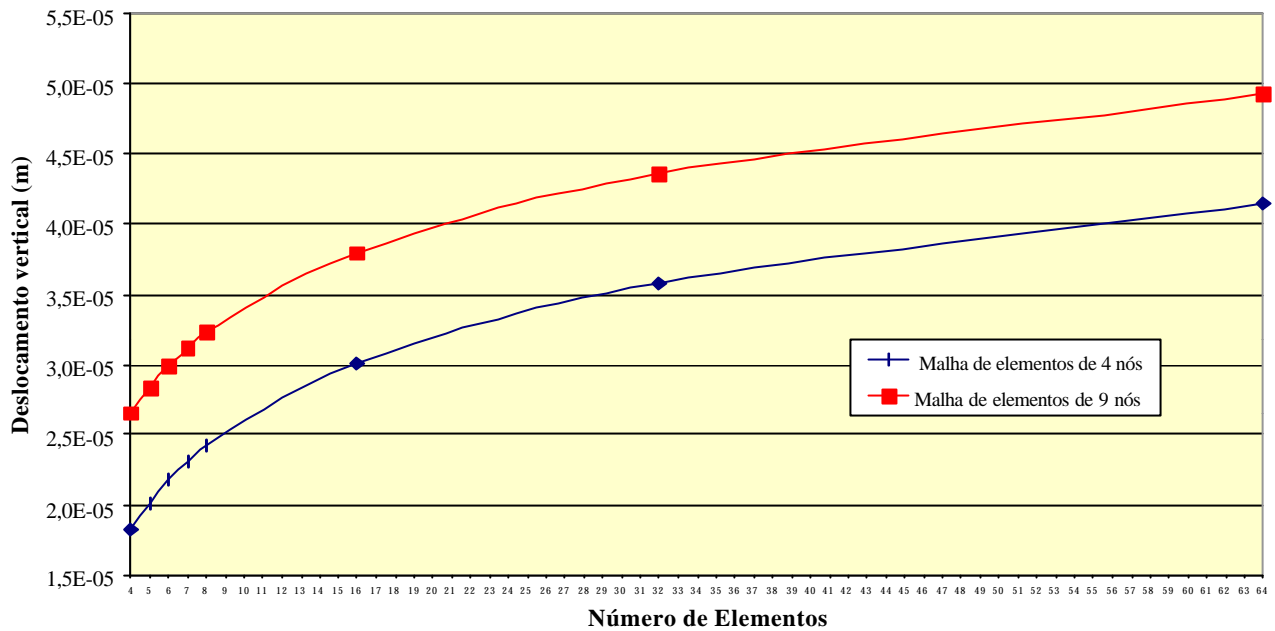


Figura 52 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.

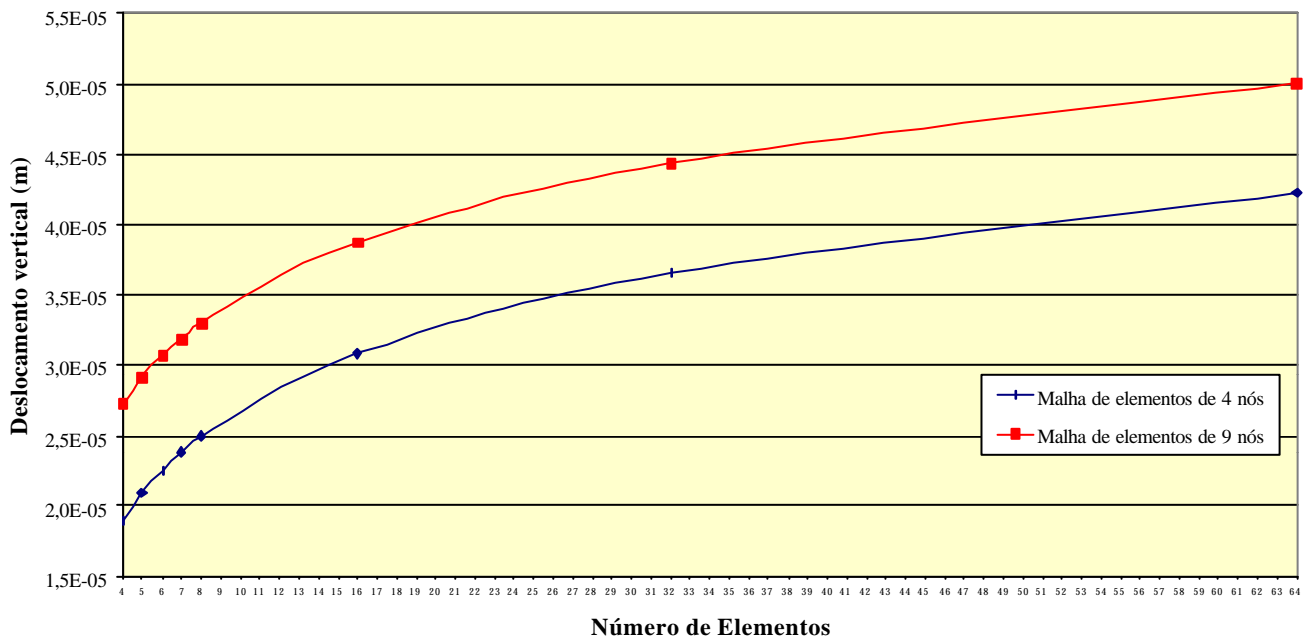


Figura 53 – Gráfico de deslocamentos verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para carregamento de peso próprio.

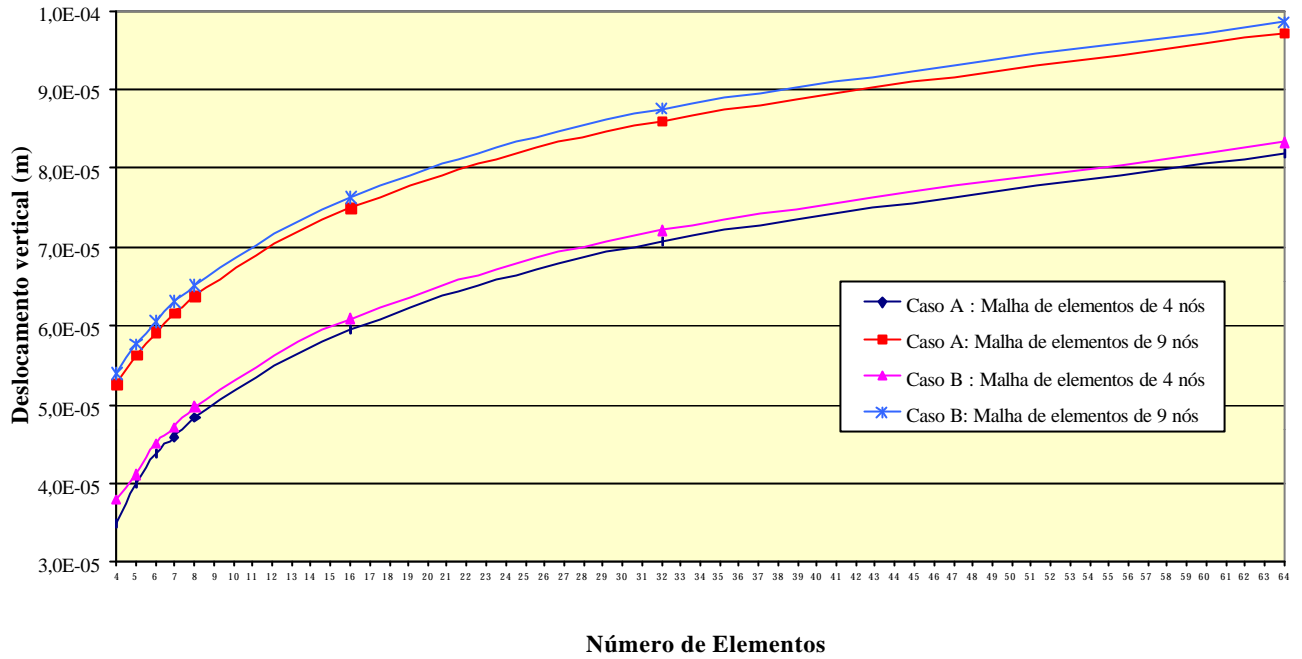


Figura 54 - Gráfico de deslocamentos verticais no nó central inferior (1) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.

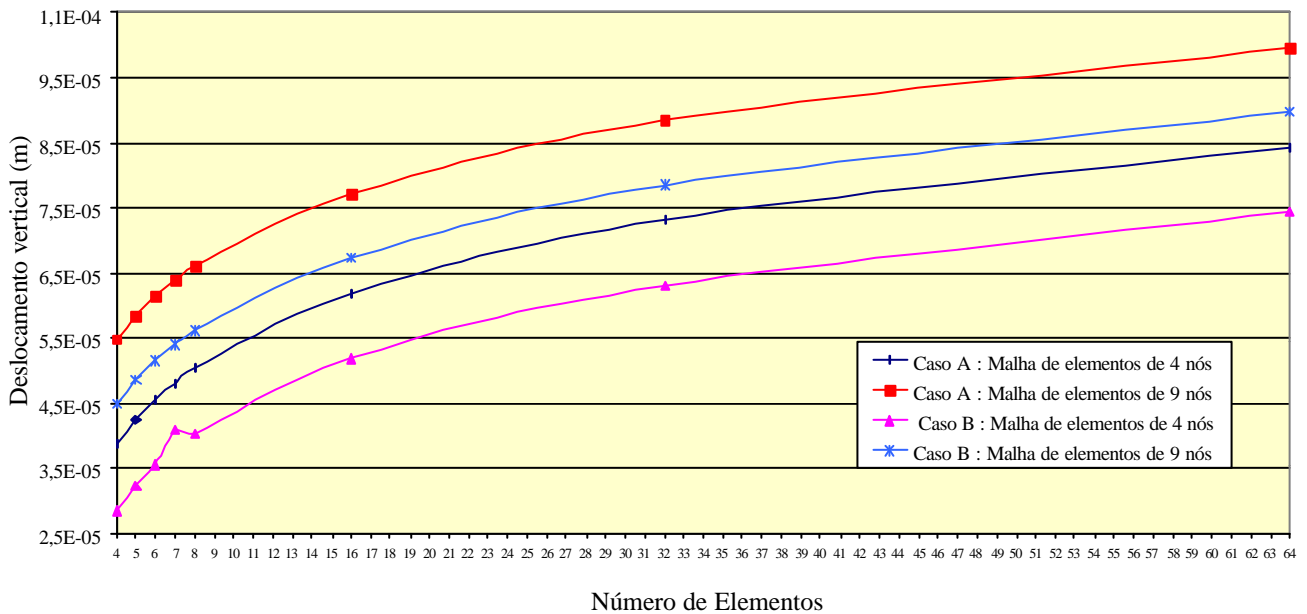


Figura 55 - Gráfico de deslocamentos verticais no nó central (2) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.

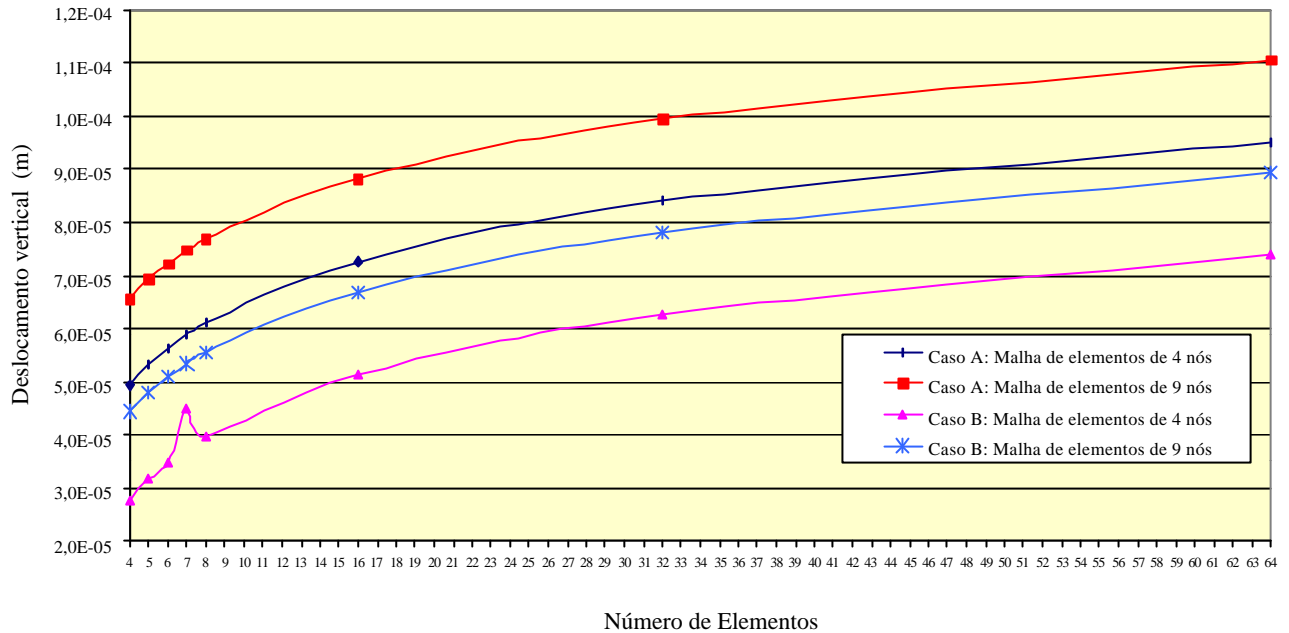


Figura 56 - Gráfico de deslocamentos verticais no nó central superior (3) versus número de elementos em uma direção das malhas para os casos de carregamento A e B.

Pela análise dos gráficos apresentados, verifica-se que a precisão aumenta conforme aumenta o número de elementos ou refina-se a malha. Entretanto para o elemento plano de quatro nós, malhas com 32x32 elementos, e para o elemento plano de nove nós, malhas com 16x16 elementos, observa-se que os resultados são satisfatórios, principalmente em termos de tensões normais horizontais no centro da parede. É importante observar que na parte superior da parede onde se aplicam cargas e na parte inferior próxima aos apoios os resultados são mais suscetíveis à variação do tipo de malha, uma vez que nestas regiões existem concentrações de tensões e uma malha mais fina deveria ser utilizada. Além disto nesta análise comparativa os apoios foram modelados restringindo-se apenas um nó, o que não ocorre na realidade, sendo maior a concentração de tensões em torno dos apoios. Por isto os resultados são piores na região inferior da viga-parede apresentando uma convergência mais lenta para os deslocamentos

quando se aumenta o número dos elementos. Os resultados apresentados confirmam a importância na escolha do grau de discretização do modelo adotado, visando obter a eficiência desejada na análise de uma estrutura.

Apesar de ser mais conveniente na análise linear de estruturas, utilizar uma malha mais grossa de elementos de ordem superior do que uma malha mais fina de elementos de baixa ordem, optou-se pela discretização com elemento plano de quatro nós, malhas com 32x32 para a viga-parede nº1 (Figura 57). Esta opção deve-se principalmente ao fato de que o programa utilizado para análise (SAP2000, 1996) possui apenas elementos de casca de 4 nós, e como neste trabalho serão comparadas as tensões obtidas na análise bidimensional (elemento plano) com a tridimensional (elemento de casca) para os reservatórios, a análise comparativa entre elementos de mesma ordem é mais adequada.

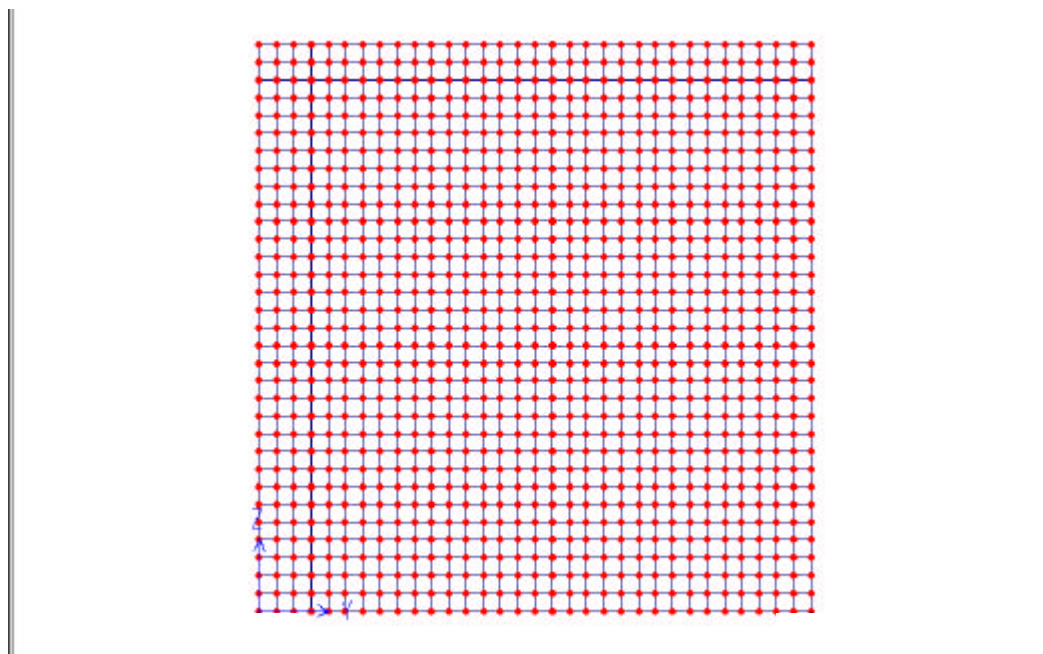


Figura 57 – Viga-parede nº 1, elemento plano de quatro nós, malhas com 32x32 elementos.

- **Segunda etapa**

Nesta segunda etapa são apresentados os resultados obtidos na análise bidimensional pelo MEF para as tensões horizontais ao longo da altura, de seis vigas-parede com altura fixa e com relações diferentes de comprimento. As dimensões adotadas para os reservatórios estudados estão fundamentadas nas observações feitas em projetos de reservatórios, onde se procura manter a altura (h) menor ou igual a 3,20m, sendo que o comprimento e a largura do reservatório dependem do volume determinado pelo projeto hidráulico e preventivo. Para as paredes e fundo adotou-se 20 cm de espessura e para a tampa 10 cm. As características básicas das vigas-parede analisadas nestes reservatórios estão apresentadas na Quadro 6:

Quadro 6 – Resumo das características das vigas-parede dos reservatórios analisados.

Nome	Altura	Comprimento	Relação	Nº tramos	Malha de elementos
	h (cm)	ℓ (cm)	h/ℓ		de 4 nós
Reservatório nº 1	3,2	3,2	1	1	32x32
Reservatório nº 2	3,2	4,8	1,5	1	48x32
Reservatório nº 3	3,2	2,4	0,75	1	24x32
Reservatório nº 12	3,2	6,4	1	2	64x32
Reservatório nº 22	3,2	9,6	1,5	2	96x32
Reservatório nº 32	3,2	4,8	0,75	2	48x32

Para os reservatórios nº2, nº3, nº12, nº22, nº32, a malha foi escolhida propondo-se manter uma malha plana regular para os três reservatórios. Para tanto a malha de referência da primeira etapa foi adaptada para cada viga-parede, conforme o Quadro 6.

Visando-se obter uma solução adequada para todos os reservatórios analisados o apoio foi implementado em um numero de nós suficientes para a representação de um pilar de 20 cm.

Para os reservatórios indicados, foram aferidos os valores das tensões σ_x , no centro da parede, obtendo-se o diagrama de tensões ao longo da altura da parede, para as considerações de carregamentos dos Casos A e B.

Analisou-se também a influência do tipo de apoio na determinação das tensões, sendo implementadas duas considerações de apoio:

- Para as vigas-parede de um único tramo, dois apoios do primeiro gênero, com a adição de uma restrição horizontal no centro da borda inferior, e para as vigas-parede de dois tramos, dois apoios do primeiro gênero nas laterais e um apoio do segundo gênero no centro. Nesta análise o efeito de arco não é levado em conta;
- Para as vigas-parede de um único tramo, dois apoios do segundo gênero, e para as vigas-parede de dois tramos, três apoios do segundo gênero, considerando-se assim o efeito de arco.

As figuras a seguir apresentam a saída gráfica do programa SAP 2000 (1996) para as tensões normais horizontais (σ_x) para a viga-parede nº1. Pode-se perceber claramente que as tensões σ_x de tração são menores na viga-parede quando o efeito arco é levado em consideração. Entretanto, nesta situação, a componente de força horizontal proveniente do efeito arco deverá ser absorvida pelos pilares (“H” deve ser levado em conta no dimensionamento como força cortante no topo do pilar) ou deve-se calcular uma armadura adicional inferior na parede para absorver “H” que funcionaria como tirante, devidamente ancorada nos pilares.

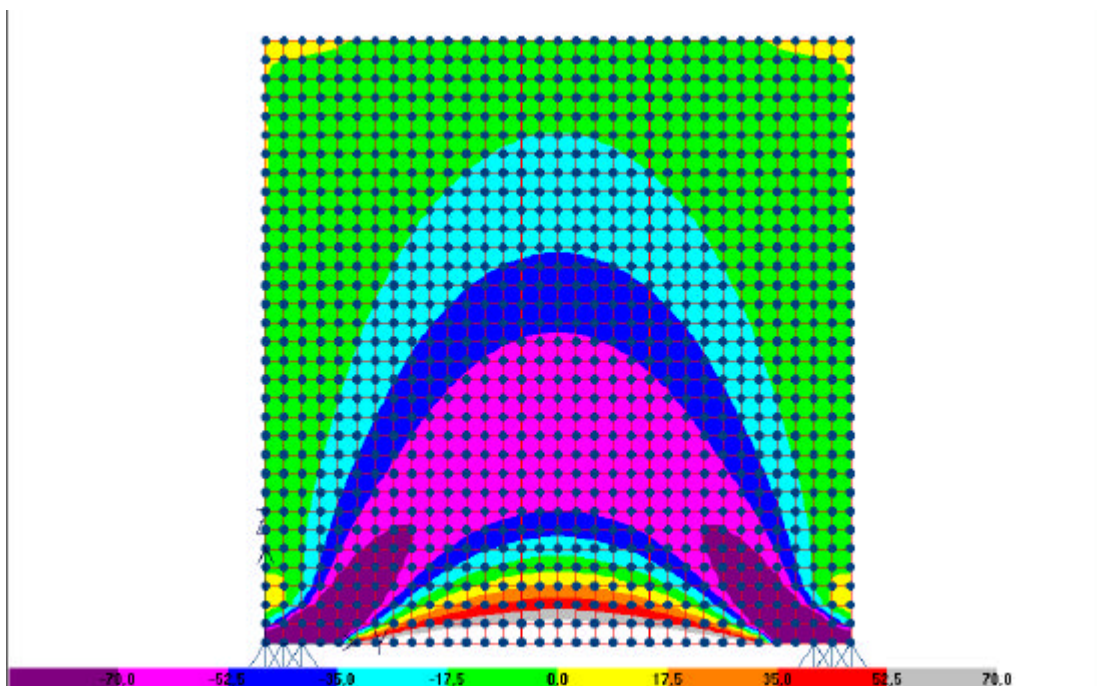


Figura 58 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

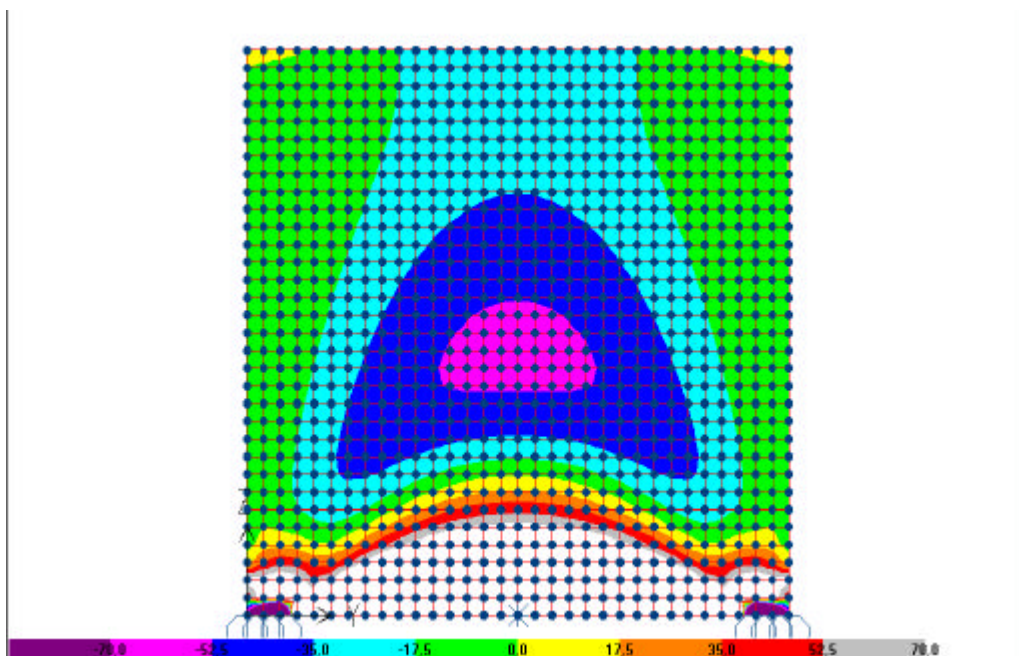


Figura 59 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para os carregamentos do Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

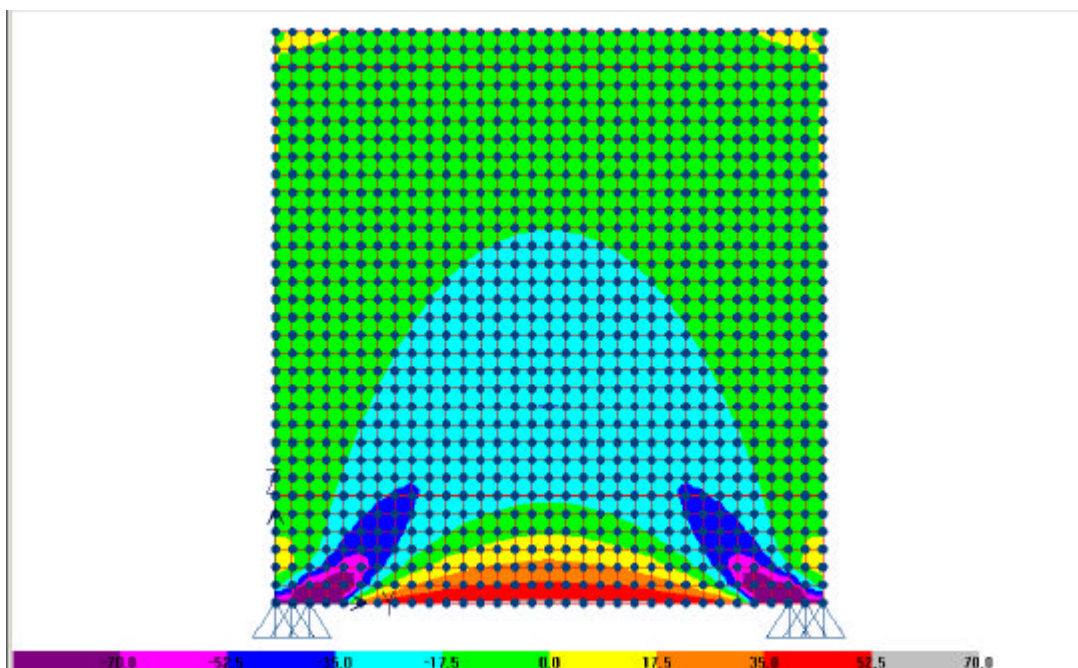


Figura 60 – Distribuição de tensões σ_x (kN/m²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

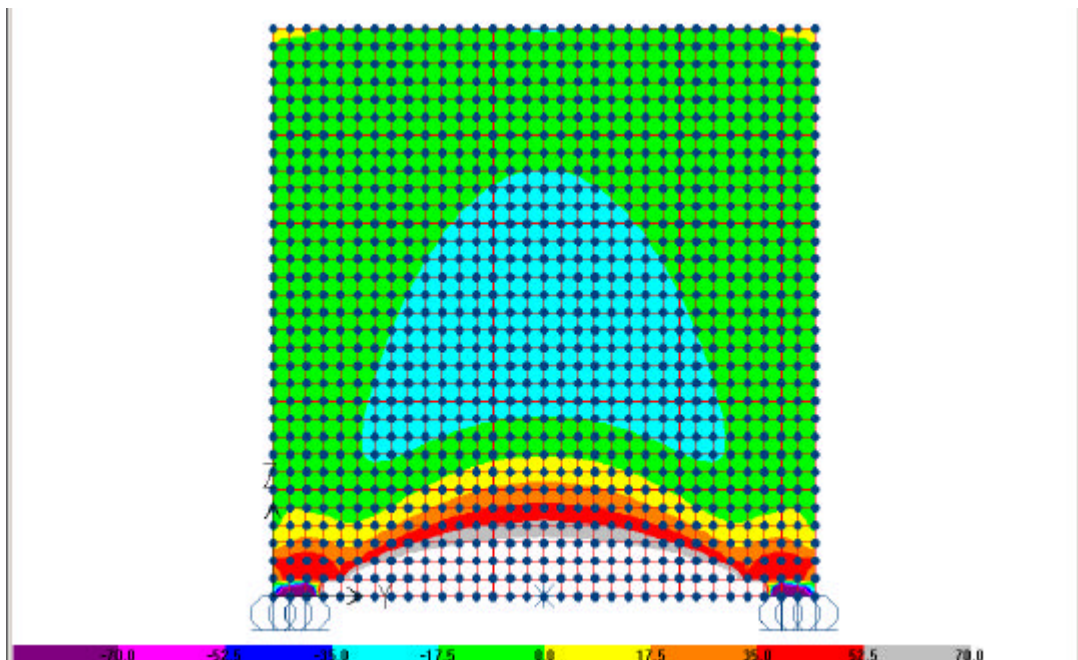


Figura 61 – Distribuição de tensões σ_x (KN/m²), viga-parede nº1, para o carregamento peso próprio, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

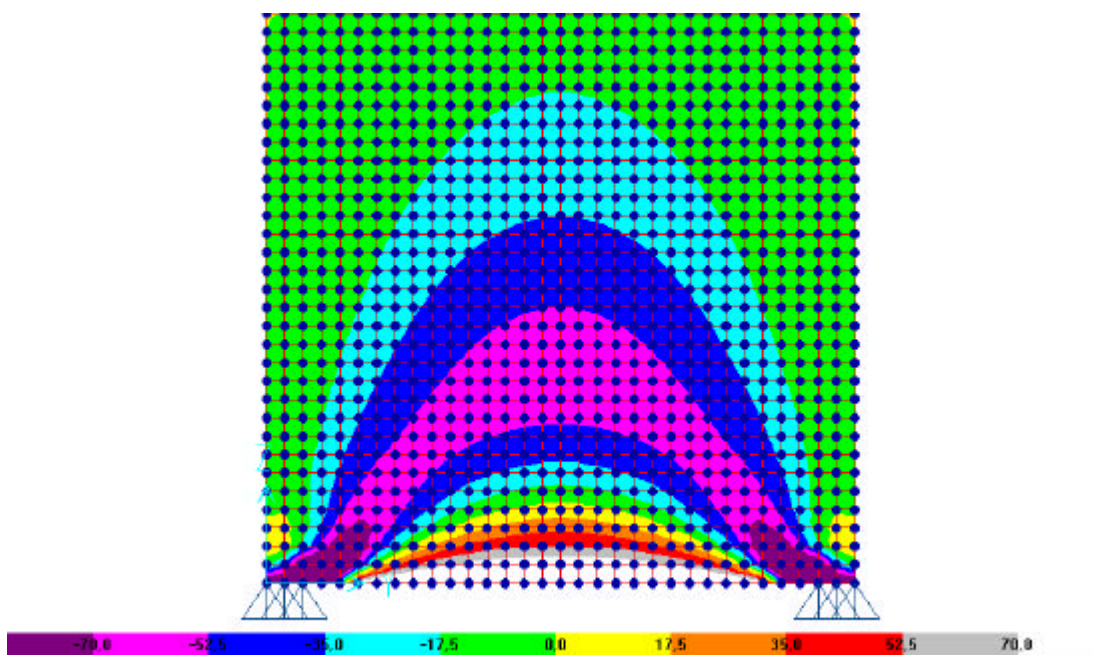


Figura 62 – Distribuição de tensões σ_x (KN/m²), viga-parede n^o1, para os carregamentos do Caso B – Inferior, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

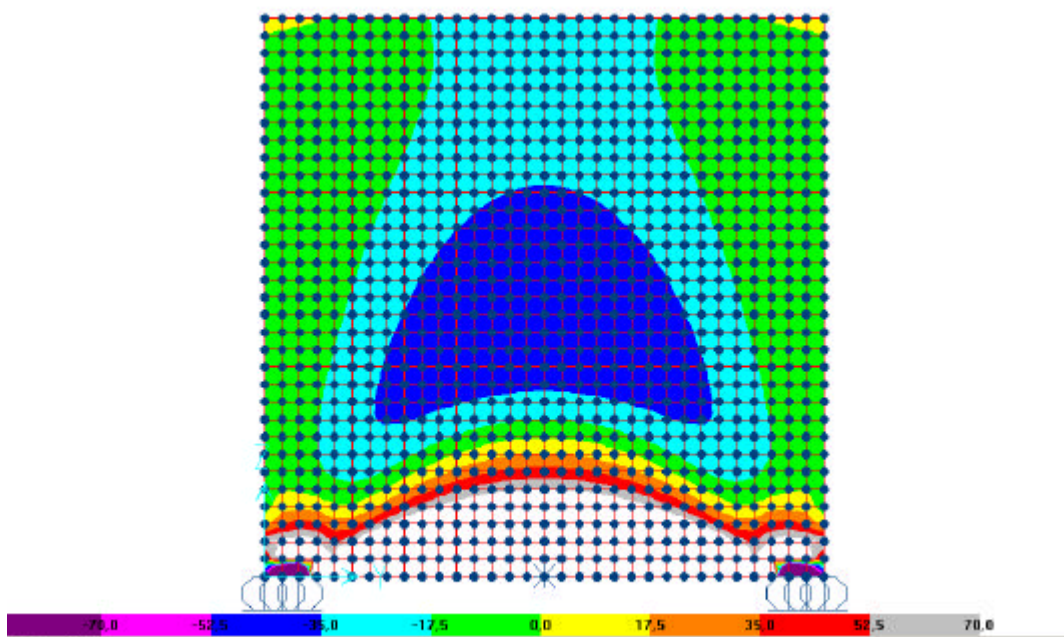


Figura 63 – Distribuição de tensões σ_x (KN/m²), viga-parede n^o1, para os carregamentos do Caso B – Inferior sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

Diagrama de tensões σ_x

Os gráficos abaixo apresentam a configuração do diagrama de tensões σ_x , obtido pelo método dos elementos finitos no centro das vigas-parede, ao longo de sua altura, descritas no Quadro 2. Através da integração das tensões destes diagramas, extraiu-se o momento resultante “M” para cada viga-parede. Com o momento “M” determinou-se o momento de cálculo ($M_d = 1,4.M$) e as armaduras longitudinais necessárias para absorver os esforços de tração, calculadas admitindo-se o mesmo braço de alavanca (z) obtido da distribuição de tensões do Estádio I, para a parede não-fissurada; estes valores estão apresentados nos quadros 7 e 8.

Viga-parede nº1

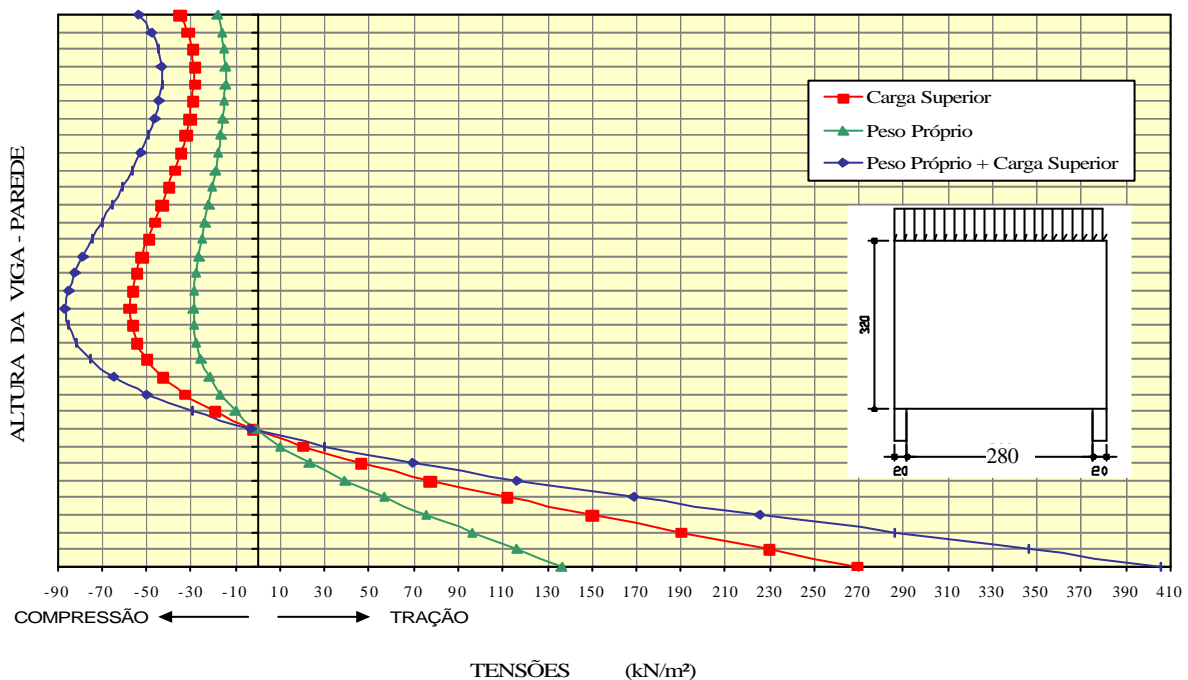


Figura 64 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m^2), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

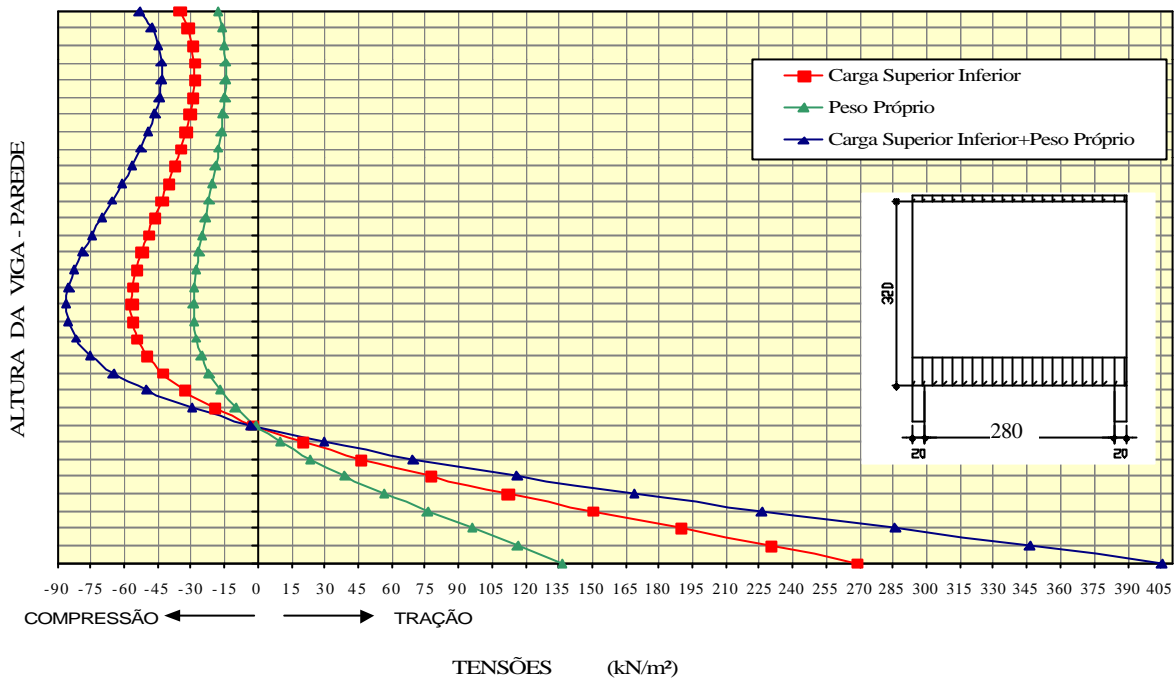


Figura 65 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados. Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

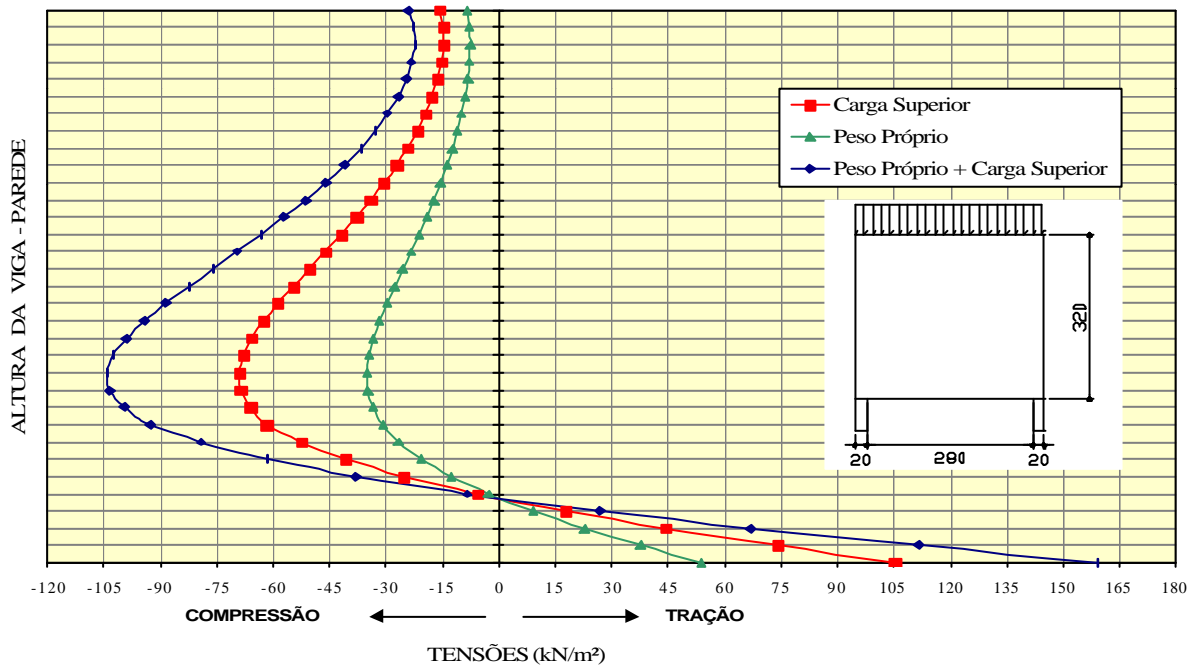


Figura 66 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

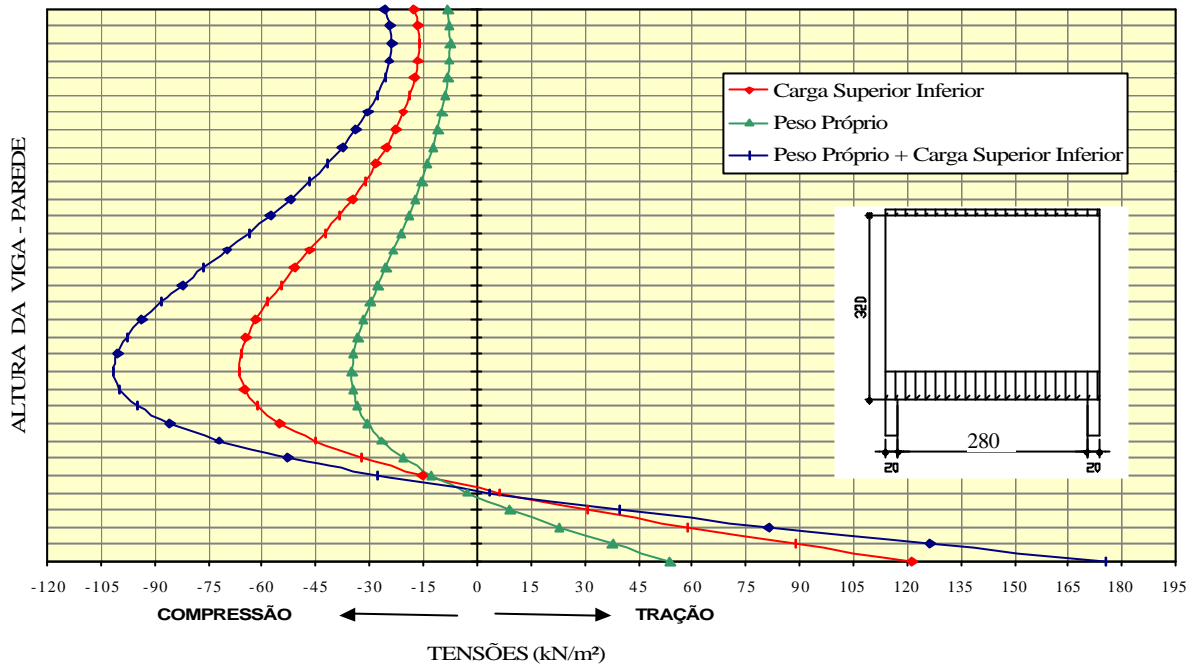


Figura 67 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº1, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

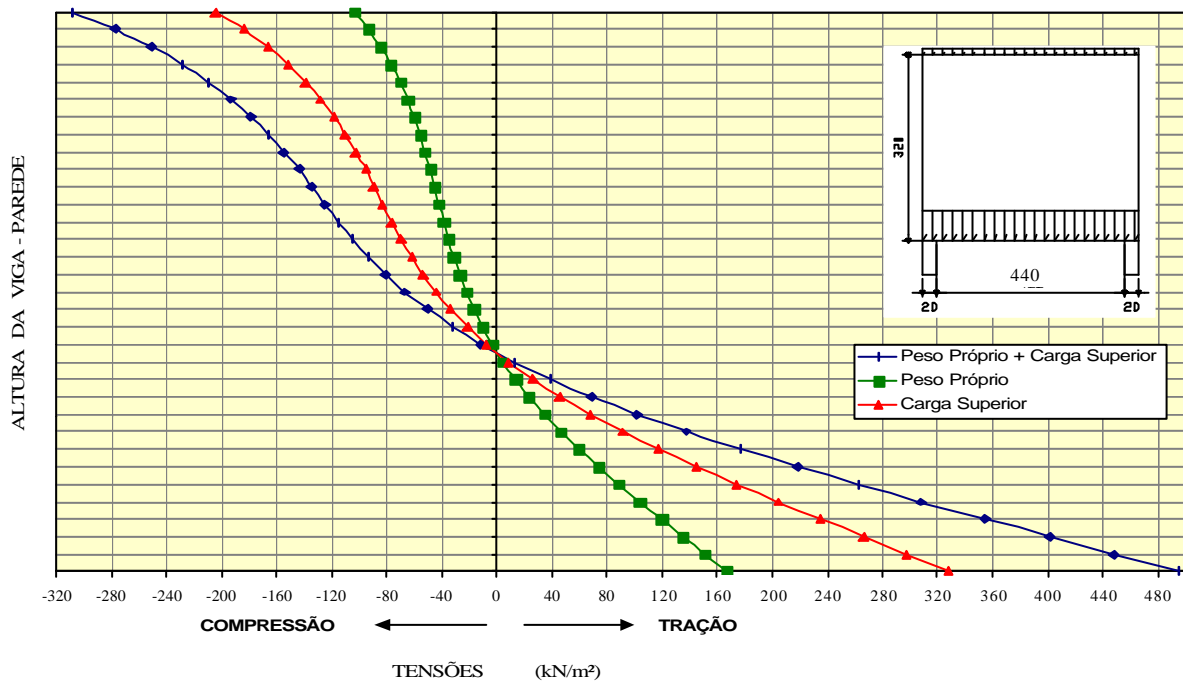


Figura 68 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, sendo os valores do Caso A iguais ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

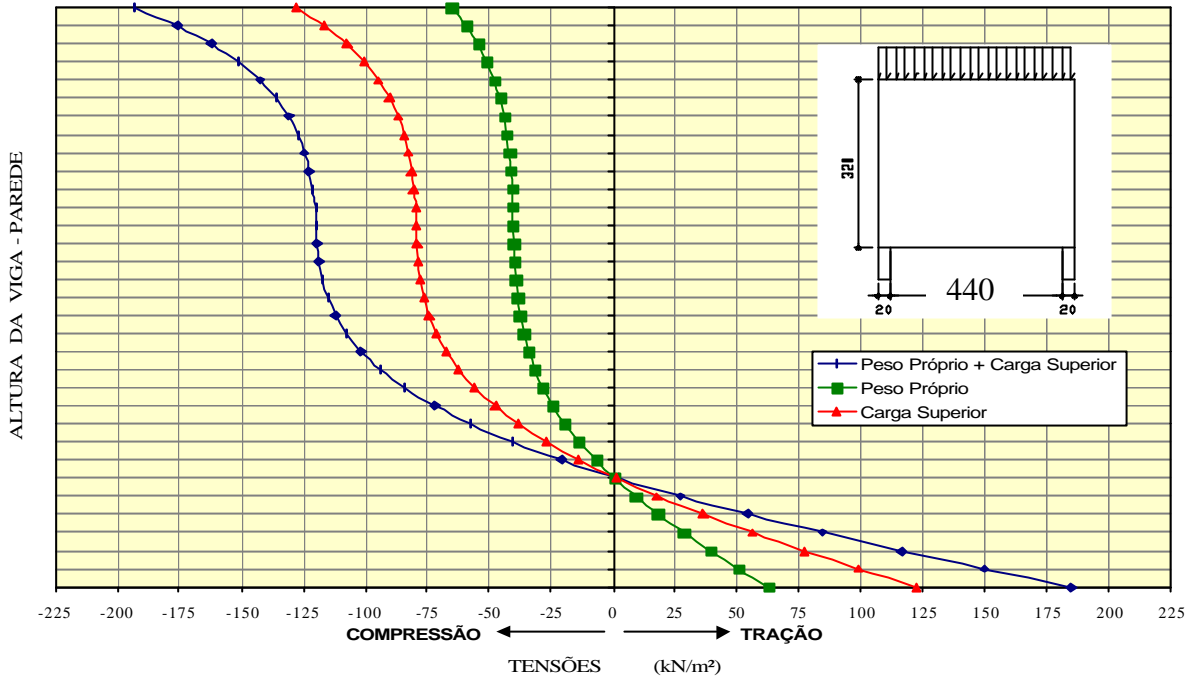


Figura 69 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº2, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

Viga-parede nº3

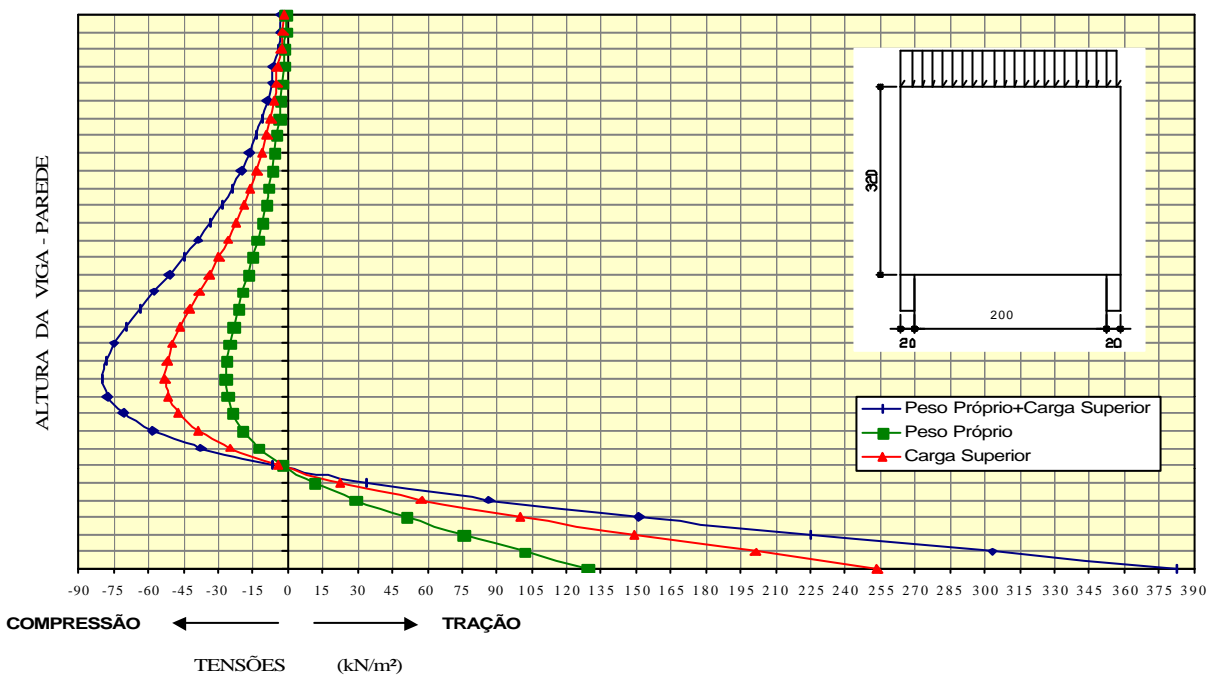


Figura 70 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso A igual B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

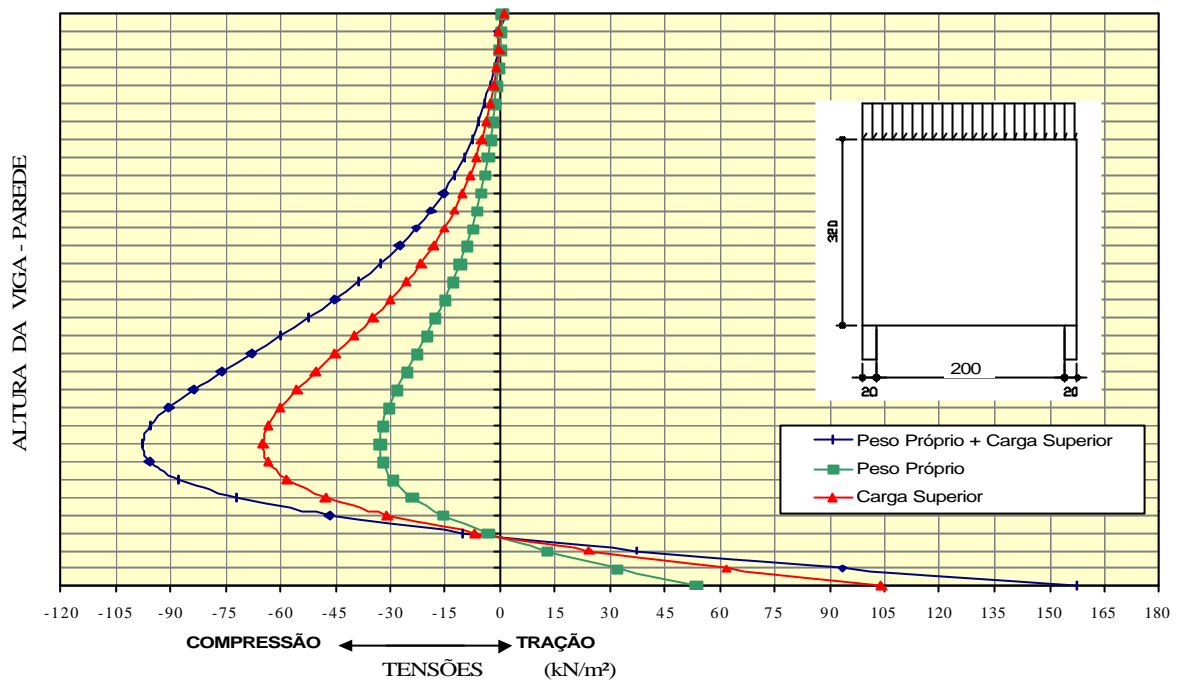


Figura 71 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

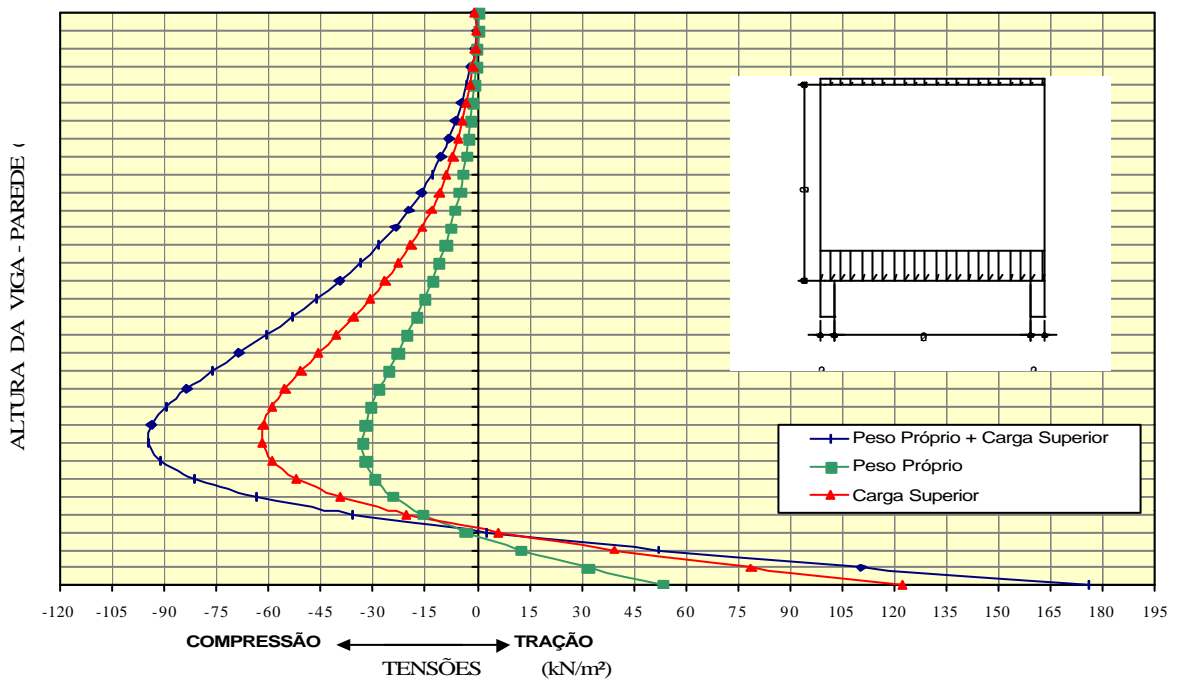


Figura 72 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº3, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

Viga-Parede nº 12

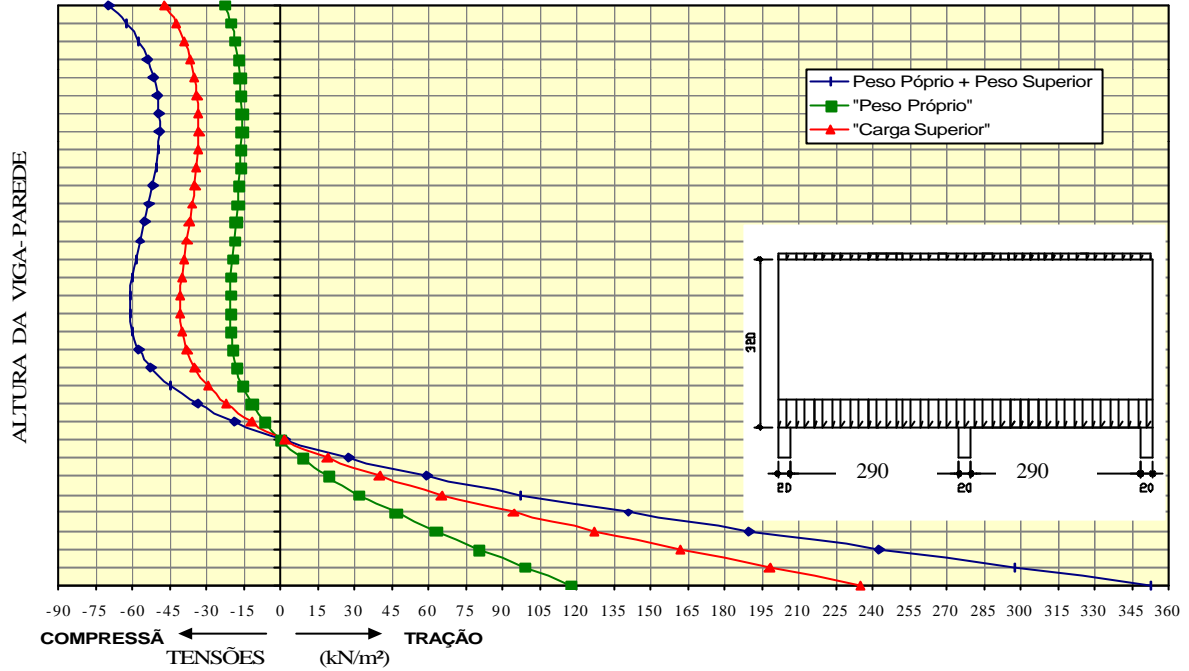


Figura 73 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

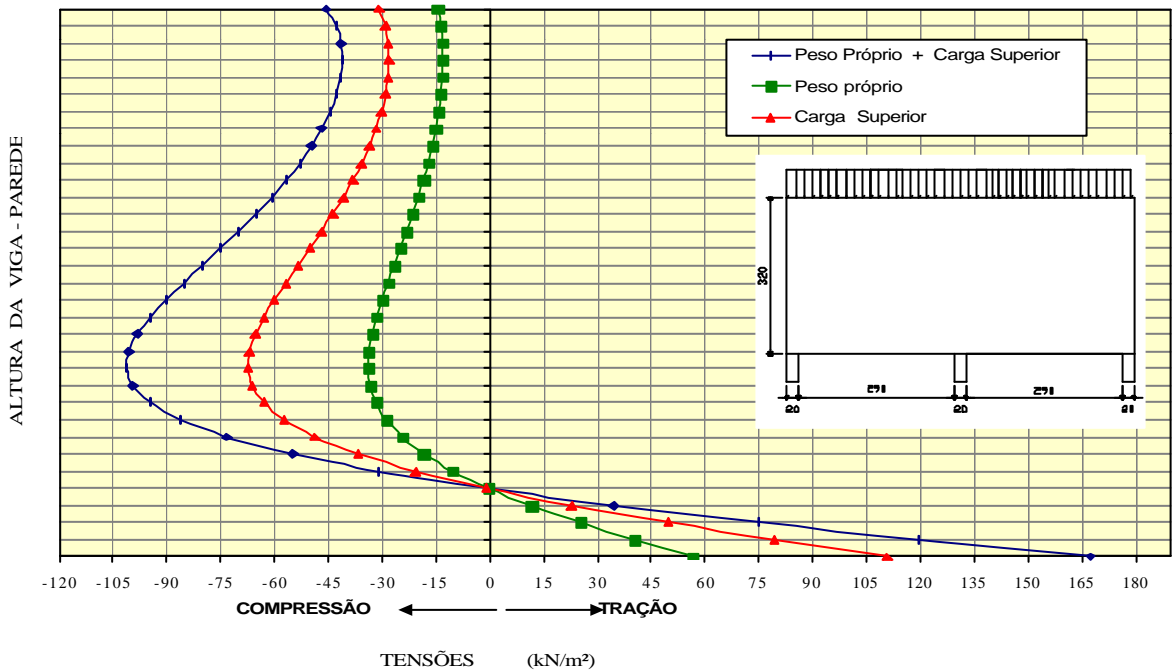


Figura 74 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

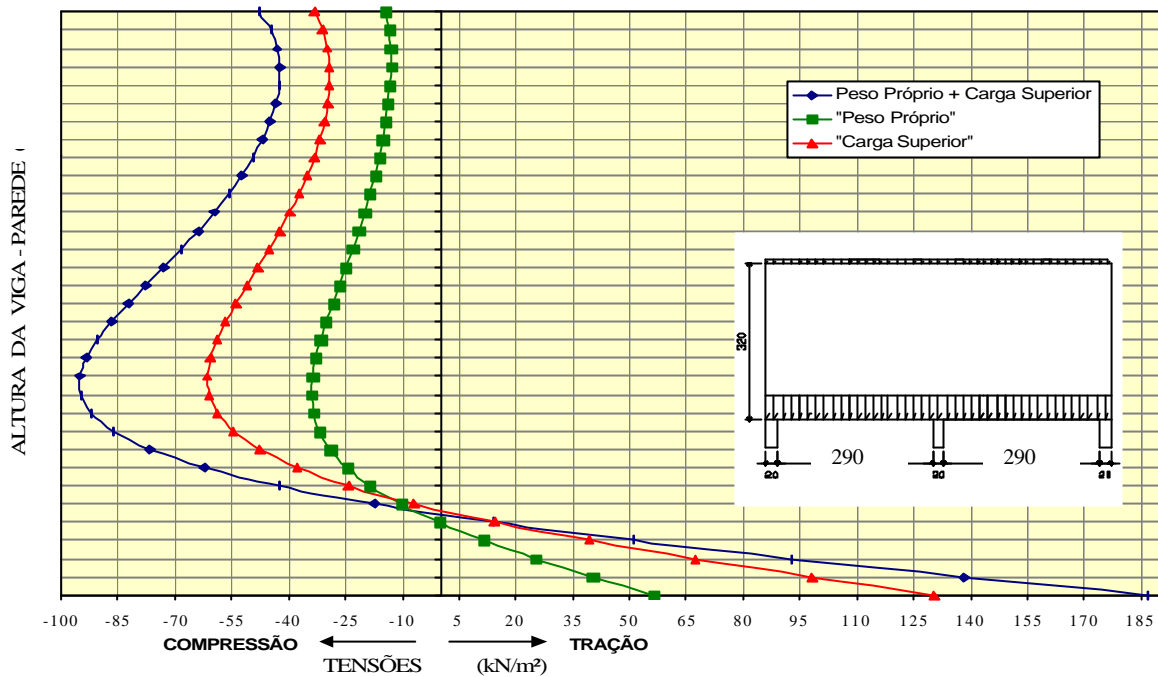


Figura 75 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº12, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

Viga-parede nº22

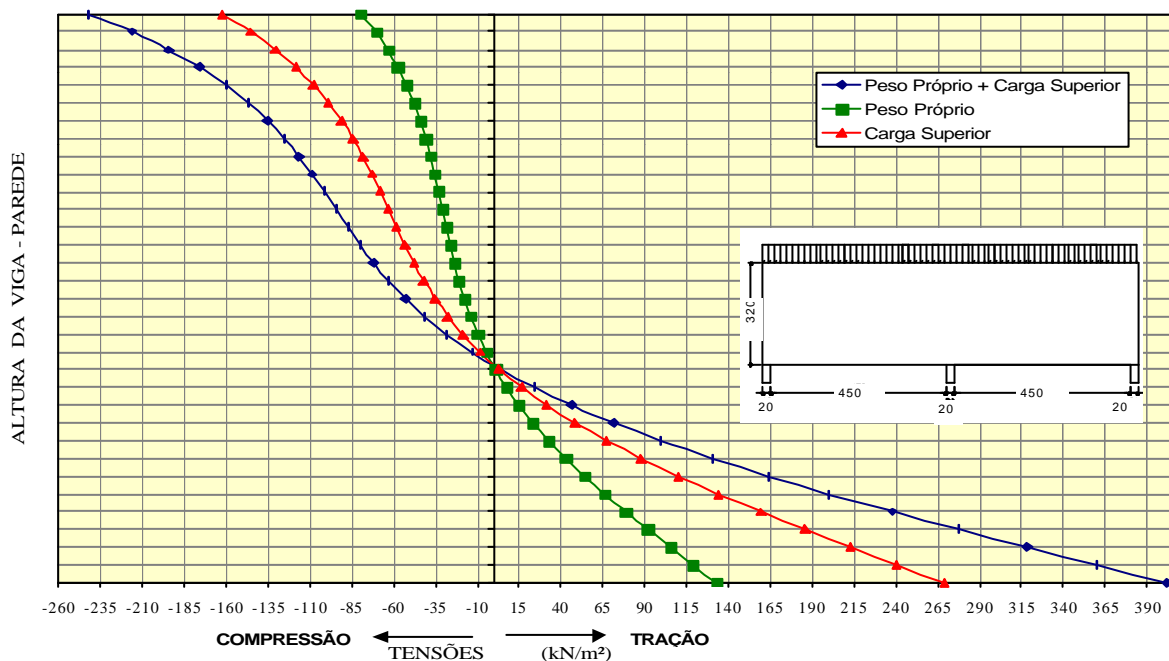


Figura 76 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº22, para o carregamento do Caso A, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

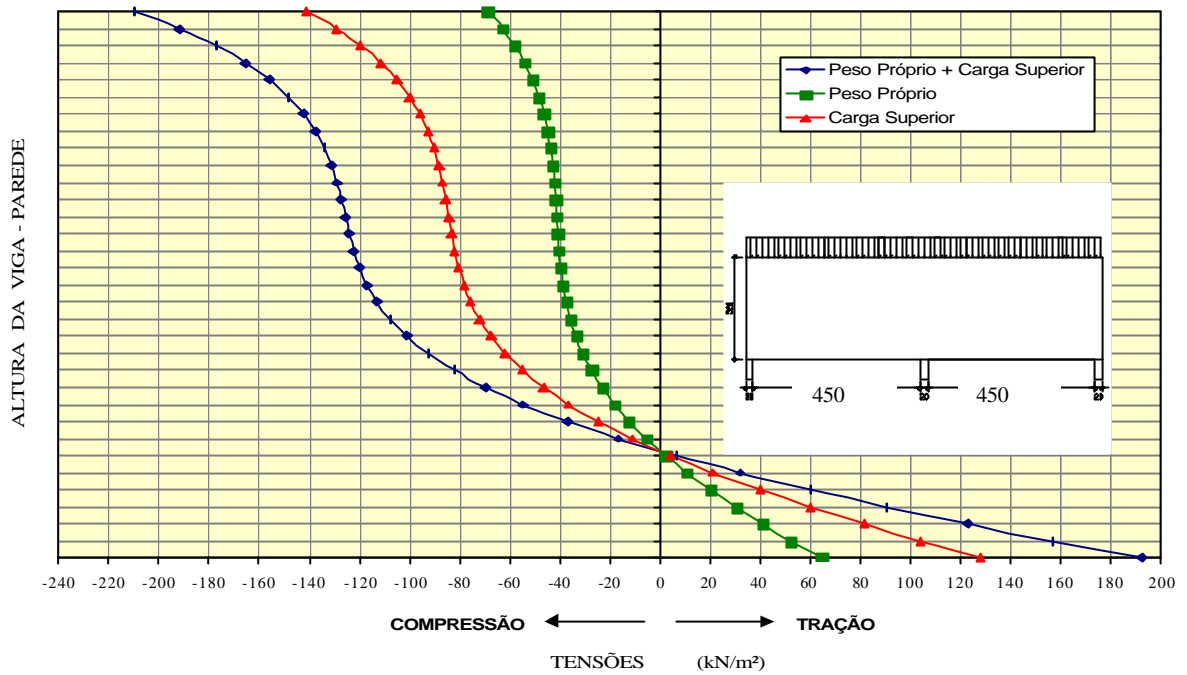


Figura 77 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

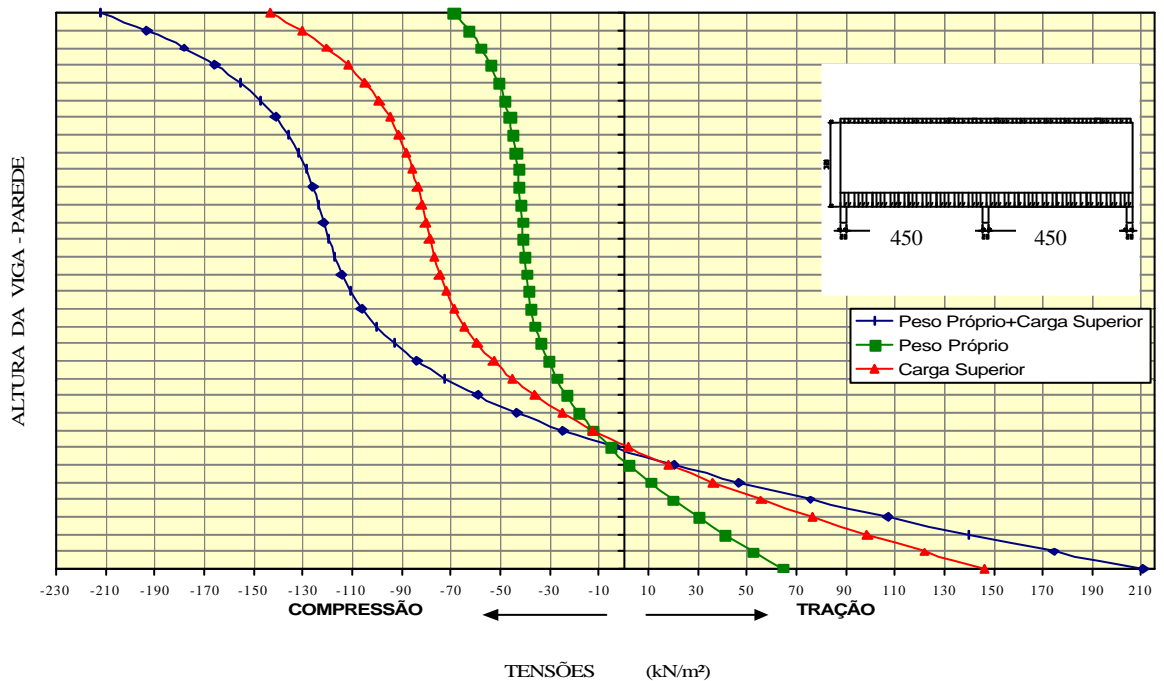


Figura 78 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº22, para os carregamentos indicados, Caso B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

Viga-parede nº32

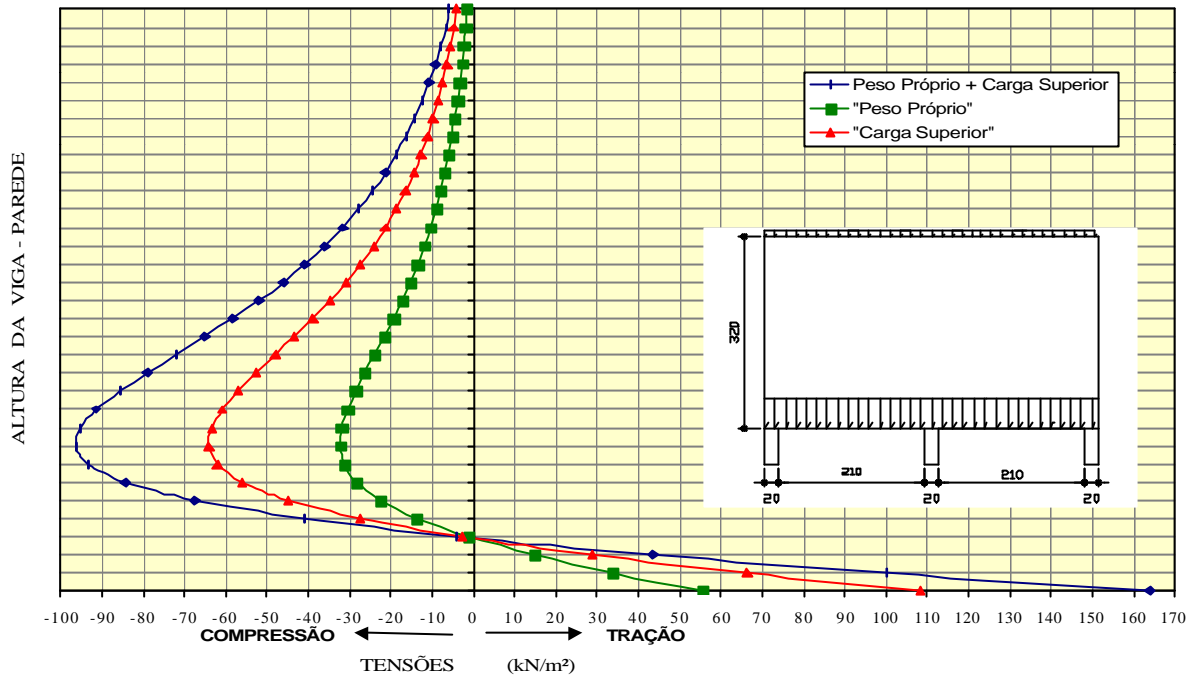


Figura 79 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A igual ao B, sem restrição horizontal nos apoios (sem efeito arco).

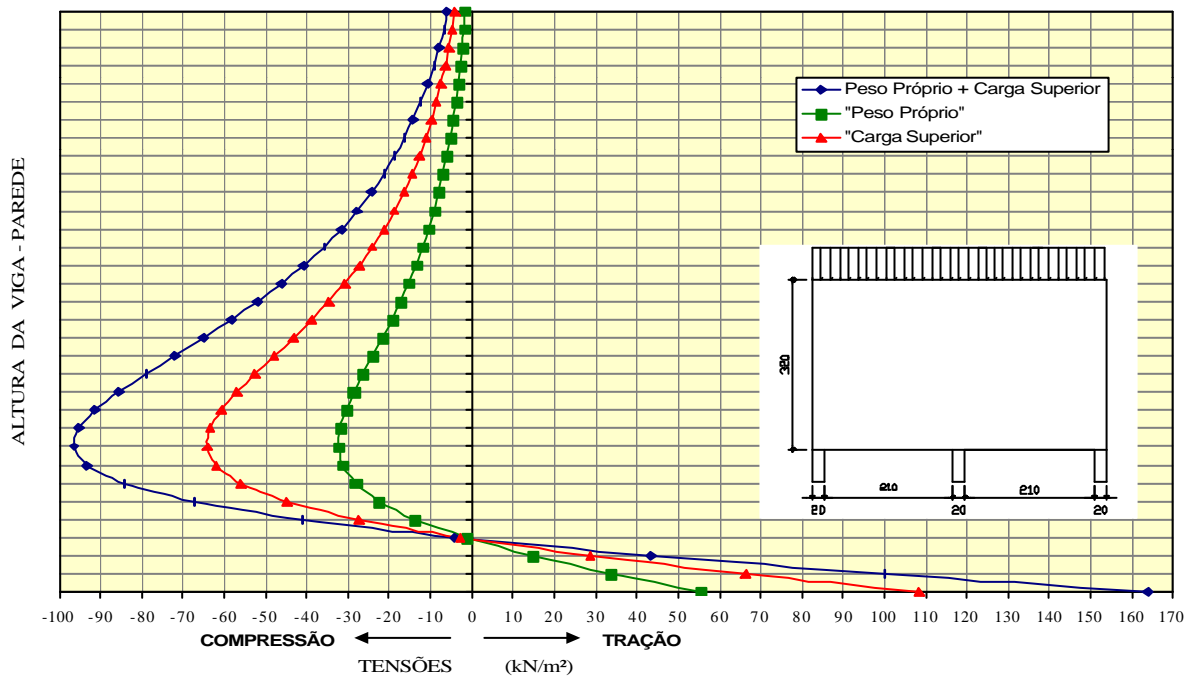


Figura 80 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso A, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

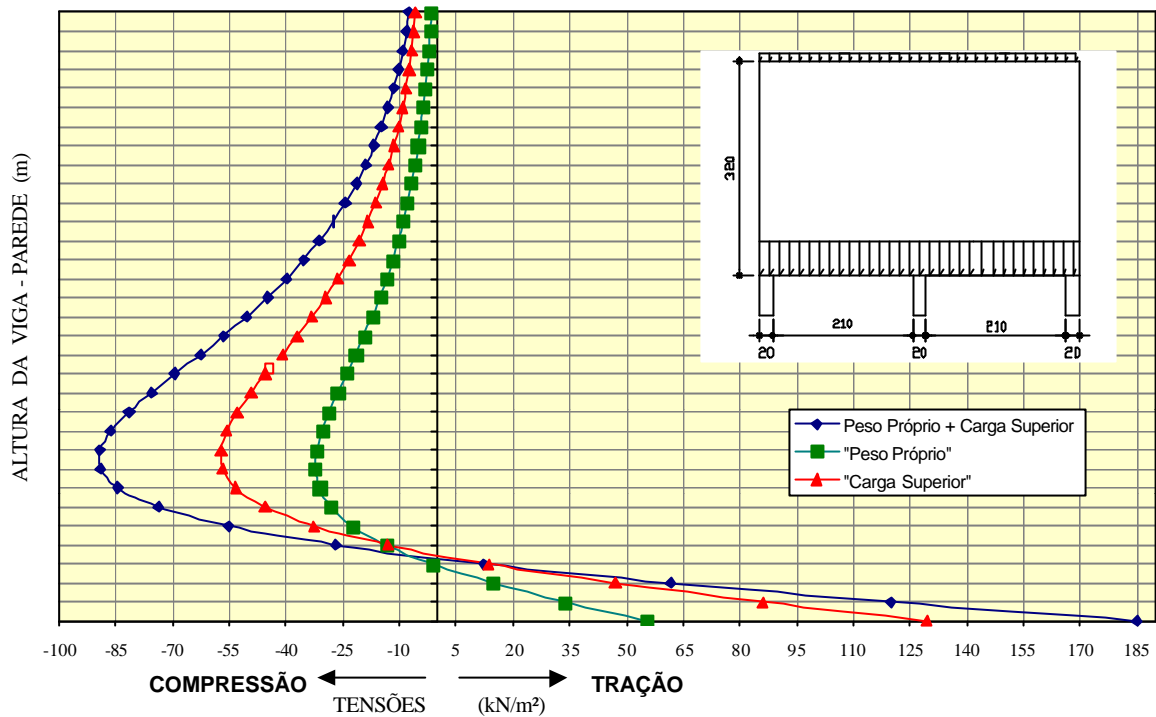


Figura 81 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), da viga-parede nº32, para os carregamentos indicados, Caso B, com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

Para o diagrama de tensões σ_x , obtido pelo MEF no centro das vigas-paredes, ao longo de sua altura, foram determinados os momentos resultantes. Na tabela abaixo se apresentam os resultados obtidos para: o braço de alavanca (z), momento de cálculo (Md); a seção de aço necessária para absorver os esforços obtidos (As).

Nos gráficos apresentados anteriormente pode-se observar a influência do efeito arco nos resultados obtidos para as tensões σ_x de tração. Nos quadros 7, 8 e 9 estão indicados além dos valores obtidos para o braço de alavanca e para os momentos fletores resultantes, o valor da componente de força horizontal proveniente do efeito arco com a respectiva armadura inferior (As *) que deverá ser adicionada à de flexão da viga-parede para funcionar como um tirante absorvendo o esforço horizontal “H”. Também estão apresentados no Quadro 10 os valores dos deslocamentos verticais obtidos no centro da parede (ou de cada tramo).

Quadro 7 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para cada viga parede sem restrição horizontal dos apoios (sem efeito arco).

VIGA PAREDE Nº	DIMENSIO- NAMENTO	SEM EFEITO ARCO					
		CASO A			CASO B		
		Peso Próprio	Carga Superior	Peso proprio Carga Superior	Peso Próprio	Carga Superior	Peso proprio Carga Superior
01	M (kNm)	5,280	10,416	15,696	5,280	10,416	15,696
	Md (kNm)	7,392	14,583	21,975	7,392	14,583	21,975
	z (m)	0,544	0,544		0,544	0,544	
	As (cm2)	0,312	0,617	0,929	0,312	0,617	0,929
02	M (kNm)	16,131	31,791	47,922	16,131	31,791	47,922
	Md (kNm)	22,583	44,508	67,091	22,583	44,508	67,091
	z (m)	0,864	0,861		0,864	0,861	
	As (cm2)	0,602	1,188	1,790	0,602	1,188	1,790
03	M (kNm)	2,661	5,265	7,926	2,661	5,265	7,926
	Md (kNm)	3,725	7,371	11,096	3,725	7,371	11,096
	z (m)	0,400	0,401		0,400	0,401	0,801
	As (cm2)	0,214	0,422	0,636	0,214	0,422	0,636
12	M (kNm)	4,542	9,323	13,865	4,542	9,323	13,865
	Md (kNm)	6,359	13,052	19,411	6,359	13,052	19,411
	z (m)	0,557	0,565		0,557	0,565	
	As (cm2)	0,262	0,531	0,794	0,262	0,531	0,794
22	M (kNm)	11,816	24,342	36,158	11,816	24,342	36,158
	Md (kNm)	16,542	34,079	50,621	16,542	34,079	50,621
	z (m)	0,843	0,851		0,843	0,851	
	As (cm2)	0,452	0,921	1,372	0,452	0,921	1,372
32	M (kNm)	2,341	4,728	7,069	2,341	4,728	7,069
	Md (kNm)	3,278	6,619	9,897	3,278	6,619	9,897
	z (m)	0,400	0,417		0,400	0,417	
	As (cm2)	0,188	0,365	0,553	0,188	0,365	0,553

Quadro 8 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-parede de um único tramo com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

VIGA PAREDE Nº	DIMENSIO- NAMENTO	COM EFEITO ARCO					
		CASO A			CASO B		
		Peso Próprio	Carga Superior	Peso proprio Carga Superior	Peso Próprio	Carga Superior	Peso proprio Carga Superior
01	M (kNm)	0,479	0,930	1,409	0,479	1,390	1,869
	Md (kNm)	0,671	1,302	1,972	0,671	1,946	2,617
	z (m)	0,251	0,256		0,251	0,288	
	As (cm2)	0,061	0,117	0,178	0,061	0,156	0,217
	H (kN)	9,440	18,640	28,080	9,440	16,760	26,200
	As * (cm2)	0,304	0,600	0,904	0,304	0,540	0,844
	As total(cm2)	0,365	0,717	1,082	0,365	0,696	1,061
02	M (kNm)	1,438	2,850	4,288	1,438	3,369	4,807
	Md (kNm)	2,013	3,990	6,003	2,013	4,717	6,730
	z (m)	0,406	0,409		0,406	0,389	
	As (cm2)	0,114	0,224	0,338	0,114	0,279	0,393
	H (kN)	15,900	37,740	53,640	15,900	29,020	44,920
	As * (cm2)	0,512	1,215	1,727	0,512	0,934	1,446
	As total (cm2)	0,626	1,439	2,066	0,626	1,213	1,839
03	M (kNm)	0,256	0,497	0,752	0,256	0,783	1,039
	Md (kNm)	0,358	0,695	1,053	0,358	1,096	1,454
	z (m)	0,184	0,183		0,184	0,214	
	As (cm2)	0,045	0,087	0,132	0,045	0,118	0,163
	H (kN)	6,528	12,880	19,408	6,528	11,340	17,868
	As * (cm2)	0,210	0,415	0,625	0,210	0,365	0,575
	As total (cm2)	0,255	0,502	0,757	0,255	0,483	0,738

Quadro 9 – Resumo dos momentos fletores e respectivas armaduras obtidos para as vigas-parede de dois tramos com restrição horizontal nos apoios (com efeito arco).

VIGA PAREDE Nº	DIMENSIO-NAMENTO	COM EFEITO ARCO					
		CASO A			CASO B		
		Peso Próprio	Carga Superior	Peso proprio Carga Superior	Peso Próprio	Carga Superior	Peso proprio Carga Superior
12	M (kNm)	0,557	1,094	1,651	0,557	1,779	2,336
	Md (kNm)	0,780	1,531	2,311	0,780	2,491	3,270
	z (m)	0,265	0,264		0,265	0,315	
	As (cm2)	0,068	0,133	0,201	0,068	0,182	0,249
	H (kN)	10,085	20,000	30,085	10,086	17,130	27,216
	As * (cm2)	0,325	0,644	0,969	0,325	0,552	0,876
	As total (cm2)	0,392	0,777	1,170	0,392	0,733	1,126
22	M (kNm)	1,590	3,172	4,762	1,590	4,668	6,258
	Md (kNm)	2,226	4,440	6,666	2,226	6,535	8,761
	z (m)	0,424	0,424		0,424	0,484	
	As (cm2)	0,121	0,241	0,362	0,121	0,310	0,432
	H (kN)	16,124	33,023	49,147	16,124	28,521	44,645
	As * (cm2)	0,519	1,063	1,583	0,519	0,918	1,438
	As total (cm2)	0,640	1,304	1,944	0,640	1,229	1,869
32	M (kNm)	0,291	0,567	0,859	0,291	0,984	1,275
	Md (kNm)	0,408	0,794	1,202	0,408	1,377	1,785
	z (m)	0,192	0,192		0,192	0,236	
	As (cm2)	0,049	0,095	0,144	0,049	0,134	0,183
	H (kN)	7,180	14,553	21,733	7,180	11,590	18,770
	As * (cm2)	0,231	0,469	0,700	0,231	0,373	0,604
	As total (cm2)	0,280	0,564	0,844	0,280	0,507	0,787

Quadro 10 – Deslocamento vertical no centro da parede (ou de cada tramo) em mm.

Viga-parede Nº	1	2	3	12	22	32
SEM EFEITO ARCO - A	6,753E-02	12,974E-02	4,557E-02	7,080E-02	12,764E-02	4,906E-02
COM EFEITO ARCO - A	5,386E-02	9,570E-02	3,824E-02	6,300E-02	10,596E-02	4,227E-02
SEM EFEITO ARCO - B	5,620E-02	11,834E-02	3,424E-02	5,948E-02	11,631E-02	3,776E-02
COM EFEITO ARCO - B	4,352E-02	8,605E-02	2,757E-02	4,998E-02	9,661E-02	3,224E-02

4.2.2 Análise tridimensional

O reservatório elevado nº1 foi modelado como uma estrutura tridimensional utilizando-se para discretização da estrutura elementos de casca de quatro nós com dimensão de 10x10 cm. O objetivo principal desta modelagem é a comparação dos resultados em termos de tensões horizontais com aqueles obtidos na análise bidimensional para a viga-parede nº1.

As características geométricas do reservatório nº 1 são as seguintes: as lajes de tampa, fundo e paredes possuem dimensões de 320 cm para cada uma das dimensões e as espessuras são respectivamente 10 , 20 e 20 cm. Os quatro pilares que apóiam o reservatório tem dimensões de 20x20 cm.

As ações atuantes para o reservatório elevado nº1 são aquelas descritas para a viga-parede nº1 no item 4.2.1, ou seja, além do peso próprio da estrutura atuam os carregamentos devidos as cargas acidentais e a ação da água, que para o reservatório cheio apresenta a configuração esquematizada abaixo.

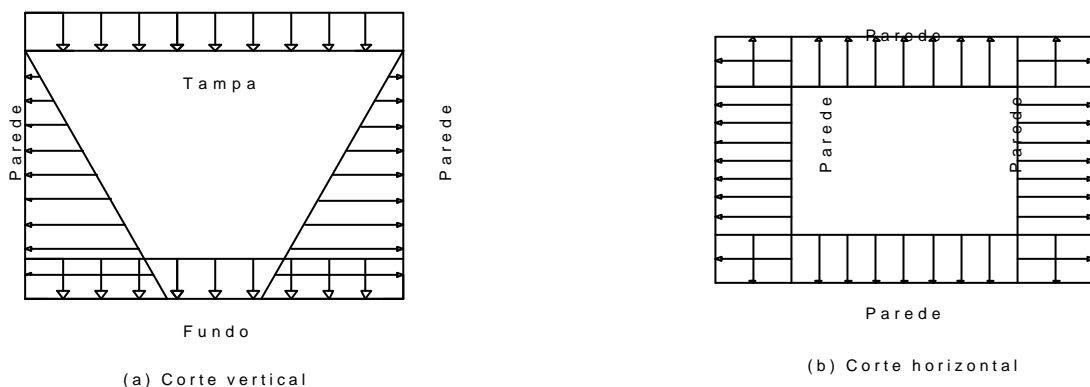


Figura 82 – Representação esquemática das ações atuantes no reservatório elevado cheio.

As figuras abaixo apresentam a configuração das tensões σ_x na estrutura tridimensional e nas paredes do reservatório elevado nº1 obtidas pela análise linear pelo Método dos Elementos Finitos utilizando-se o SAP2000.

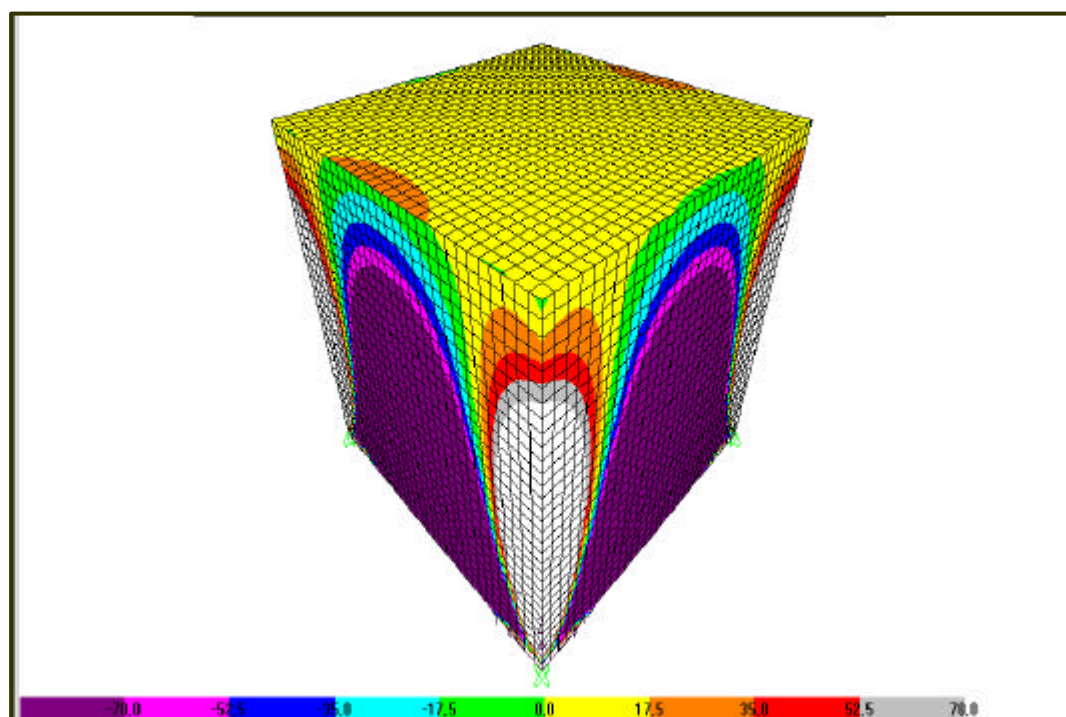


Figura 83 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m²) ao longo da altura para o carregamento de água.

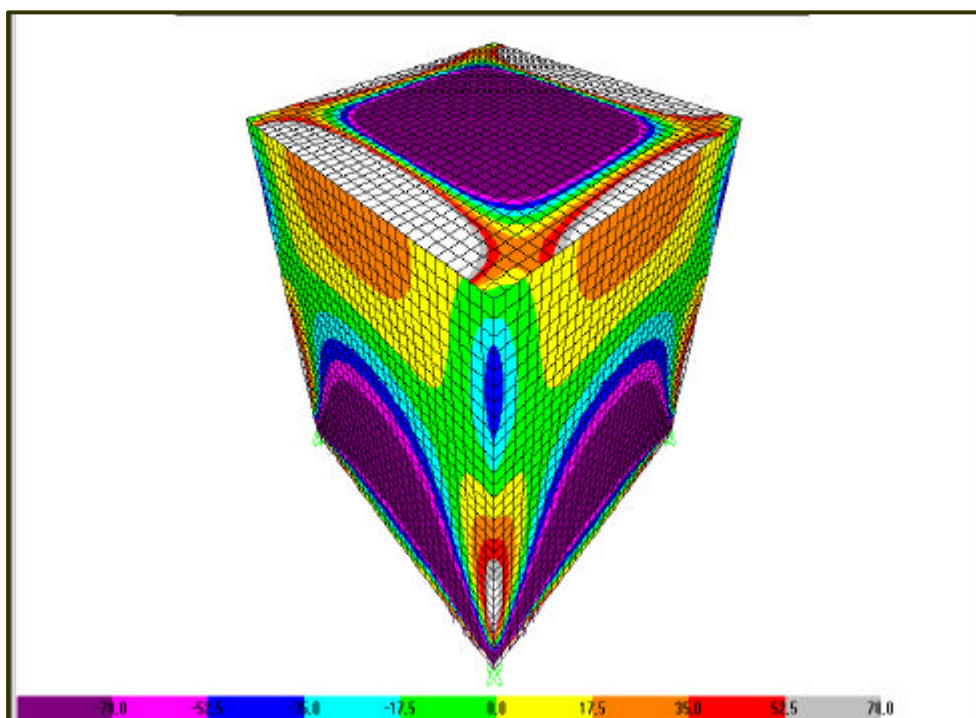


Figura 84 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento devido ao Peso Próprio.

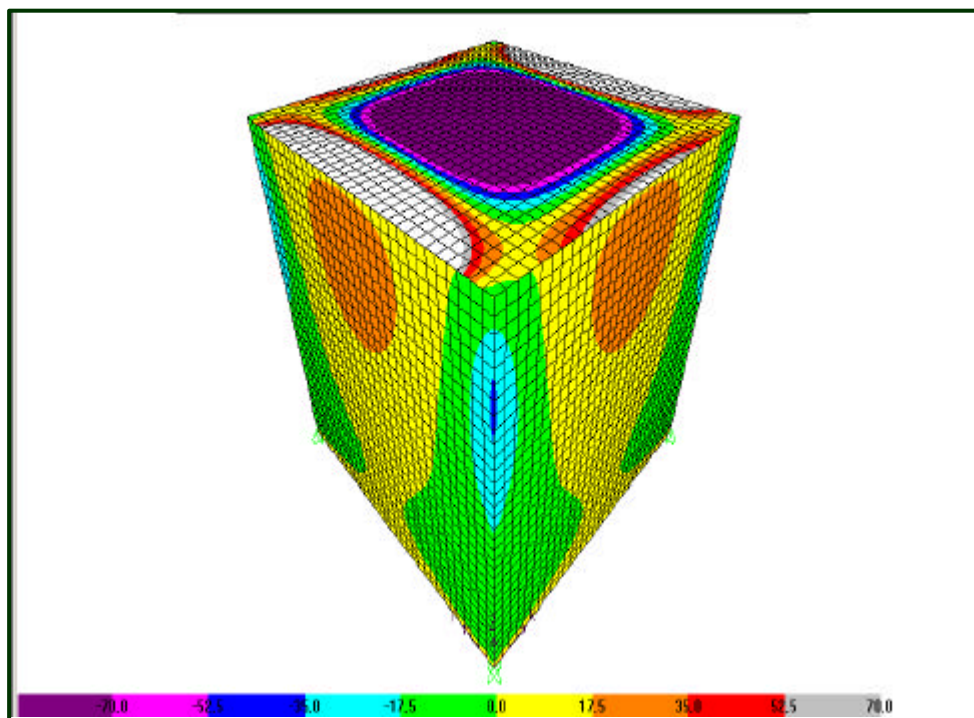


Figura 85 – Diagrama de tensões horizontais no plano da parede (σ_x em kN/m^2) ao longo da altura para o carregamento superior.

A figura abaixo apresenta o diagrama de tensões horizontais σ_x , obtido pelo MEF, no centro de uma das paredes do reservatório nº1 ao longo da altura, para a soma das ações atuantes ou seja: peso próprio, carga acidental na laje de fundo e tampa, peso da água. O momento resultante foi obtido como no item 4.2.1, ou seja, através da integração dos resultados das tensões atuantes.

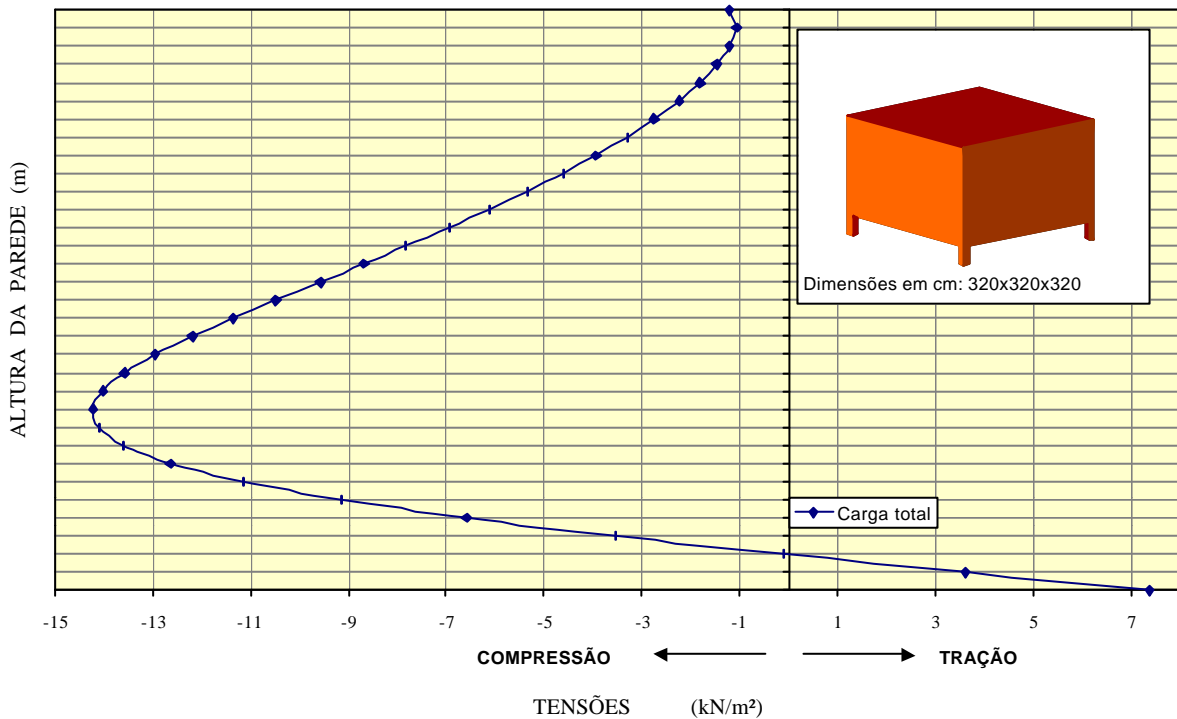


Figura 86 – Gráfico de tensões σ_x (kN/m²), ao longo da altura da parede para os carregamentos atuantes na estrutura.

No quadro abaixo são apresentados os resultados obtidos para reservatório nº1: o braço de alavanca (z), o momento de cálculo (Md); a seção de aço necessária para absorver os esforços

obtidos (A_s). No gráfico são plotados também o valor da componente de força horizontal (H) proveniente do efeito arco com a respectiva armadura inferior (A_s^*), bem como a armadura total ($A_{s \text{ total}}$).

Quadro 11 – Resumo de dimensionamento do reservatório nº1.

RESERVATÓRIO Nº1 - DIMENSIONAMENTO						
M (kNm)	Md (kNm)	z (m)	As (cm ²)	H (kN)	As * (cm ²)	As total(cm ²)
0,018	0,025	0,123	0,005	4,388	0,1412936	0,146

4.2.3 Comparação entre a análise bidimensional e tridimensional.

Os valores obtidos nos itens 4.2.1 e 4.2.2 para as tensões σ_x , e suas respectivas armaduras comprovam o que se esperava, ou seja, pela análise bidimensional da viga-parede nº1 foram obtidos valores para as tensões bem superiores ao da análise tridimensional, mesmo quando se considerou o efeito arco. Portanto os resultados obtidos pela análise bidimensional estão a favor da segurança.

4.3 Análise Elástico-linear de Reservatórios Apoiados no Solo

Visando-se analisar a influência da rigidez dos apoios nos esforços solicitantes em reservatórios apoiados no solo, o reservatório nº 1 foi modelado em três dimensões com elementos de casca para duas situações: consideração de apoios fixos e apoios elásticos.

O modelo é constituído por quatro paredes, simétricas com carregamentos idênticos, ou seja, os valores de esforços obtidos são iguais para as paredes em cada uma das duas situações.

Estas paredes foram carregadas com uma pressão hidrostática variando linearmente de zero a 29 kN/cm² (maior carga do reservatório). Os outros carregamentos são aqueles já comentados no item 4.2.2.

4.3.1 Análise tridimensional com apoios fixos

Neste item na laje de fundo do reservatório foi inserido, em cada nó, um apoio do primeiro gênero. Nas figuras abaixo estão apresentadas as saídas gráficas do “SAP2000” dos momentos fletores para as direções verticais e horizontais.

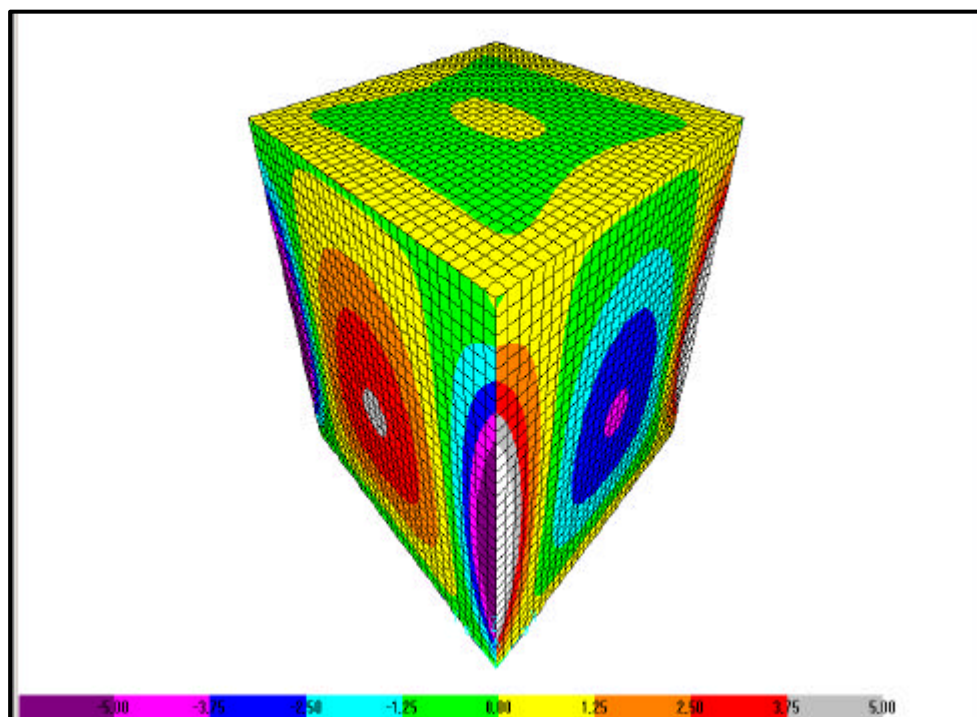


Figura 87 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção horizontal para o carregamento de água e apoios fixos (escala kNm/m).

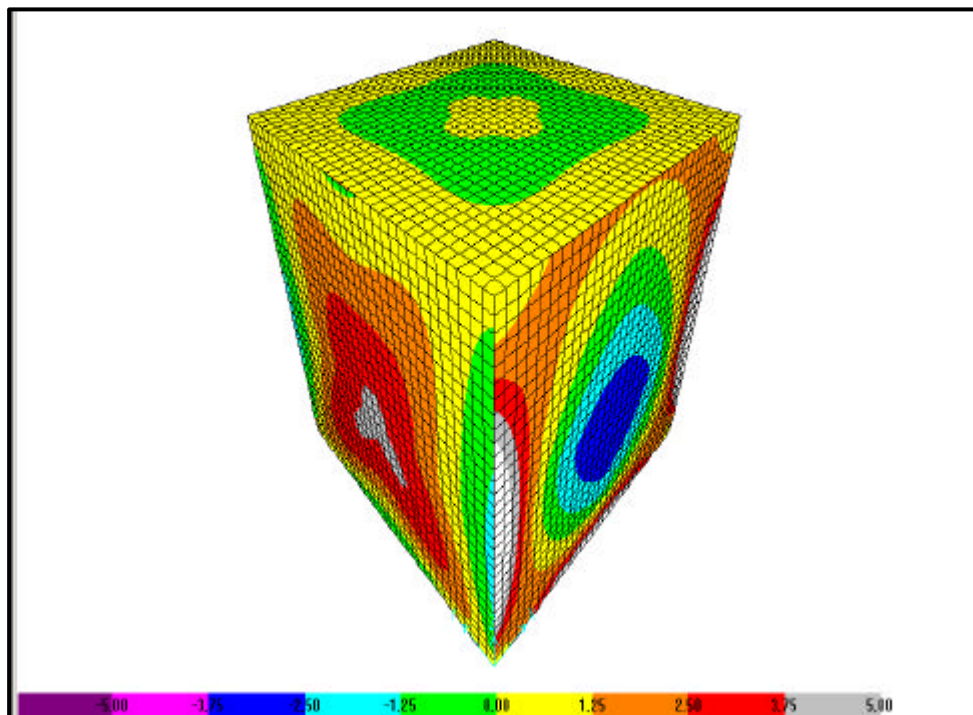


Figura 88 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores máximos para o carregamento de água e apoios fixos (escala kNm/m).

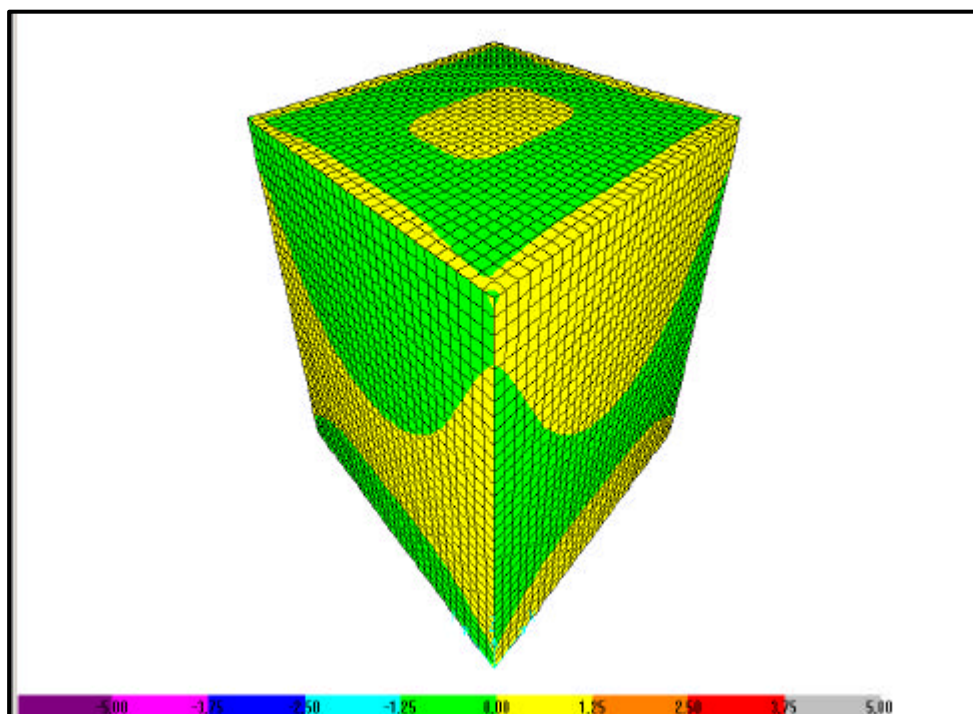


Figura 89 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção vertical para o carregamento peso próprio e apoios fixos (escala kNm/m).

4.3.2 Análise tridimensional com apoios flexíveis

Para a consideração de apoios elásticos modelou-se o solo através de molas elásticas. Com o objetivo de determinar a envoltória de momentos utilizaram-se nesta análise os seguintes valores para o coeficiente de rigidez do terreno: 10000 kN/m³ (areia fina), 50000 kN/m³ (argila úmida), 90000 kN/m³ (argila seca endurecida). Estes três valores foram adotados buscando-se visualizar nos resultados a influência da variação da rigidez do solo na avaliação dos momentos fletores. Na análise pelo MEF no “SAP2000” utiliza-se um coeficiente de rigidez de mola que é determinado pela multiplicação do coeficiente de rigidez do terreno pela área de influência da mola. Portanto como a dimensão da malha da laje do fundo é de 10x10 cm², os coeficientes de rigidez de mola utilizados foram: 100 kN/m, 500 kN/m e 900 kN/m.

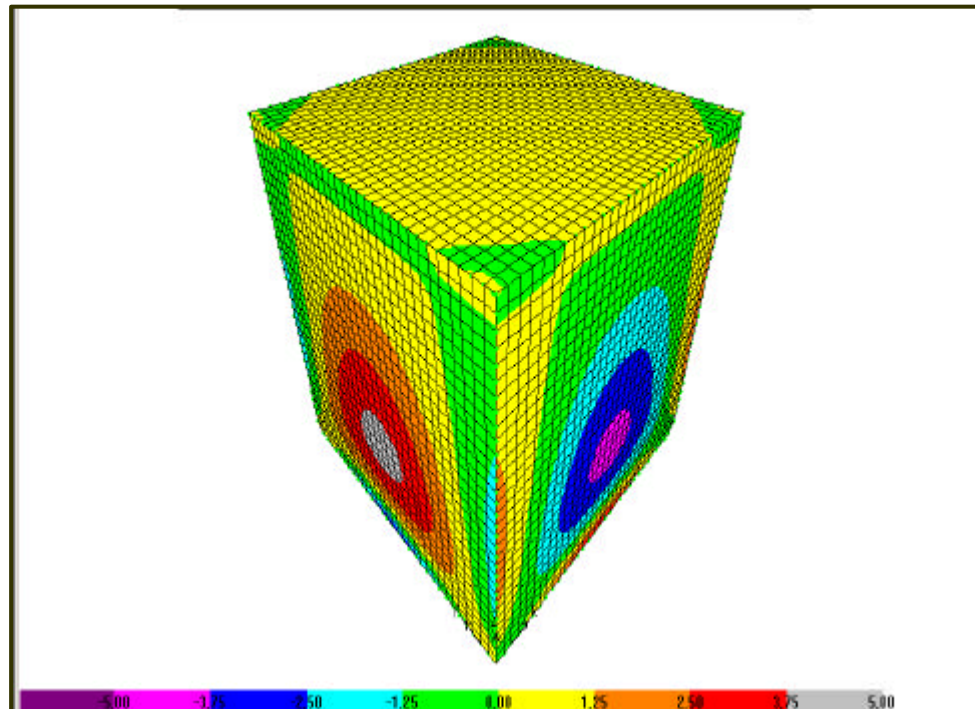


Figura 90 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção vertical para o carregamento água e $k=100$ kN/m (escala kNm/m).

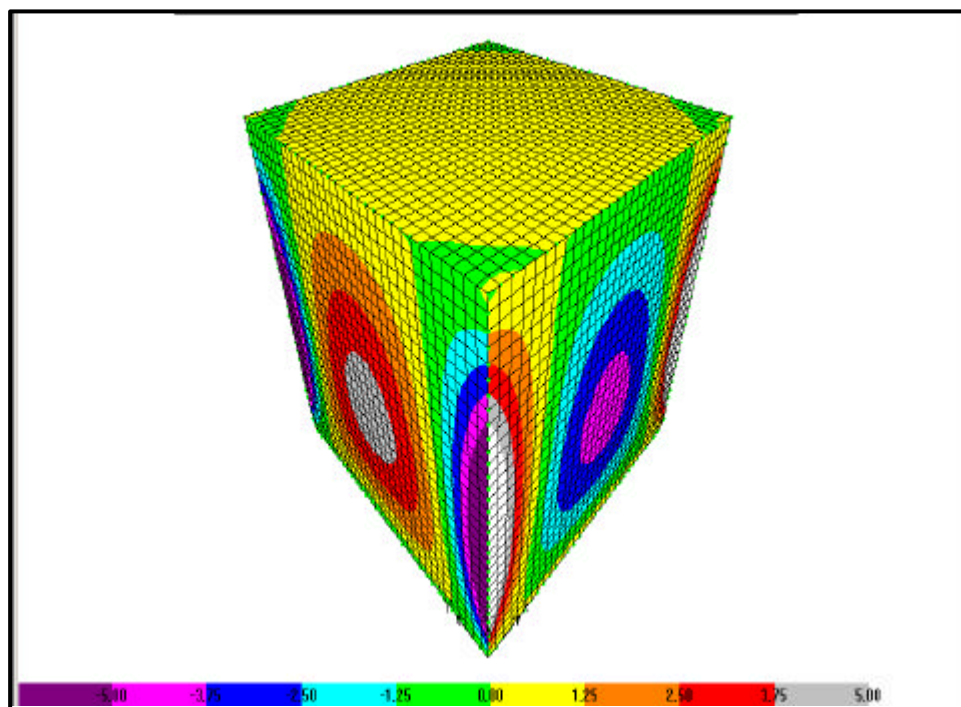


Figura 91 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores na direção horizontal para o carregamento água e $k=100$ kN/m (escala kNm/m).

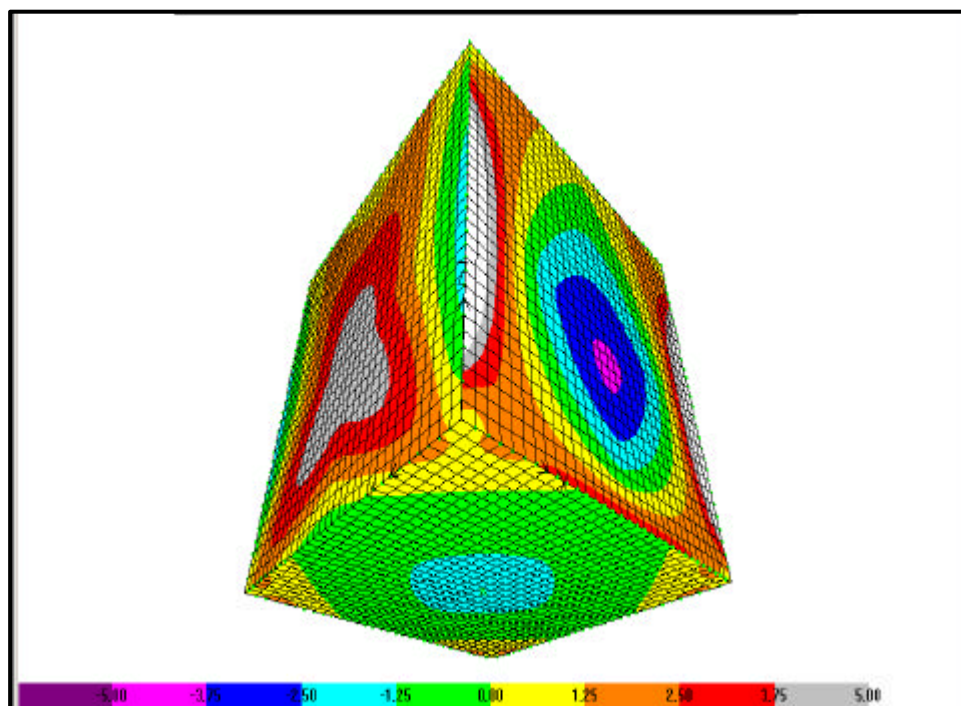


Figura 92 – Saída gráfica do SAP-2000 para momentos fletores máximos para o carregamento água e $k=100$ kN/m (escala kNm/m).

Quadro 12 – Resumo dos momentos fletores obtidos para o reservatório apoiado no solo.

Método de Dimens.	Coeficiente de rigidez (kN/m)	Elemento Estrutural	Md	
			direção	kNm/m
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	k=100	Parede	x	6,02
			y	5,67
		Par/Par	x	10,64
		Par/Fundo	y	15,246
		Tampa	x=y	1,288
		Fundo	x=y	8,54
	k=500	Parede	x	5,95
			y	5,516
		Par/Par	x	13,02
		Par/Fundo	y	14,28
		Tampa	x=y	1,288
		Fundo	x=y	6,93
	k=900	Parede	x	5,81
			y	5,572
		Par/Par	x	13,44
		Par/Fundo	y	13,552
		Tampa	x=y	1,288
		Fundo	x=y	5,614
	apoio fixo	Parede	x	5,39
			y	5,18
Par/Par		x	12,32	
Par/Fundo		y	10,08	
Tampa		x=y	0,56	
Fundo		x=y	0,14	

Figura 1Figura 2Figura 3Figura 4Figura 5Figura 6Figura 7Figura 8Figura 9Figura 10Figura 11Figura 12Figura 13Figura 14Figura 15Figura 16Figura 17Figura 18Figura 19Figura 20Figura 21Figura 22Figura 23Figura 24Figura 25Figura 26Figura 27Figura 28Figura 29Figura 30Figura 31Figura 32Figura 33Figura 34Figura 35Figura 36Figura 37Figura 38Figura 39Figura 40Figura 41Figura 42Figura 43Figura 44Figura 45Figura 46Figura 47Figura 48Figura 49Figura 50Figura 51Figura 52Figura 53Figura 54Figura 55Figura 56Figura 57Figura 58Figura 59Figura 60Figura 61Figura 62Figura 63Figura 64Figura 65Figura 66Figura 67Figura 68Figura 69Figura 70Figura 71Figura 72Figura 73Figura 74Figura 75Figura 76Figura 77Figura 78Figura 79Figura 80Figura 81Figura 82Figura 83Figura 84Figura 85Figura 86Figura 87Figura 88Figura 89Figura 90Figura 91Figura 92

Quadro 1Quadro 2Quadro 3Quadro 4Quadro 5Quadro 6Quadro 7Quadro 8Quadro 9Quadro 10Quadro 11Quadro 12

Equação 1Equação 2Equação 3Equação 4Equação 5Equação 6Equação 7Equação 8Equação 9Equação 10Equação 11Equação 12Equação 13Equação 14Equação 15Equação 16Equação 17Equação 18Equação 19Equação 20Equação 21Equação 22Equação 23Equação 24Equação 25Equação 26Equação 27Equação 28Equação 29Equação 30Equação 31Equação 32Equação 33Equação 34Equação 35Equação 36Equação 37Equação 38Equação 39Equação 40Equação 41Equação 42Equação 43Equação 44Equação 45Equação 46Equação 47Equação 48Equação 49Equação 50Equação 51Equação 52Equação 53Equação 54Equação 55Equação 56Equação 57Equação 58Equação 59Equação 60Equação 61Equação 62Equação 63Equação 64Equação 65Equação 66Equação 67Equação 68Equação 69Equação 70

Figura 1Figura 83Figura 84Figura 85Figura 86Figura 87Figura 88	155
Figura 89 – Saída gráfica do SAP200 para as tensões principais da viga-parede nº1.	157
Figura 90 – Variação da trajetória das tensões principais em vigas-parede de um só vão com $l/h=1$.	157
Figura 91 - Saída gráfica do SAP200 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).	158
Figura 92 - Saída gráfica do SAP200 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).	158
Figura 93 - Saída gráfica do SAP200 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).	159
Figura 94 - Saída gráfica do SAP200 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).	159
Figura 95 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP2000 para a viga-parede nº1, Caso A.	160
Figura 96 - Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior Caso A.	161
Figura 97 - Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior Caso B.	161
Figura 98	163
Figura 99	164

Quadro 1Quadro 2Quadro 3Quadro 4Quadro 5Quadro 6Quadro 7Quadro 8Quadro 9Quadro 10Quadro 11	155
--	-----

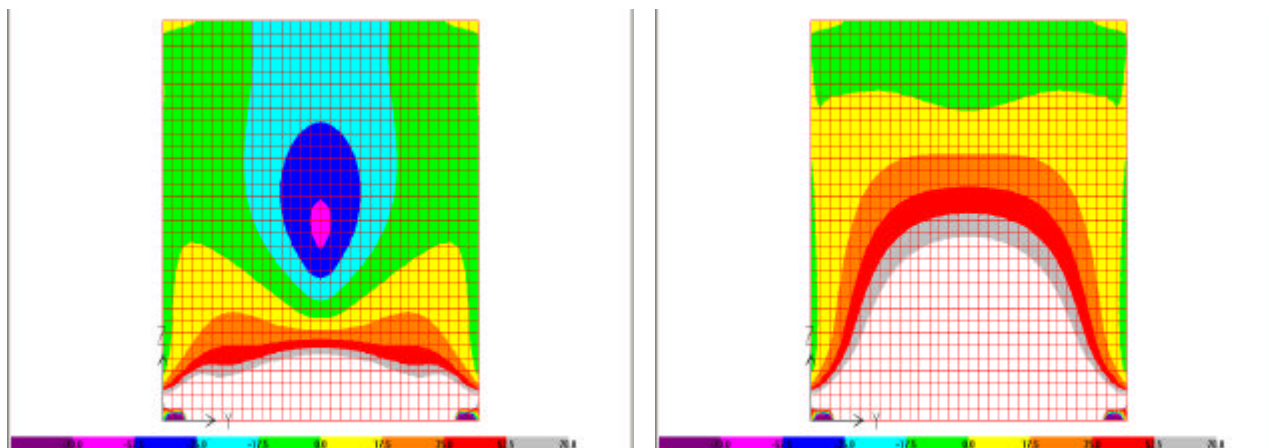
5. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO CONVENCIONAIS E A ANÁLISE PELO MEF

Na comparação entre os valores obtidos pelos métodos convencionais e pelo Método dos Elementos Finitos concluiu-se que os valores obtidos para as tensões horizontais nas vigas-parede e para os momentos fletores nas lajes pelo MEF são inferiores àqueles obtidos pelos métodos convencionais. Entretanto, a vantagem da análise pelo MEF é a facilidade de visualizar as tensões em cada ponto da viga-parede, bem como para o caso das lajes analisar a variação dos momentos fletores.

5.1 Tensões Principais

Com relação a análise como viga-parede ficou claro nos exemplos do Capítulo 4, que conforme varia a relação l/d para as vigas-parede de um único tramo, alteram-se as tensões horizontais. Observa-se que para cada uma das vigas-parede analisadas os valores obtidos para as tensões horizontais são os mesmos para as duas situações de carregamento no bordo superior (Caso A) ou inferior (Caso B), entretanto, percebe-se claramente nas figuras abaixo que a configuração das tensões principais é diferenciada para as duas situações.

Esta configuração das tensões principal obtida na análise pelo MEF possui a mesma configuração citada no item 3.1.1, que está resumida na Figura 94. Portanto a disposição da armadura deve ser analisada para cada uma das situações, conforme o especificado em 3.1.4..



(a) Carregamento Superior (Caso A)

(b) Carregamento inferior (Caso B)

Figura 93 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões principais da viga-parede nº1.

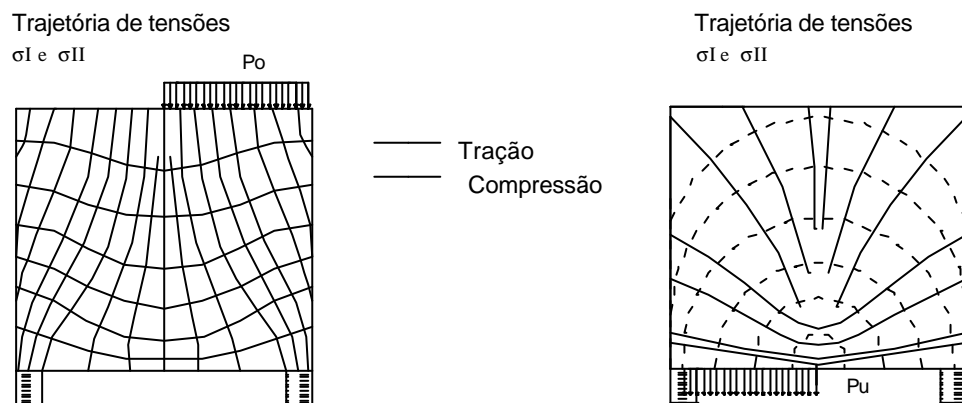


Figura 94 – Variação da trajetória das tensões principais em vigas-parede de um só vão com $\ell/h=1$.

Para as vigas-parede de dois tramos as tensões horizontais para a relação $\ell/d \leq 1$, para os dois casos de carregamento (A e B) são idênticas, entretanto na viga-parede nº22 ($\ell/d=1$) ocorre uma pequena alteração nos valores obtidos para estas tensões como pode ser observado nas figuras abaixo.

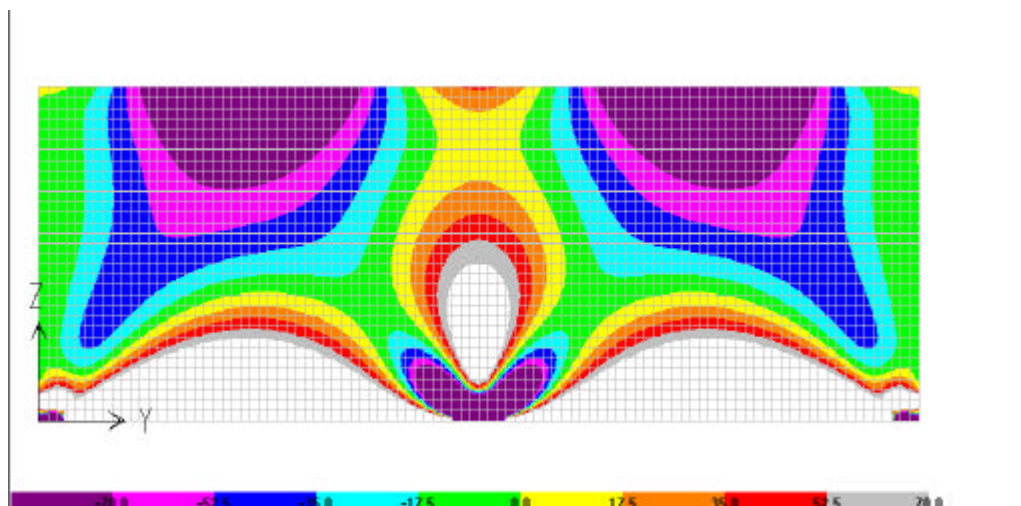


Figura 95 – Saída gráfica do SAP2000 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).

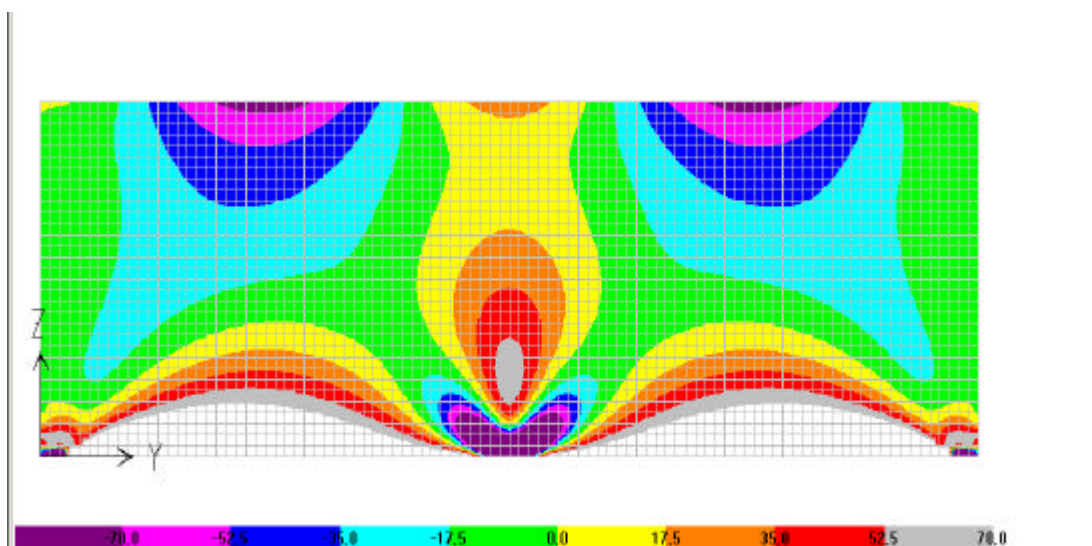


Figura 96 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões horizontais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).

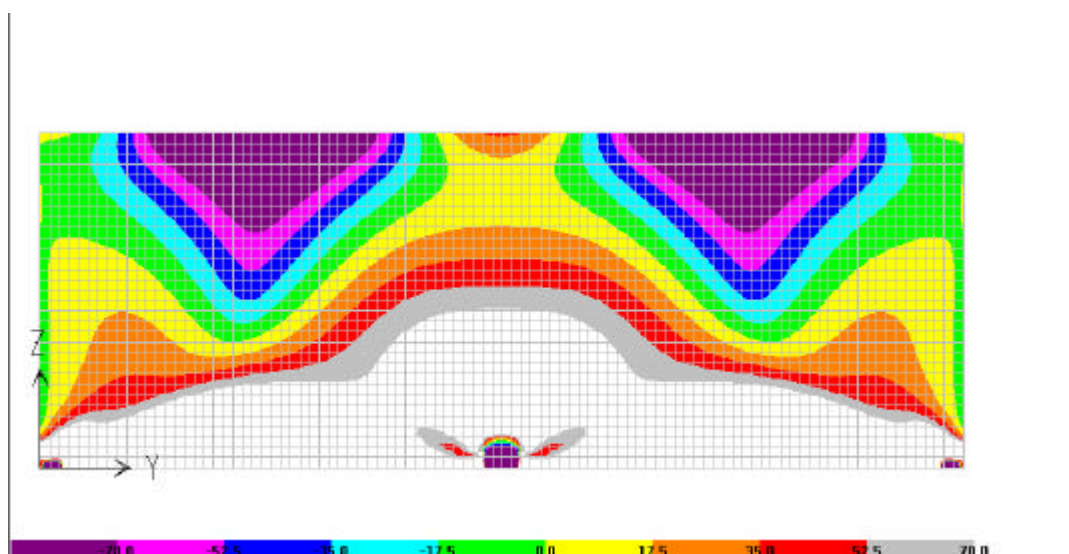


Figura 97 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento superior (Caso A).

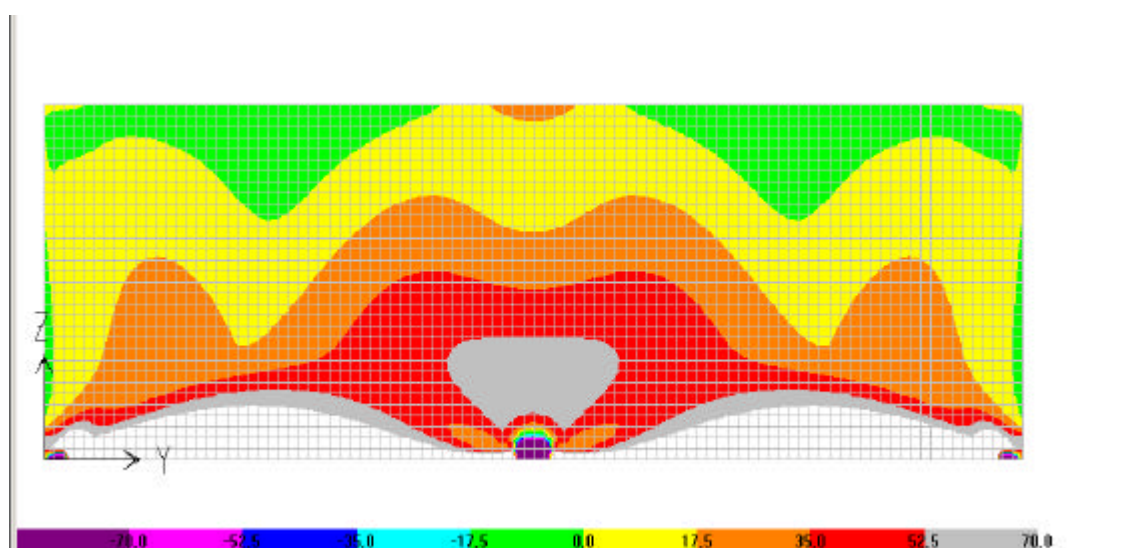
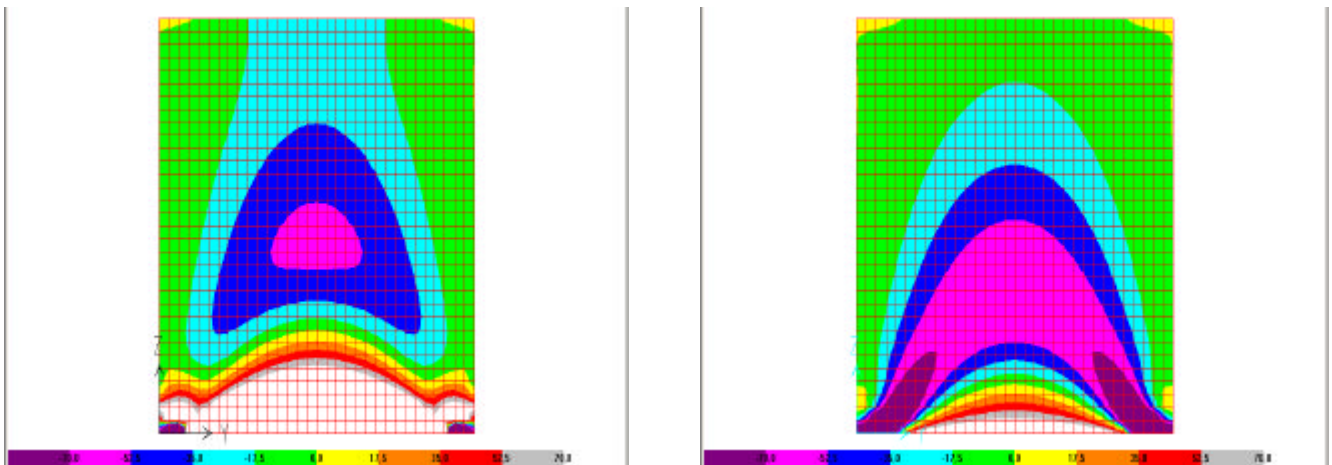


Figura 98 – Saída gráfica do SAP-2000 para as tensões principais da viga-parede nº22, carregamento inferior (Caso B).

Ainda com relação às vigas-parede pode-se verificar a influência do tipo de apoio nos valores obtidos para as tensões, ou seja, se forem considerados dois apoios do primeiro gênero (Figura 99 (a)) com uma restrição horizontal no centro da viga-parede, os valores da área de armaduras necessária para absorver as tensões são superiores àquelas obtidas pela consideração de dois apoios do segundo gênero. Na consideração de dois apoios do segundo gênero (Figura 99 (b)) o efeito arco é evidente, portanto, nesta situação deverá ser dimensionada uma armadura para absorver os esforços horizontais ou dimensionar os pilares para absorver o esforço horizontal. Esta consideração é válida para as vigas-parede de um único tramo como para aquelas com mais de um tramo .



(a) Apoios do primeiro gênero
(sem efeito arco)

(b) Apoios do segundo gênero.
(com efeito arco)

Figura 99 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP2000 para a viga-parede nº1, Caso A.

Nas Figuras 100 e 101 podem ser observados os gráficos de tensões horizontais obtidos para a viga-parede nº22 levando-se em consideração o efeito arco (três apoios do segundo gênero) para os casos de carregamento A e B. Observa-se a alteração da configuração das tensões em relação às Figuras 95 e 96 onde as condições de apoio foram: apoio do segundo gênero no centro e apoios do primeiro gênero nas extremidades (desconsiderando-se o efeito arco).

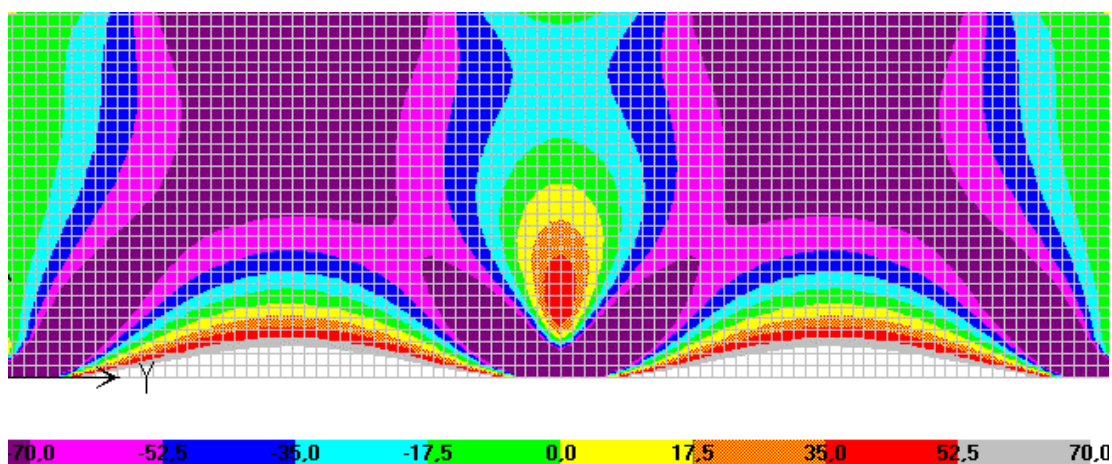


Figura 100 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior Caso A.

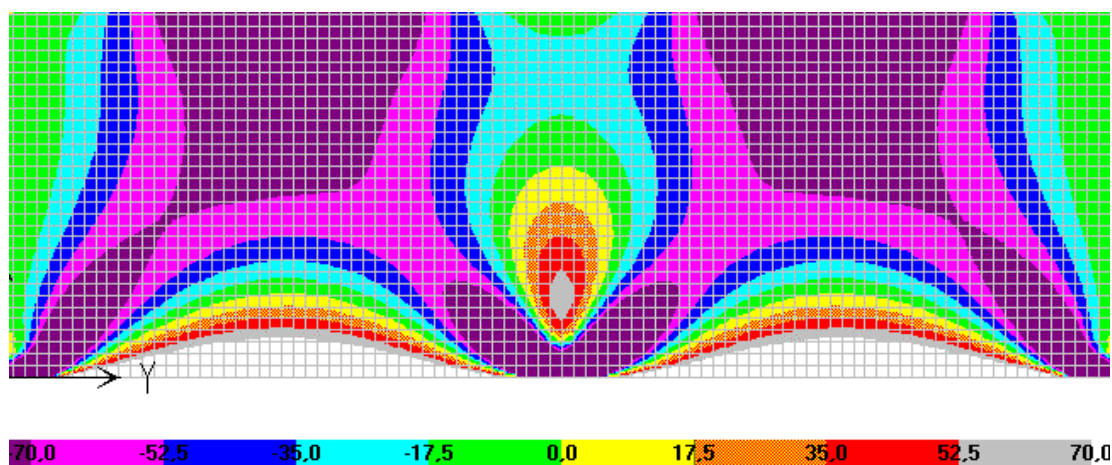


Figura 101 – Configuração das tensões horizontais obtidas pelo SAP-2000 para a viga-parede nº22, com consideração do efeito arco para carregamento superior Caso B.

5.2 Arranjo de Armaduras

Para as armaduras especificadas no quadro 3 e 4 apresentam-se os respectivos detalhamentos (Figura 103 e 104). Os valores obtidos para os momentos fletores nas lajes do reservatório elevado pelo Método dos Elementos Finitos estão ilustrados no quadro abaixo sendo que a Figura 102 apresenta as diferenças entre os dois métodos.

Quadro 13 – Valores dos momentos fletores para o reservatório elevado.

Método de Dimens.	Elemento Estrutural	Md	
		direção	kNm/m
MEF	Parede	x	6,02
		y	6,02
	Par/Par	x	13,58
	Par/Fundo	y	21,56
	Tampa	x=y	0,4816
	Fundo	x=y	12,656
M. CONVENCIONAIS	Parede	x	4,354
		y	3,976
	Par/Par	x	12,04
	Par/Fundo	y	20,922
	Tampa	x=y	2,1
	Fundo	x=y	19,02

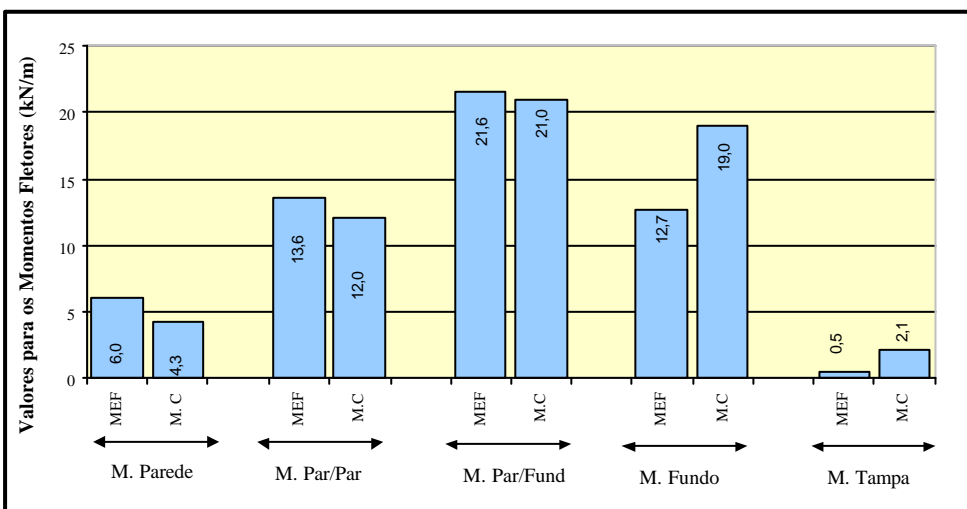


Figura 102 – Gráfico comparativo para os valores referentes aos momentos fletores para o reservatório elevado.

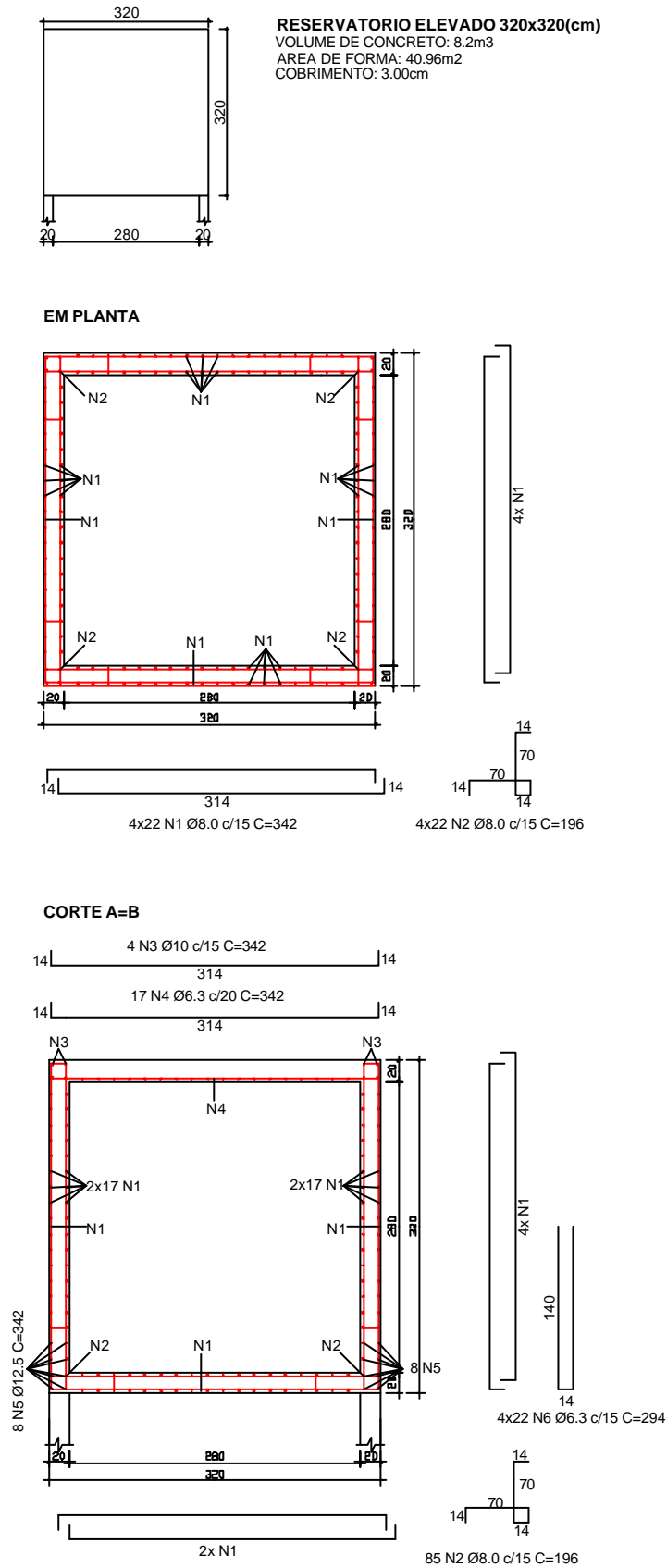
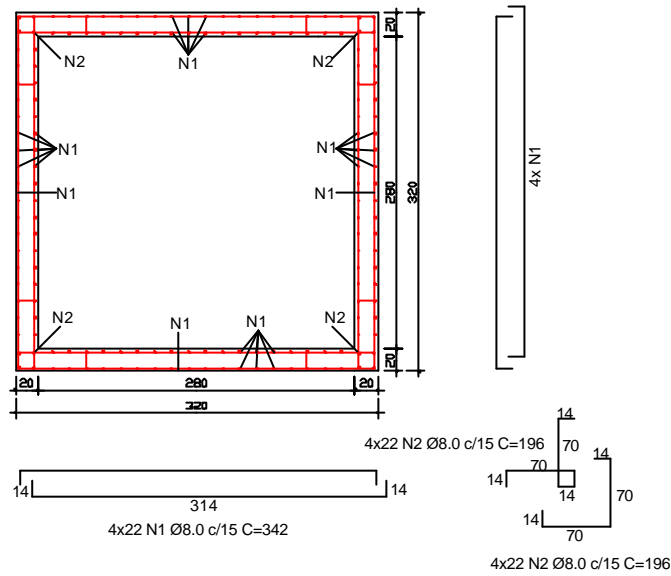


Figura 103 – Detalhamento reservatório elevado - nº 1.



EM PLANTA



CORTE A=B

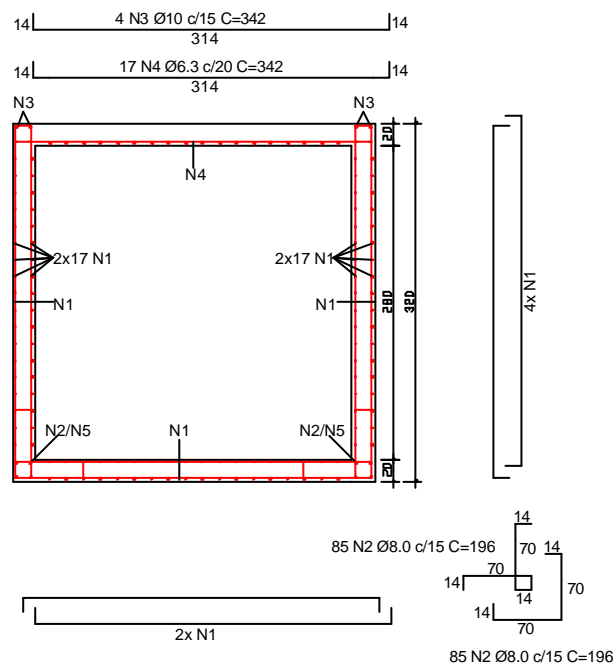


Figura 104 – Detalhamento reservatório apoiado no solo – nº 1.

Figura 1Figura 2Figura 3Figura 4Figura 5Figura 6Figura 7Figura 8Figura 9Figura 10Figura 11Figura 12Figura 13Figura 14Figura 15Figura 16Figura 17Figura 18Figura 19Figura 20Figura 21Figura 22Figura 23Figura 24Figura 25Figura 26Figura 27Figura 28Figura 29Figura 30Figura 31Figura 32Figura 33Figura 34Figura 35Figura 36Figura 37Figura 38Figura 39Figura 40Figura 41Figura 42Figura 43Figura 44Figura 45Figura 46Figura 47Figura 48Figura 49Figura 50Figura 51Figura 52Figura 53Figura 54Figura 55Figura 56Figura 57Figura 58Figura 59Figura 60Figura 61Figura 62Figura 63Figura 64Figura 65Figura 66Figura 67Figura 68Figura 69Figura 70Figura 71Figura 72Figura 73Figura 74Figura 75Figura 76Figura 77Figura 78Figura 79Figura 80Figura 81Figura 82Figura 83Figura 84Figura 85Figura 86Figura 87Figura 88Figura 89Figura 90Figura 91Figura 92Figura 93Figura 94Figura 95Figura 96Figura 97Figura 98Figura 99Figura 100Figura 101Figura 102Figura 103Figura 104

Quadro 1Quadro 2Quadro 3Quadro 4Quadro 5Quadro 6Quadro 7Quadro 8Quadro 9Quadro 10Quadro 11 Quadro 12Quadro 13

Equação 1Equação 2Equação 3Equação 4Equação 5Equação 6Equação 7Equação 8Equação 9Equação 10Equação 11Equação 12Equação 13Equação 14Equação 15Equação 16Equação 17Equação 18Equação 19Equação 20Equação 21Equação 22Equação 23Equação 24Equação 25Equação 26Equação 27Equação 28Equação 29Equação 30Equação 31Equação 32Equação 33Equação 34Equação 35Equação 36Equação 37Equação 38Equação 39Equação 40Equação 41Equação 42Equação 43Equação 44Equação 45Equação 46Equação 47Equação 48Equação 49Equação 50Equação 51Equação 52Equação 53Equação 54Equação 55Equação 56Equação 57Equação 58Equação 59Equação 60Equação 61Equação 62Equação 63Equação 64Equação 65Equação 66Equação 67Equação 68Equação 69Equação 70

Figura 1Figura 94Figura 95Figura 96Figura 97Figura 98Figura 99	163
Figura 100a – Ficha de cadastramento de patologias.	167
Figura 101 – Planta baixa e corte do reservatório apoiado no solo (dimensões em cm).	170
Figura 102 – Fotos das fissuras aparentes nas paredes do reservatório. (CHINELLO, 2000). ...	172
Figura 103– Mapeamento fissuras paredes 1 e 2. (CHINELLO, 2000).	173
Figura 104 – Mapeamento fissuras paredes 3 e 4. (CHINELLO, 2000).	174
Figura 105– Mapeamento de fissuras parede 5 e 7. (CHINELLO, 2000).	174
Figura 106 – Valores analíticos para os momentos fletores de viga apoiada e engastada.	177
Figura 107 – Representação do modelo utilizado para a análise do reservatório pelo MEF.	178
Figura 108 – Saída gráfica SAP-2000, para momentos os fletores na direção vertical para o carregamento de água, e k=110.25 kN/cm. (Escala em KN/m)	180
Figura 109 – Saída gráfica SAP-2000 para laje de fundo, valores dos momentos fletores para o carregamento de água, e k=110.25 kN/cm. (Escala em KN/m)	180
Figura 110 - Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água, e k=110.25 kN/cm. (Escala em KN/m)	181
Figura 111- Saída gráfica SAP-2000 para parede**, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água, e k=110.25 kN/cm. (Escala em KN/m)	181

Figura 112-Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção secundária horizontal para o carregamento de água, e $k=110.25$ kN/cm. (Escala em KN/m)	181
Figura 113 – Especificação adotada para os momentos máximos: (a) direção vertical; (b) direção horizontal.	182
Figura 114 – Gráfico de variação dos momentos fletores positivos e negativos nas paredes do reservatório.	183
Quadro 1Quadro 2Quadro 3Quadro 4Quadro 5Quadro 6Quadro 7Quadro 8Quadro 9Quadro 10Quadro 11	163
Quadro 12– Descrição das manifestações patológicas de alguns reservatórios no Estado de S.C.	166
Quadro 13 – Resumo dos valores obtidos para os momentos fletores nas paredes e suas respectivas armaduras pelo MEF e fórmulas analíticas.	182
Quadro 14– Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura especificada no Projeto.	185
Quadro 15- Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura necessária para absorver os esforços reais obtidos.	186
Quadro 16– Armaduras adequadas para o limite de fissuração $w=0,1$ mm	187

6. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo é apresentado um estudo de caso de um reservatório retangular de concreto armado com fissuras verticais ao longo de toda sua extensão. Comparam-se os esforços obtidos por métodos convencionais e as armaduras especificadas no projeto original, com a análise elástico linear pelo Método dos Elementos Finitos, para duas situações de apoio: apoios fixos e elásticos.

Atualmente o tema Durabilidade de Estruturas desperta interesse de uma parcela significativa da comunidade técnico-científica, principalmente pela constatação da grande quantidade de estruturas que apresentam algum tipo de deterioração. Estas ocorrências estão relacionadas quase sempre à ação do meio ambiente aliada a procedimentos inadequados que são estabelecidos em alguma das etapas do processo construtivo: planejamento/projeto, materiais, execução e utilização. Os dois principais procedimentos para avaliar o grau de degradação em estruturas de concreto armado consistem no levantamento de manifestações patológicas e na realização de estudos de casos. Estes procedimentos, baseados na avaliação sistemática do problema a partir das incidências observadas, contribuem de modo significativo para o entendimento do processo de produção, subsidiando com informações os trabalhos de reparos e também minimizando a incidência de manifestações patológicas. (MOLIN & ANDRADE, 1997).

Dentro deste contexto, somado ao fato de existirem poucos levantamentos de casos patológicos ocorridos em reservatórios, realizou-se uma inspeção visual com registro fotográfico das principais patologias e cadastramento de dados sobre os reservatórios em uma ficha

específica apresentada na Figura 105 (a) e 105 (b). Esta inspeção foi efetuada em alguns reservatórios de empresas privadas e das empresas de saneamento CASAN e SAMAE, nas cidades de Lajes, Blumenau e Balneário de Camboriú, do Estado de Santa Catarina.

A grande maioria dos reservatórios inspecionados apresentava diversas formas de manifestações patológicas. Observou-se que para os reservatórios de grande porte (capacidade maior que 500 m³), algumas vezes o projeto estrutural foi reutilizado, sem que se analisasse a característica peculiar da nova implantação. Alguns dos reservatórios de média capacidade (200 m³) foram executados sem projeto estrutural. A situação atual da maioria dos reservatórios inspecionados é preocupante, sendo esta situação agravada pela inexistência de um programa de manutenção preventiva. No quadro 14 estão resumidas as principais manifestações patológicas encontradas.

O estudo de caso foi desenvolvido para o reservatório R-1, da cidade de Lajes; esta escolha foi baseada em dois fatos: a grande incidência de fissuras e a existência do projeto estrutural. O estudo foi enriquecido pelo material coletado no trabalho de CHIMELLO (2000).

Quadro 14 – Descrição das manifestações patológicas de alguns reservatórios no Estado de S.C. .

Cidade	Reservatório	Capacidade (m ³)	Projeto	Ocorrência de Manifestações Patológicas			
				Fissuras	Eflorescência	Vazamento	Corrosão Ap.
Lajes	R1- (CASAN)	4500	SIM	SIM	SIM	SIM	NÃO
Balneário Camboriú	R1-C - (CASAN)	2000	NÃO	NÃO	SIM	NÃO	NÃO
	R1-D - (CASAN)	2000	NÃO	NÃO	SIM	NÃO	NÃO
	R2 - (CASAN)	4000	SIM	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Reservat. Ed. Residencial	110	SIM	SIM	SIM	SIM	NÃO
Blumenau (SAMAE)	R3	2000	SIM	SIM	SIM	SIM	NÃO
	R4	2000	SIM	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Cx. Reserv. - Rua Coripós	200	NÃO	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Cx. Reserv. - Rua Carl Heinz	180	NÃO	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Cx. Reserv. - Rua Ascurra	180	NÃO	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Cx. Reserv. - Rua Adolpho Talman	100	NÃO	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Cx. Reserv. - Rua Arapoti	50	NÃO	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Cx. Reserv. - Rua Retiro Silvestre	200	NÃO	SIM	SIM	SIM	NÃO
	Cx. Reserv. - Rua Hermann Husher	100	NÃO	NÃO	SIM	NÃO	NÃO
Elevatória - Rua Araranguá	200	NÃO	SIM	SIM	SIM	NÃO	

ESTUDO DE CASO

FICHA DE DESCRIÇÃO E ANTECEDENTES DO RESERVATÓRIO PARALELEPIPÉDICO	
Reservatório N° _____	Data da inspeção _____
1. Informações gerais referentes ao Reservatório	
1.1-Empresa	_____
1.2-Contato (pessoa/telefone)	_____
1.3-Endereço	_____
1.4-Data da Construção	_____
1.5-Data do início do funcionamento	_____
1.6-Tipo de utilização	<input type="checkbox"/> reservação <input type="checkbox"/> tratamento
1.7-Líquido armazenado	<input type="checkbox"/> água <input type="checkbox"/> esgoto doméstico <input type="checkbox"/> esgoto industrial
1.8-Capacidade de armazenamento (l)	_____
1.9-Documents Relativos ao Reservatório	<input type="checkbox"/> Projetos <input type="checkbox"/> Memorial de cálculo <input type="checkbox"/> Mem. execução <input type="checkbox"/> Relatório Fiscalização <input type="checkbox"/> Sondagem Outros: _____
2. Características geométricas	
2.1-Tipo de reservatório	<input type="checkbox"/> Elevado <input type="checkbox"/> com tampa <input type="checkbox"/> Enterrado <input type="checkbox"/> sem tampa <input type="checkbox"/> Semi-enterrado
2.2-Número de células (un)	_____
2.3-Espessura (cm)	Paredes ext. _____ Paredes int. _____ Laje Fundo _____ Laje Tampa _____
2.4-Impermeabilização interna	<input type="checkbox"/> paredes <input type="checkbox"/> laje fundo <input type="checkbox"/> laje tampa
2.5-Impermeabilização externa	<input type="checkbox"/> paredes <input type="checkbox"/> laje tampa
2.6-Informações Adicionais	_____
3. Propriedade dos materiais utilizados	
3.1-Tipo de cimento	_____
3.2-Tipo do Agregado	_____
3.3-Informações Adicionais	_____
4. Projeto de Concreto Armado	
4.1-Resistência caract. à compressão (MPa)	_____
4.2-Espessura do cobrimento (cm)	_____
4.3-Dosagem do cimento	_____
4.4-Dosagem de agregados	_____
4.5-Relação água/cimento	_____
4.6-Uso de Aditivos	_____
4.7-Informações Adicionais	_____

Figura 105 a – Ficha de cadastramento de patologias.

ESTUDO DE CASO

5.Sistema Construtivo		
5.1-Estrutura	<input type="checkbox"/> Moldada in loco	<input type="checkbox"/> Pré-fabricada
	<input type="checkbox"/> Protendida	
5.2-Anomalias observadas na construção	_____	
5.3-Informações Adicionais	_____	
6.Histórico da utilização e manutenção do Reservatório		
6.1-Resist. concreto à compressão na obra	_____	
6.2-Anomalias observadas na utilização	_____	
6.3-Nº de Inspeções	_____	
6.4-Tipos de Manutenção	_____	
6.5-Ensaaios	_____	
6.6-Reparos	_____	
6.7-Informações Adicionais	_____	
7.Ensaaios realizados nesta inspeção		
7.Descrição do Meio		
7.1-Agentes Físico-químicos em contato c/ estrutura		
7.1.1-Atmosfera	<input type="checkbox"/> rural	<input type="checkbox"/> urbana
	<input type="checkbox"/> marinha	<input type="checkbox"/> industrial
7.1.2-Água	<input type="checkbox"/> natural doce	<input type="checkbox"/> doméstica potável
	<input type="checkbox"/> natural salobra	<input type="checkbox"/> doméstica residual
	<input type="checkbox"/> industrial	
7.1.3-Solo	<input type="checkbox"/> natural	<input type="checkbox"/> aterro
7.1.4-Outro Meio	<input type="checkbox"/> alta temperatura	<input type="checkbox"/> agentes químicos
	<input type="checkbox"/> outros	
7.2Propriedades Físicas e químicas do Meio		
7.2.1-Atmosfera (Dados médios)	Umid. relativa _____	temperatura _____
7.2.2-Líquido reservado	<input type="checkbox"/> cloretos	<input type="checkbox"/> sulfatos
	ph _____	temperatura _____
7.2.3-Solo	<input type="checkbox"/> cloretos	<input type="checkbox"/> sulfatos
	ph _____	nível freático _____
8. Ensaaios que podem ser necessários		
8.1-Resistência a compressão do concreto com esclerômetro (Mpa)		
8.2-Porosidade e massa específica do concreto		
8.3-Teor de Cloretos		
8.4-Teor de Sulfatos		
8.5-Espessura da carbonatação		
9. Retirada do cobrimento em alguns pontos localizados		
9.1-Espessura do cobrimento		
9.2-Redução do diametro da armadura		
9.3-Eflorescências		
9.4-Quantidade e cor dos óxidos		
9.5-Aspecto do concreto		

Figura 105 b – Ficha de cadastramento de patologias.

6.1 Descrição do Reservatório

O reservatório, objeto deste estudo de caso, está localizado no município de Lages - S.C, tem capacidade para o armazenamento de 4500 m³ de água potável, e sua construção foi iniciada em outubro de 1973. A estrutura do reservatório está especificada na Figura 106, sendo basicamente constituída por duas cubas simétricas com dimensões de (2800 cm x 2100 cm), compostas por diversos elementos estruturais, tais como: vigas, pilares, paredes e lajes.

A fundação do reservatório é superficial (simplesmente apoiada no solo), assentada em solo argiloso, sendo constituída por uma laje de 10 cm de espessura que ao longo de todo perímetro é reforçada por uma borda externa de 20 cm de espessura e 140 cm de comprimento. A laje de fundação não está sujeita a pressões negativas, pois o nível do lençol freático está bem abaixo da cota de fundo da laje.

As paredes têm altura 467 cm com espessura de 20cm, absorvem a reação das lajes que nelas se apóiam e o empuxo hidrostático, sendo que o nível máximo de água atinge uma altura 3,90m. A cobertura é formada por uma laje maciça de 7cm de espessura, que se apóia em vigas (12 cm x 37 cm) e nas paredes do reservatório. Internamente existem 35 pilares (20 cm x 20 cm) em cada célula servindo de apoio para as vigas da tampa, estes são apoiados por sapatas isoladas (80 cm x 80 cm) na laje de fundo. Observa-se também que não existe nenhum tipo de junta de movimentação nesta estrutura.

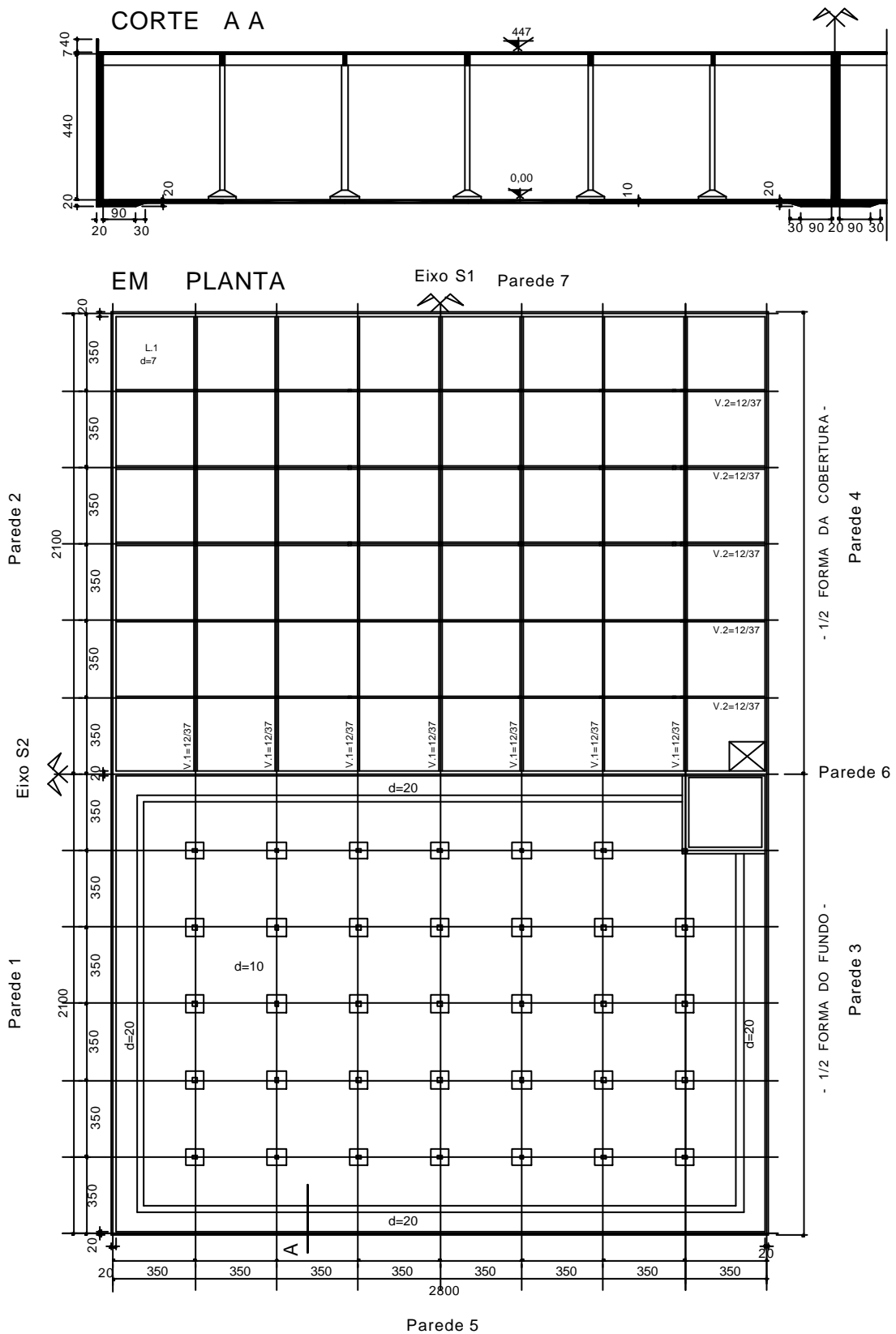


Figura 106 – Planta baixa e corte do reservatório apoiado no solo (dimensões em cm).

6.2 Levantamento e Descrição das Manifestações Patológicas

HELENE (1998) ressalta que as etapas a serem efetuadas em uma inspeção, a fim de descrever manifestações patológicas em estruturas, devem obedecer a seguinte cronologia. Na primeira etapa realiza-se uma inspeção geral da estrutura, observando-se e registrando-se os sintomas e problemas patológicos. Não sendo esta vistoria preliminar suficiente para diagnosticar o problema, deve-se efetuar a coleta de todas as informações escritas ou orais, tais como projetos, especificações técnicas, diário de obra, relatórios de ensaios etc. Parte-se para a terceira etapa caso as informações obtidas e a inspeção não esclareçam a totalidade do problema. Esta etapa consiste na inspeção detalhada efetuada diretamente sobre a estrutura, coletando-se e analisando-se em laboratório as amostras coletadas da estrutura. Se ainda assim não for possível diagnosticar as causas das patologias levantadas, o assunto deve passar a fazer parte de uma pesquisa específica. Obtidas as informações necessárias para o completo entendimento do problema, a próxima etapa é o diagnóstico da situação, precedido pelo prognóstico.

Seguindo a metodologia descrita anteriormente, a avaliação das incidências patológicas do reservatório foi executada “in loco” através de uma inspeção visual e fotográfica, do cadastramento de informações relevantes na ficha de inspeção, bem como do mapeamento das fissuras aparentes na face externa das paredes do reservatório, e a verificação de suas aberturas através de uma régua plástica (fissurômetro). Nas fotos apresentadas na Figura 107 podem ser observados alguns detalhes das fissuras encontradas no reservatório.

O tipo de patologia predominante consiste em fissuras verticais que se apresentam distribuídas ao longo de todo o perímetro externo do reservatório. A maioria destas fissuras apresenta abertura maior que 1mm, com percolação constante de água. O valor de 1 mm encontrado em algumas fissuras possui grandeza acima do limite permitido para reservatórios,

pois, segundo CANOVAS (1988), para elementos expostos a um ambiente agressivo e que devam assegurar a estanqueidade a abertura máxima da fissura deveria ser de 0,1mm. Através da inspeção observou-se que algumas fissuras (de maior abertura) já haviam sido recuperadas através do tratamento com injeção de epóxi. Entretanto observou-se que estas fissuras voltaram a romper, ou no mesmo lugar, ou em outro muito próximo.

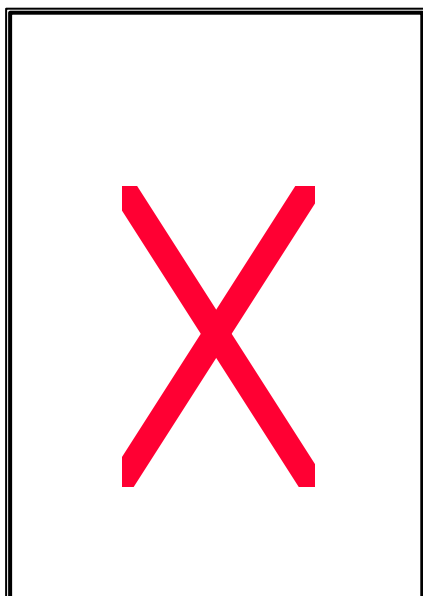


Figura 107 – Fotos das fissuras aparentes nas paredes do reservatório (CHIMELLO, 2000).

O mapeamento das fissuras em cada uma das paredes constituintes do reservatório está representado nas figuras abaixo. O posicionamento desta parede em relação ao reservatório é indicado na representação em planta, logo abaixo da figura da parede. Quando não indicada, a abertura da fissura é maior ou no mínimo igual a 1mm, as fissuras tratadas estão indicadas pela legenda “FT*”. Na Figura 108 estão representadas as fissuras verticais ao longo das paredes 1 e 2, que possuem extensão de 21m. Na parede 1 duas destas fissuras permitem um grande vazamento de água; este vazamento também é verificado nas paredes 3 e 4 (Figura 109). Na Figura 110 podem ser observadas as fissuras verticais da parede 5 (28 m) e da parede 7 (28 m) que apresenta uma fissura horizontal no centro da parede, diferindo da configuração de fissuras das outras paredes.

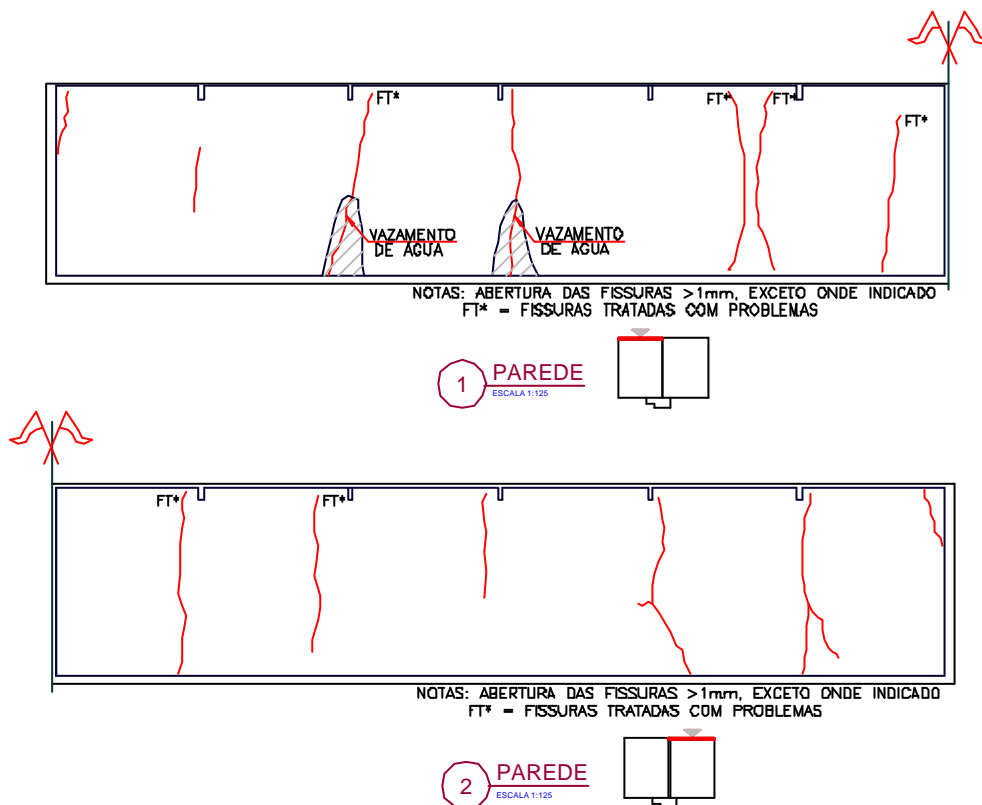


Figura 108 – Mapeamento de fissuras nas paredes 1 e 2. (CHIMELLO, 2000).

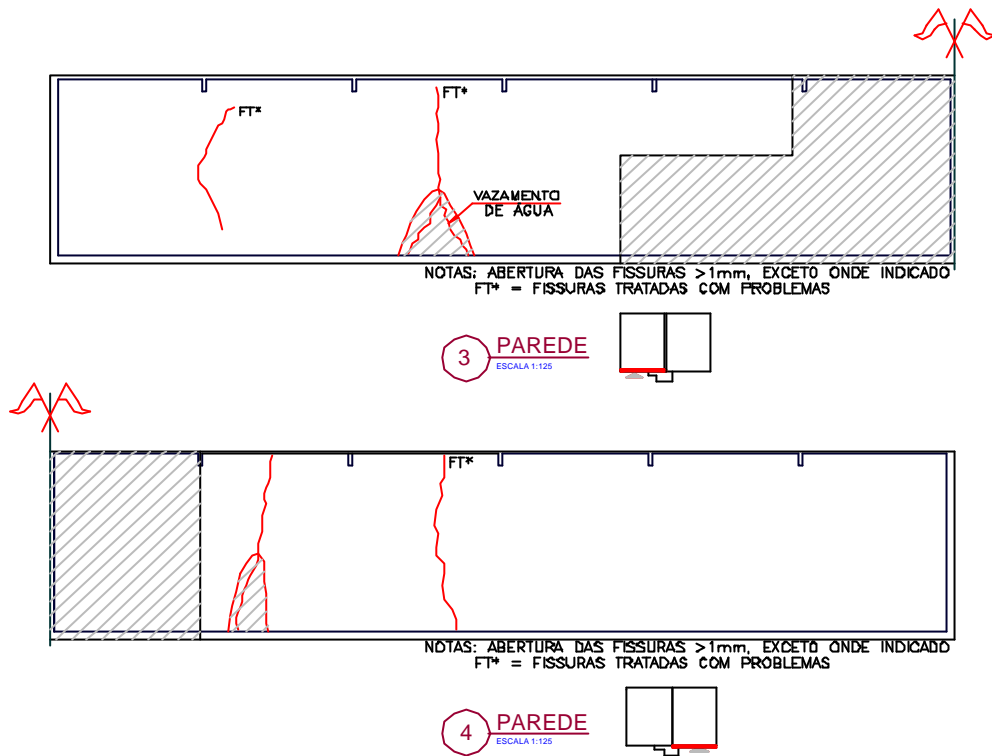


Figura 109 – Mapeamento de fissuras nas paredes 3 e 4. (CHIMELLO, 2000).

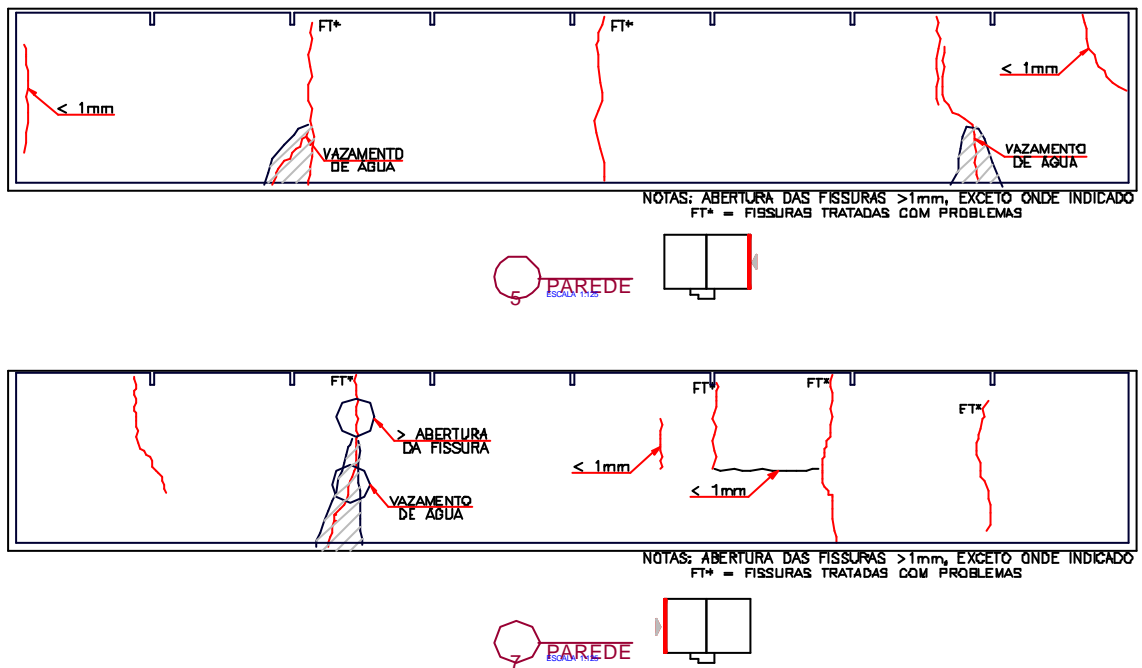


Figura 110 – Mapeamento de fissuras nas paredes 5 e 7. (CHIMELLO, 2000).

Outras manifestações patológicas encontradas em grande quantidade foram às eflorescências e grandes manchas de óxido e bolor, na região das fissuras.

POLISSENI (1992) explica que a durabilidade da estrutura fica comprometida, quando a água sob pressão que atua nas paredes e no fundo do reservatório permeia pela estrutura do concreto, atingido as armaduras e provocando vazamentos. A percolação gera duas conseqüências patológicas. A primeira, que causa manchas de óxido na superfície das paredes do reservatório, está relacionada com a diminuição da alcalinidade do meio já que ao permear pela estrutura a água carrega consigo o hidróxido de cálcio, $(Ca(OH)_2)$, gerando a despassivação da armadura, que gera a corrosão. Esta corrosão pode ainda ocasionar a diminuição da seção do ferro, que contribui para o aparecimento de fissuras na estrutura, facilitando ainda mais a passagem da água. A segunda, denominada de eflorescência, é caracterizada pelo aparecimento de manchas esbranquiçadas na parede do reservatório sendo provocadas pela reação do hidróxido de cálcio com o gás carbônico existente no ar. A solução migra para superfície da parede e por evaporação resulta na formação de um depósito salino de cor branca.

O bolor também ocorre devido a percolação de água, segundo DAL MOLIN (1988) o bolor é conseqüência do desenvolvimento de microorganismos pertencente ao grupo de fungos que necessitam de um teor de umidade elevado no material onde se desenvolvem.

Posteriormente efetuou-se o levantamento da documentação pertinente a obra e a execução. Não foram encontrados: a sondagem, o diário de obra, o memorial descritivo e de dimensionamento do reservatório ou qualquer informação sobre a recuperação e a manutenção da estrutura. Entretanto o projeto estrutural de outubro de 1973 foi encontrado. Neste estão apresentadas as fôrmas, o detalhamento da armadura e especificações de materiais, sendo a resistência característica do concreto igual a 16 MPa e a resistência característica do aço de 500 e 600 MPa.

De acordo com informações recebidas o reservatório em questão já passou por um processo de reforço. Este reparo consistiu no reforço da parte interna das paredes no encontro fundo/parede (momento negativo das paredes), buscando-se aumentar a capacidade resistente das mesmas, e acreditando-se ser está a causa das fissuras. Entretanto as fissuras tratadas com injeção de epóxi voltaram a romper, indicando assim que o reforço não foi adequado, ou seja, provavelmente a causa da fissuração não foi corretamente diagnosticada, e o reforço aplicado à estrutura não foi eficiente.

Observa-se ainda com relação ao projeto original que os elementos estruturais constituintes do reservatório são bastante esbeltos, principalmente no que diz respeito as lajes. Isto se agrava ainda pelo fato do cobrimento utilizado ser de 1,5 cm sendo que este cobrimento deveria ser igual a 3 cm (NB-1/2001) para reservatórios já que o meio-ambiente em que a estrutura está inserida é extremamente agressivo.

6.3 Determinação dos Esforços Solicitantes pelos Métodos Convencionais

O reservatório apoiado no solo é considerado achatado, devido às suas dimensões, ou seja, a altura é muito menor que as outras dimensões. Como a fissuração está localizada nas paredes externas do reservatório, foram determinados para estas os momentos máximos positivos (M) e negativos (MA) obtidos pelas fórmulas analíticas da Teoria da Elasticidade.

Para a determinação destes momentos fletores considerou-se a parede como uma viga, de largura igual a um metro, engastada no bordo inferior e apoiada no bordo superior, com carregamento triangular devido a pressão da água, conforme detalhe esquemático apresentado na Figura 111.

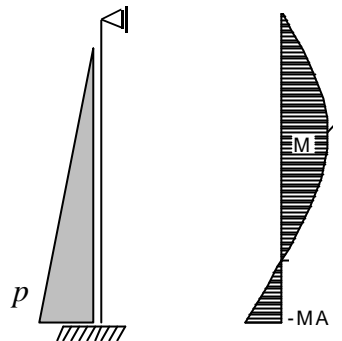


Figura 111 – Valores analíticos para os momentos fletores de viga apoiada e engastada.

O carregamento devido a pressão da água nas paredes é de 40 kN/m², sendo igual para todas paredes. Para esta situação de carregamento o momento fletor das paredes é obtido aproximadamente pelas equações (considerando a carga hidrostática atuando até o topo da parede):

$$M = 0.06Pl \quad (71)$$

$$MA = \frac{Pl}{7.5} \quad (72)$$

Sendo o valor de $P = \rho_{\text{água}} l^2/2$, e l é a altura da parede.

Aplicando-se as equações 71 e 72 foram obtidos os seguintes valores para os momentos fletores máximos.

a) Momento Fletor Positivo das Paredes (M): $M^+ = 21,06 \text{ KN.m/m}$

b) Momento Fletor Negativo Fundo/Parede (MA): $M^- = 46,38 \text{ KN.m/m}$

Para o Momento Fletor Negativo Parede/Parede: não foi encontrado nenhum detalhe para a consideração de engaste entre as paredes, no projeto original. O critério de cálculo supôs

apenas os esforços em uma única direção. Seria recomendável, no entanto a utilização de uma armadura mínima para a ligação entre as paredes (cantos).

6.3 Determinação dos Esforços Solicitantes pelo Método dos Elementos Finitos

A estrutura foi analisada pelo MEF, empregando-se um modelo tri-dimensional, através do programa SAP 2000 (1996). O modelo adotado para a análise está representado na Figura 112: observa-se que foi considerada apenas a metade do reservatório devido à simetria (conforme eixo de simetria S_1 , Figura 106). Não foi considerada a simetria em relação ao eixo S_2 para permitir a análise do reservatório com uma das células cheias e a outra vazia. Para simular a continuidade da estrutura utilizou-se apoios na extremidade dos elementos onde foi efetuada a divisão. As lajes de tampa e fundo do reservatório foram modeladas por elementos de casca, utilizando-se malhas de 35x35 cm. As vigas e os pilares foram modelados por elementos de barra tridimensional (pórtico espacial).

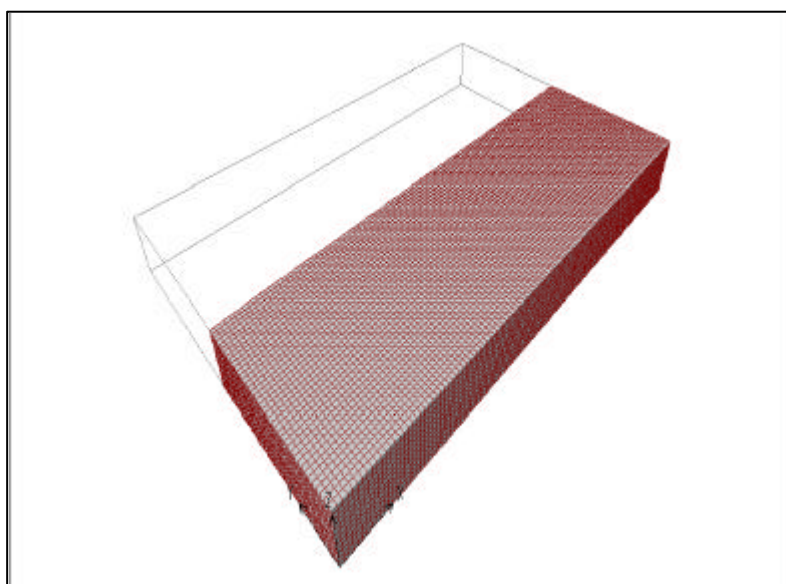


Figura 112 – Representação do modelo utilizado para a análise do reservatório pelo MEF.

Para a laje de fundo considerou-se duas situações de apoio: apoios fixos e apoios elásticos. Para a consideração de apoios elásticos modelou-se o solo através de molas elásticas. Não se obteve informações oficiais sobre a resistência do solo, entretanto, na inspeção do local do reservatório, constatou-se ser um solo argiloso de boa resistência. Com o objetivo de determinar a envoltória de momentos, utilizaram-se nesta análise os seguintes valores para o coeficiente de rigidez do terreno: 10000 kN/m³ (areia fina), 50000 kN/m³ (argila úmida), 90000 kN/m³ (argila seca endurecida). Estes três valores foram adotados buscando-se visualizar nos resultados a influência da variação da rigidez do solo na avaliação dos momentos fletores. Na análise pelo MEF no “SAP-2000” utiliza-se um coeficiente de rigidez de mola que é determinado pela multiplicação do coeficiente de rigidez do terreno pela área de influência da mola. Portanto como a dimensão da malha da laje do fundo é de 35x35 cm², os coeficientes de rigidez de mola utilizados foram: 12,25 kN/cm, 61,25 kN/cm e 110,25 kN/cm.

Conforme se observa na Figura 106, o modelo é constituído por cinco paredes, sendo que as paredes 1,2,3,4 (parede *) são simétricas com carregamentos idênticos, o que também é válido para as paredes 5,6 e7 (parede **), ou seja os valores de esforços obtidos são iguais para as paredes em cada uma das duas situações. Estas paredes foram carregadas com uma pressão hidrostática variando linearmente de zero a 40 kN/m² (maior carga do reservatório). O peso próprio dos elementos estruturais gerados é calculado automaticamente pelo programa.

Nas Figuras 113 a 117 estão apresentados alguns resultados gráficos do “SAP2000” para os momentos fletores na direção vertical (z), para o reservatório com coeficiente de rigidez de mola de 110.25 kN/m. Na Figura 117 pode-se observar os momentos fletores na direção secundária (x ou y).

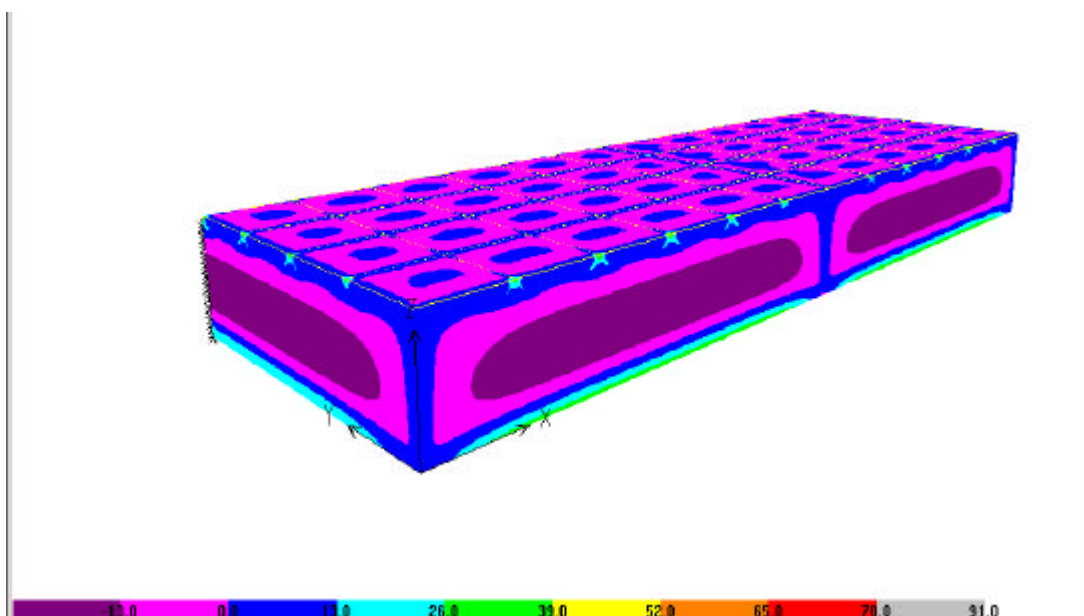


Figura 113 – Saída gráfica SAP-2000, para momentos os fletores na direção vertical para o carregamento de água e $k=110.25 \text{ kN/cm}$ (Escala em kN/m).

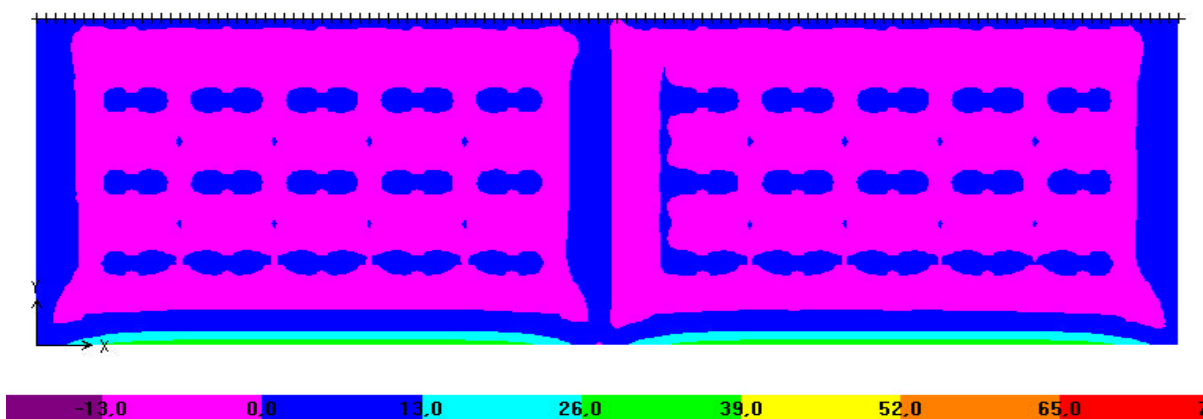


Figura 114 – Saída gráfica SAP-2000 para laje de fundo, valores dos momentos fletores para o carregamento de água e $k=110.25 \text{ kN/cm}$ (Escala em kN/m).

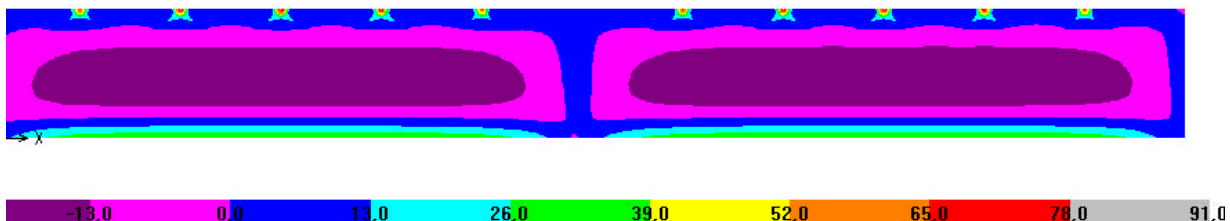


Figura 115 – Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm (Escala em kN/m).

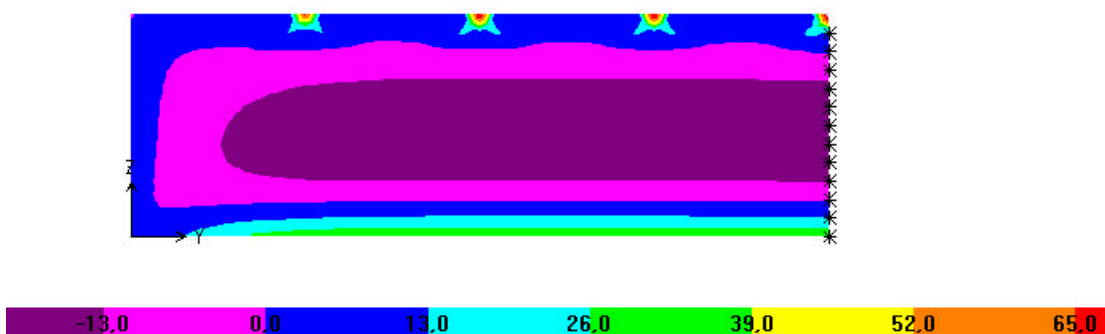


Figura 116 – Saída gráfica SAP-2000 para parede**, valores dos momentos fletores na direção vertical para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm (Escala em kN/m).

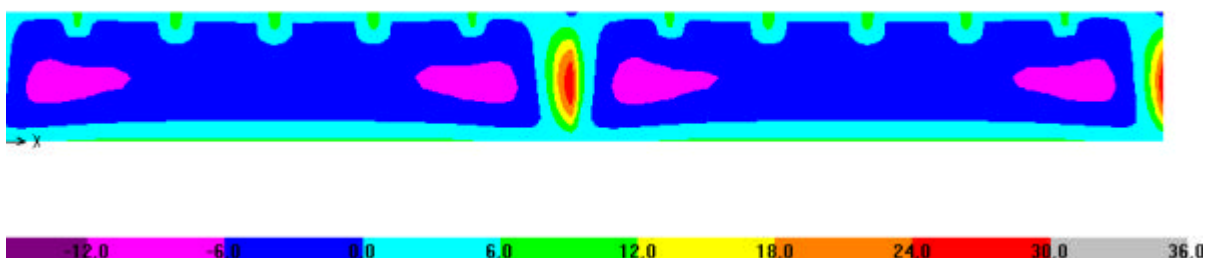


Figura 117 – Saída gráfica SAP-2000 para parede*, valores dos momentos fletores na direção secundária horizontal para o carregamento de água e $k=110.25$ kN/cm. (Escala em kN/m)

Como o objetivo deste estudo é análise das paredes fissuradas, no Quadro 15 estão resumidos os valores obtidos pela análise tri-dimensional para os momentos fletores máximos (positivos e negativos) e as respectivas armaduras, para os dois tipos de parede em cada uma das situações de apoios (fixos e apoios elásticos), e as armaduras necessárias para absorver estes esforços. Para diferenciar os três momentos atuantes na estrutura utilizou-se a especificação M1, M2 e M3, dispostos conforme figura abaixo.

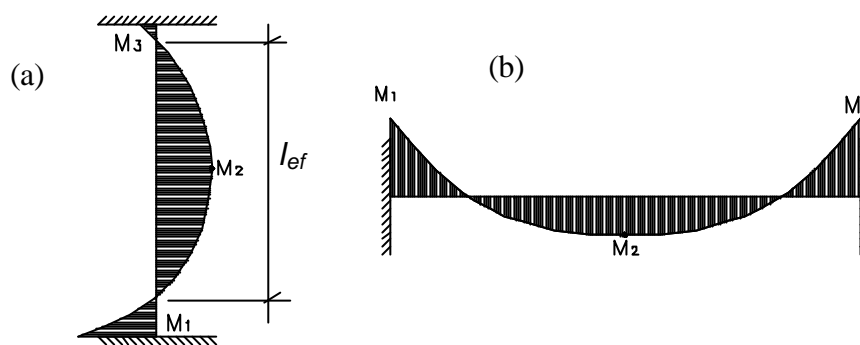


Figura 118 – Denominação adotada para os momentos máximos: (a) direção vertical; (b) direção horizontal.

Quadro 15 – Resumo dos valores obtidos para os momentos fletores nas paredes e suas respectivas armaduras pelo MEF (tri-dimensional) e fórmulas analíticas.

Método de Dimens.	Coeficiente de rigidez de mola (kN/cm)	Momento Fletor	Momentos direção vertical		A _{s, cal} cm ²	Armadura mm/cm	Momentos direção hor.	A _{s, cal} cm ²	Armadura mm/cm
			Parede *	Parede **			Parede/parede		
			kNm	kNm			kN m		
Método dos Elementos Finitos	k=12,25	M ₁	46,14	44	11,18	12,5 c/ 10	23,187	4,95	10 c/ 15
		M ₂	18,6	19,4	3,85	10 c/ 20	3,42	0,88 * ₁	6,3 c/ 10
		M ₃	9,45	9,57	2,48 * ₁	6,3 c/ 10	-	-	-
	k=61,25	M ₁	35,48	33,25	8,1	10 c/ 10	28,37	6,305	10 c/ 12,5
		M ₂	23	24,3	5,31	10 c/ 15	4,58	1,18 * ₁	6,3 c/ 10
		M ₃	9,49	9,92	2,48 * ₁	6,3 c/ 10	-	-	-
	k=110,25	M ₁	34,58	33,49	7,89	10 c/ 10	29,59	6,4	10 c/ 12,5
		M ₂	24	25,41	5,4	10 c/ 15	4,2	1,09 * ₁	6,3 c/ 10
		M ₃	9,21	9,79	2,48 * ₁	6,3 c/ 10	-	-	-
	Apoio Fixo	M ₁	42,85	42,86	10,26	10 c/ 7,5	27,7	6,28	10 c/ 12,5
		M ₂	22	22,86	4,9	10 c/ 15	3,54	0,92 * ₁	6,3 c/ 10
		M ₃	5,73	5,76	1,48 * ₁	6,3 c/ 10	-	-	-
Fórmulas Analíticas (elemento viga)	MA	46,38	46,38	11,36	12,5 c/ 10	-	-	-	
	M	21,06	21,06	4,55	10 c/ 15	-	-	-	

(*₁) Para armaduras com área inferior à mínima (0,15%.b.h) adota-se a mínima: 3,0 cm² – 6,3 c/10)

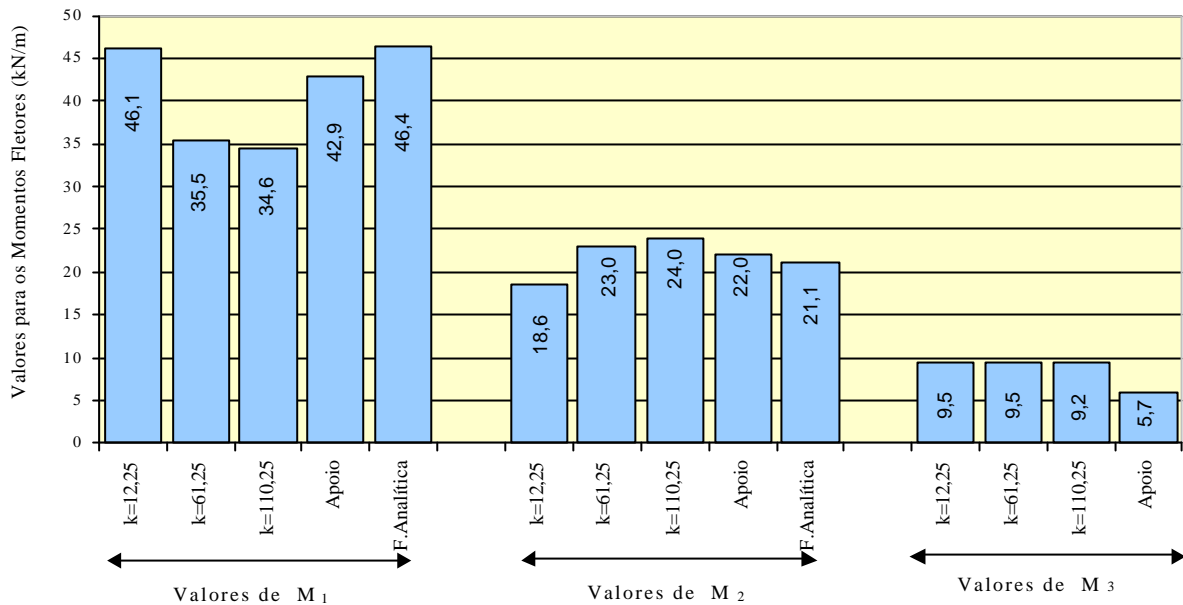


Figura 119 – Gráfico de variação dos momentos fletores positivos e negativos nas paredes do reservatório, para cada um dos métodos analisados.

Pode-se observar claramente no gráfico resumo dos momentos fletores a variação para cada um dos coeficientes de rigidez de mola adotado. Conforme o coeficiente “k” aumenta os valores obtidos para os momentos fletores negativos na direção vertical diminuem e como consequência os valores para os momentos fletores positivos na direção vertical aumentam.

Com relação aos deslocamentos foram encontrados os seguintes valores: considerando-se apoios elásticos, obteve-se para as paredes (*) um deslocamento máximo de 2,3mm e para as paredes (**) 2,4mm; já para apoios fixos obteve-se 2,1 mm de deslocamento máximo para todas as paredes. Estes valores podem ser considerados pequenos, pois são inferiores a $l_{ef}/300$, em que l_{ef} é o comprimento efetivo, mostrado na Figura 118. Não há indícios portanto de grandes deslocamentos e falta de rigidez das paredes.

6.5 Análise Comparativa dos Resultados

Neste item comparam-se as armaduras de projeto com as armaduras necessárias para os momentos fletores obtidos pelas fórmulas analíticas e pelo MEF.

As armaduras especificadas no projeto estrutural para as paredes do reservatório são as seguintes:

- Para o momento fletor positivo : $A_s = 3,64 \text{ cm}^2/\text{m} - \varnothing 7.0 \text{ mm c}/11$, aço CA-60
- Para o momento fletor negativo fundo/parede: $A_s = 10.67 \text{ cm}^2/\text{m} - \varnothing 10 \text{ mm c}/7.5$, aço CA-50.

Os valores da armadura de projeto são inferiores aos determinados pelas fórmulas analíticas e pelo Método dos Elementos Finitos, como pode ser observado no Quadro 15.

Com relação à análise comparativa entre o MEF e análise convencional (fórmulas empíricas da Teoria da Elasticidade), constata-se que para a situação do coeficiente de rigidez do terreno $k=110,25$, situação mais realista, os valores obtidos para os momentos negativos são 28% inferiores daqueles obtidos pelas fórmulas analíticas, e os momentos positivos obtidos pelo MEF são 10% superiores aos referentes a fórmulas analíticas. Outra constatação observada nesta análise comparativa é que os valores obtidos para o modelo de MEF com apoios fixos são aproximadamente iguais aos obtidos pelas fórmulas analíticas.

Com relação ao projeto original verificou-se ainda o valor limite admissível para a abertura de fissuras (w_{lim}), que para o caso de reservatórios deverá ser inferior a 0,1 mm (NB-1, 1982). Este valor foi calculado através das equações 1 e 2 para cada um dos momentos apresentados no Quadro 15. A resistência característica do concreto à compressão utilizada é aquela especificada no projeto (16 MPa).

O valor admissível para abertura de fissuras foi determinado para duas situações:

- a) Para taxa de armadura especificada no projeto

Nesta situação utilizou-se o coeficiente de conformação superficial da barra (ζ_b) igual a 1, este valor foi adotado baseando-se nas recomendações da EB-3, que considera $\zeta_b = 1$, para barras lisas. Salienta-se que apesar da armadura de projeto ter sido dimensionada para aço CA-50 e CA-60, na época da execução do reservatório as barras com bitola de 7 e 10 mm com esta especificação eram lisas. Foram obtidos os valores correspondentes à abertura de fissuras para os momentos obtidos pelo MEF e fórmulas analíticas.

b) Para taxa de armadura necessária para absorver os esforços obtidos

Nesta situação utilizou-se o coeficiente de conformação superficial da barra (ζ_b) igual a 1,5, este valor foi adotado baseando-se nas recomendações da EB-3, que considera $\zeta_b = 1,5$, para barras com nervuras, que são as barras utilizadas nos dias de hoje.

Nos quadros abaixo estão apresentados os resultados obtidos para cada uma das situações expostas anteriormente, sendo que para a verificação foram utilizados os maiores valores obtidos para os momentos fletores (parede 1,2,3 e 4).

Quadro 16 – Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura especificada no Projeto em relação aos esforços verticais.

	Und.	Fórmulas Analíticas		Método dos Elementos Finitos							
				k=12,25		k=61,25		k=110,25		Apoio	
		M	MA	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁
M	kN.m	21,06	46,38	18,60	46,14	23,00	35,48	24,00	34,58	22,00	42,85
d	cm	18,15	18,00	18,15	18,00	18,15	18,00	18,15	18,00	18,15	18,00
A _{s,ef}	cm ²	3,48	10,61	3,64	10,67	3,64	10,67	3,64	10,67	3,64	10,67
x	cm	2,91	4,75	2,97	4,76	2,97	4,76	2,97	4,76	2,97	4,76
z	cm	17,18	16,42	17,16	16,41	17,16	16,41	17,16	16,41	17,16	16,41
R _{st}	kN/m	122,59	282,49	108,40	281,09	134,04	216,15	139,87	210,67	128,22	261,05
σ _s	kN/cm ²	35,23	26,62	29,78	26,34	36,83	20,26	38,43	19,74	35,22	24,47
A _{cr}	cm ²	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00
ρ _r		0,0070	0,0212	0,0073	0,0213	0,0073	0,0213	0,0073	0,0213	0,0073	0,0213
w ₁	mm	0,582	0,237	0,472	0,233	0,584	0,179	0,609	0,175	0,558	0,217
w ₂	mm	0,621	0,506	0,443	0,496	0,678	0,293	0,738	0,278	0,620	0,428
η _b		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Bitola	mm	7,00	10,00	7,00	10,00	7,00	10,00	7,00	10,00	7,00	10,00

f_{ck} de projeto 16 MPa

Quadro 17 – Valor admissível para abertura de fissuras (w_1 e w_2) para taxa de armadura necessária para absorver os esforços verticais.

	Und.	Fórmulas Analíticas		Método dos Elementos Finitos							
				K=12,25		K=61,25		K=110,25		Apoio	
		M	MA	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁
M	kN.m	21,06	46,38	18,60	46,14	23,00	35,48	24,00	34,58	22,00	42,85
d	cm	18,15	18,00	18,15	18,00	18,15	18,00	18,15	18,00	18,15	18,00
A _{s,ef}	cm ²	4,55	11,36	3,85	11,18	5,31	8,10	5,40	7,89	4,90	10,26
x	cm	3,29	4,88	3,05	4,85	3,53	4,23	3,55	4,18	3,40	4,68
z	cm	17,05	16,37	17,13	16,38	16,97	16,59	16,97	16,61	17,02	16,44
R _{st}	kN/m	123,50	283,29	108,56	281,64	135,50	213,85	141,46	208,22	129,29	260,64
σ _s	kN/cm ²	27,14	24,94	28,20	25,19	25,52	26,40	26,20	26,39	26,39	25,40
A _{ct}	cm ²	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00
ρ _r		0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,02
w ₁	mm	0,278	0,146	0,337	0,149	0,228	0,204	0,230	0,208	0,253	0,161
w ₂	mm	0,292	0,308	0,316	0,315	0,258	0,346	0,272	0,345	0,276	0,320
η _b		1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Bitola	mm	10,00	12,50	10,00	12,50	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00

fck de projeto 16 MPa

Através da análise dos quadros 16 e 17 observa-se que os valores obtidos para w_1 e w_2 , são superiores ao limitado pela NB-1 (1982), ou seja, a armadura especificada deverá ser majorada para que a estrutura tenha o limite de fissuração ($w < 0,1\text{mm}$) garantido.

Para futuros reservatórios a serem construídos com base neste projeto sugere-se no Quadro 18 uma opção de arranjo de armadura visando limitar-se a fissuração em 0,1 mm. Como a resistência característica do concreto à compressão também influi nesta verificação, adotou-se $f_{ck}=25$ MPa, valor especificado pela NB-1 (2001) para elementos de concreto armado em meio agressivo.

Pelos valores obtidos no Quadro 18 observa-se que para limitar a abertura das fissuras em 0,1mm é necessário que a tensão de serviço do aço à tração seja menor ou igual a 200 MPa, sendo que para obter esta tensão é necessário dobrar a área de aço obtida no dimensionamento. Esta verificação confere com a recomendação de alguns autores que sugerem para as armaduras de peças situadas em meio agressivo uma tensão de serviço inferior a 300 MPa.

Quadro 18 – Armaduras adequadas para o limite de fissuração $w=0,1$ mm .

	Und.	Fórmulas Analíticas		Método dos Elementos Finitos							
				K=12,25		K=61,25		K=110,25		Apoio	
		M	MA	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁	M ₂	M ₁
M	kN.m	21,06	46,38	18,60	46,14	23,00	35,48	24,00	34,58	22,00	42,85
d	cm	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00
A _{s,ef}	cm ²	6,58	19,95	6,50	20,00	7,50	15,00	7,50	15,00	7,00	19,00
x	cm	3,32	5,31	3,31	5,32	3,52	4,73	3,52	4,73	3,42	5,21
z	cm	14,89	14,23	14,90	14,23	14,83	14,42	14,83	14,42	14,86	14,26
R _{st}	kN/m	141,42	325,96	124,85	324,31	155,13	246,00	161,87	239,76	148,03	300,43
σ _s	kN/cm ²	21,49	16,34	19,21	16,22	20,68	16,40	21,58	15,98	21,15	15,81
A _{cr}	cm ²	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00
ρ _r		0,01	0,04	0,01	0,04	0,02	0,03	0,02	0,03	0,01	0,04
w ₁	mm	0,127	0,080	0,115	0,080	0,136	0,099	0,142	0,097	0,118	0,080
w ₂	mm	0,094	0,108	0,075	0,107	0,109	0,109	0,118	0,104	0,091	0,102
η _b		1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Bitola	mm	8,00	16,00	8,00	16,00	10,00	16,00	10,00	12,50	8,00	16,00

f_{ck} adotado 25 MPa

Pela análise do Quadro 16 verifica-se que as tensões de serviço do aço são superiores a 200 Mpa; nesta situação as paredes do reservatório deveriam com razoável probabilidade atingir um estado de fissuração nociva, entretanto pelas inspeções “in loco”, não foi detectada um número expressivo de quantidade e magnitude de fissuras horizontais que indicassem um problema maior.

A partir da análise do reservatório, as seguintes conclusões podem ser extraídas:

- os deslocamentos máximos nas paredes obtidos pelo MEF são bem pequenos, indicando assim que não há grandes deslocamentos ou falta de rigidez das paredes;
- na direção vertical os momentos fletores negativos obtidos pelo MEF são menores e os positivos máximos são maiores do que os obtidos pelo método analítico convencional, principalmente quando se considera a deformabilidade do solo;
- a armadura vertical utilizada no projeto seria suficiente para absorver os momentos negativos apenas, mas não passaria na verificação de abertura máxima de fissura;

- a armadura horizontal utilizada no projeto não é suficiente para absorver os momentos fletores máximos positivos e os negativos na ligação entre paredes;
- os resultados indicam que a falta de armadura horizontal e detalhamento inadequado é a causa, ou uma das principais causas, da fissuração observada nas paredes do reservatório.

Observa-se ainda que, para o caso específico de reservatórios, deve-se limitar também a abertura de fissuras devidas à variação de temperatura e retração. Para tanto recomenda-se o uso da armadura mínima – 0.15% bwh- em ambas as faces, mesmo naquelas em que não ocorrem tensões de tração.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com relação ao estudo comparativo entre os esforços obtidos por métodos de cálculo convencionais e a análise pelo Método dos Elementos Finitos, observou-se que os valores obtidos nos exemplos numéricos para as tensões pelo MEF são inferiores aqueles referentes aos métodos convencionais, sendo estes portanto conservadores. A análise pelo MEF tem como vantagem a possibilidade de determinar os esforços em cada ponto da estrutura, permitindo a visualização da distribuição destes esforços o que auxilia no detalhamento da armadura.

Ao analisar as vigas-parede pelo MEF constatou-se que, apesar das tensões horizontais permanecerem praticamente constantes para relação $\ell/d \leq 1$ nas duas situações de carregamento (superior ou inferior), a configuração das tensões principais se altera. Além disto verificou-se que as armaduras obtidas pelo MEF são inferiores àquelas resultantes da utilização de métodos convencionais. Observou-se, também, que a armadura mínima de vigas-parede especificada por LEONHARDT (1979) é muito superior aos valores obtidos pelos métodos convencionais.

No estudo de caso do reservatório apoiado no solo com fissuras verticais constatou-se, na comparação dos esforços obtidos na análise linear pelo Método dos Elementos Finitos utilizando apoios elásticos com aqueles obtidos por métodos convencionais, que existem diferenças substanciais, principalmente quando o solo apresenta uma rigidez elevada; esta diferença para os momentos negativos fica em aproximadamente 30%. Já para a modelagem com apoios fixos pelo MEF obteve-se aproximadamente os mesmos valores obtidos para as fórmulas analíticas. Considera-se portanto de relevante importância a avaliação da resistência real do solo no dimensionamento de reservatórios, pois à medida que o coeficiente de rigidez do terreno é

alterado os esforços são significativamente modificados, como ficou constatado no item 6.4. Ainda com relação ao estudo de caso verificou-se que as armaduras especificadas no projeto original são insuficientes para absorver os esforços solicitantes, mesmo para os esforços obtidos pelas fórmulas analíticas da Teoria da Elasticidade. Para a taxa de armadura de projeto as tensões de serviço do aço são superiores a 200 MPa, ou seja, a abertura máxima das fissuras para a situação de projeto é superior a 0.1mm, que é o limite de abertura de fissura recomendada pela NB-1 (1982), para reservatórios.

Além das considerações descritas ao longo do trabalho recomenda-se, com relação ao arranjo de armaduras para o projeto de reservatórios de concreto armado, que:

- Para garantir a estanqueidade é necessário utilizar armaduras de ligações nas arestas dos reservatórios, pois com exceção da ligação da laje de tampa com as paredes que são articuladas, as outras ligações (parede/parede e parede/fundo) devem ser consideradas com continuidade.
- Para garantir a abertura máxima das fissuras abaixo do valor estipulado pela NB-1 (1982) é necessário que a tensão em serviço no aço à tração seja inferior a 200 MPa.
- Para as armaduras secundárias deve-se utilizar pelo menos a armadura mínima, visando evitar deformações e abertura de fissuras.
- A armadura mínima é importante também para absorver esforços de cisalhamento, movimentações devidas à variação de temperatura e retração do concreto.
- Nos reservatórios elevados as armaduras das paredes podem ser obtidas pela sobreposição de duas análises: como vigas-parede para o carregamento paralelo

ao plano; como laje para o carregamento perpendicular ao plano, sendo a favor da segurança em relação à análise tridimensional.

- Na análise, considerando viga-parede, devem ser observados todos os detalhes construtivos apresentados no item 3.1.4.

Além dos cuidados com a correta disposição das armaduras, para obter uma estrutura resistente à ação dos agentes agressivos que estão em contato permanente com os elementos constituintes dos reservatórios, é importante salientar que no projeto deverão ser especificadas as propriedades do concreto a ser utilizado e o cobrimento das armaduras. Recomenda-se que o concreto utilizado para a execução destas estruturas tenha uma resistência característica à compressão de no mínimo 25 MPa, com relação água/cimento de 0,55; e que o cobrimento seja de 40 mm (NB-1, 2001).

Como sugestão para novas pesquisas com relação à análise e o dimensionamento dos elementos estruturais constituintes dos reservatórios retangulares, sugere-se:

- Realização de uma análise não-linear de vigas-parede pelo Método dos Elementos Finitos para a obtenção de seu comportamento estrutural completo, até a ruptura da estrutura, comparando-se os resultados analíticos com os resultados experimentais.
- Análise de vigas-parede pelo Método das Diferenças Finitas e comparação com o Método dos Elementos Finitos.
- Estudo de valores de armadura mínima para viga-parede, pois o projeto de Norma NB-1 (2001) não especifica um valor para a armadura mínima.
- Estudo do efeito da temperatura em reservatórios retangulares de concreto armado.
- Análise dos reservatórios retangulares enterrados.

- Estudo da ação do vento em reservatórios elevados.
- Levantamento e cadastramento das manifestações patológicas encontradas em reservatórios.
- Estudo de alternativas para o reforço de reservatórios apoiados no solo, pois este tipo de reservatório é o que tem apresentado mais incidência de manifestações patológicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMMITTEE 318. Building code requirements for reinforced concrete: ACI 318- 71, Detroit, American Concrete Institute, 1971.
- ARANHA, P. e Dal Molin, D. C. C. Procedimentos inadequados estabelecidos nas diversas etapas do processo construtivo que contribuem para redução do tempo de vida útil das estruturas de concreto. **Anais da 37ª reunião do IBRACON** – Instituto Brasileiro de Concreto p.323-336. Goiânia. GO., 1995.
- _____. Manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região amazônica. **Anais da 38ª reunião do IBRACON** – Instituto Brasileiro de Concreto p.25-39, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Projeto e execução de obras de concreto armado – NB-1**. Rio de Janeiro, 1982.
- _____. **Texto base para revisão da NB-1**. São Paulo, 2001.
- CAMARGOS, C. A.. **Procedimentos para Elaboração de Projeto Estrutural Básico em Concreto para Obras de Saneamento**, Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto, Salvador, 1999.
- CAMPITELI V. C. **Porosidade do concreto**. Boletim Técnico do Departamento de engenharia de construção civil – Escola Politécnica da USP, 1987.
- CAMPOS FILHO, A.; GOBETTI, L.C.W.; BONILHA, N. **Reservatórios paralelepípedicos. Porto Alegre**, UFRGS, 1985. (Caderno Técnico)
- CARMONA FILHO, A.; MAREGA A. Retrospectiva da Patologia no Brasil, Estudo Estatístico . In: Jornadas em Español y Português sobre Estructuras y Materiales. 1988. Madrid. **Colloquia 88**. Vol. VI, Madrid, mayo 1988. p.101-23.
- CARMONA FILHO, A.; HELENE, P.R.L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civi, 2. Rio de Janeiro, set. 1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO. p.172-95.
- CANOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo, Pini, 1988.
- CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto - Inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo, Pini, 1997.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CASTRO, E. K. ,Clímaco, J. C. e Nepomuceno, A. A .Desenvolvimento de uma metodologia de manutenção de estruturas de concreto. **In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 37.** Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.293-307p.
- CEB-FIP. International recommendations for design and construction of deep beams. Bolletim nº 73, Paris, june,1970.
- CETESB – Cia de tecnologia e saneamento ambiental – **Determinação do grau de agressividade do meio aquoso ao concreto – procedimento – L1.007.** São Paulo, SP, 1988.11p..
- CHIMELLO, A. **Estudo de caso de reservatório de concreto armado.**Universidade Federal de Santa Catarina, 2000.
- CIFU, S.; GODOY, M. A. P.; BELLA, J. C.D.; SERRANO, G. O..Recomendações e cuidados na modelagem e interpretação de resultados de estruturas analisadas a partir de modelos matemáticos com base no M.E.F.. **Anais da 42 reunião do IBRACON.**
- CLÍMACO, J. C. e Nepomuceno, A. A . Parâmetros para uma metodologia de manutenção de estruturas de concreto.**In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 36.** Instituto Brasileiro do Concreto, 1994.109-121p.
- COSTA F.O. **Projetos estruturais de reservatórios paralelepípedicos de concreto armado moldados in loco.** Dissertação. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1998, 160p.
- CUNHA, J. P ; SOUZA,V. C. M.. **Lajes em concreto armado e protendido.** Niterói: EDUFF, 1994.
- DAL MOLIN,D.; ANDRADE, J. Considerações quanto aos Trabalhos de Levantamento de Manifestações Patológicas e Formas de Recuperação em Estruturas de Concreto Armado.**In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções.** Porto Alegre, 1997. p.321-327.
- DAL MOLIN, D. C. C.. **Fissuras em estruturas de concreto armado – análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul** –Dissertação engenharia civil – UFRGS, Porto Alegre, RS. 1988, 220p..
- FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto armado.** PINI, São Paulo,1995.
- FUSCO, P. B. **Fundamentos do projeto estrutural.** São Paulo. v.1. 1974.
- GEYER, A. L. B.; GEYER, R. M. T.; RECENA, F. A. P. Permeabilidade do concreto como um dos principais fatores determinantes da durabilidade dos reservatórios de água. **Anais da 36ª reunião do IBRACON.** Porto Alegre, 1994. p.1005-1016.

- GEYER, A. L. B.; GREVEN H. A. A diminuição da permeabilidade do concreto mediante o uso de uma manta geotextil como revestimento interno das formas, Anais – **Seminário da qualidade e durabilidade de estruturas de concreto armado**. Porto Alegre, RS, 1993. p.97-108
- GOBETTI, L.C.W. **FISSURAÇÃO: processos para a determinação da abertura de fissuras em peças de concreto armado**. Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1980. 59P. (Caderno Técnico, 10)
- GOMES R..Análise Experimental de vigas-parede contínua de concreto armado. Dissertação Engenharia Civil. PUC, Rio de Janeiro, 1985.
- GUERRIN, A . **Traité de beton arme**. Paris, Deuxième Édition. Vol.1-6. 1970.
- GUIMARÃES, G.B. Análise experimental de vigas-parede de concreto armado enrijecidas por pilares laterais. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1980.
- GUIMARÃES, A. E. P.; GIONGO, J. S. Projeto de reservatórios cilíndricos em concreto armado com vistas a durabilidade. **In: IV Congresso Ibero-americano de Patologia das Construções. Anais**. Porto Alegre, RS. 1997.p.447-454.
- GUIMARÃES, A. E. P.; GIONGO, J. S. Determinação dos esforços solicitantes em reservatórios cilíndricos em concreto armado. **XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Esctrutural**. Tucumán, Argentina, 1995
- _____.**Critérios para Projeto de Reservatórios Cilíndricos em Concreto Armado. Colóquio de Estruturas de Concreto**. Juiz de Fora, 1995. p.179-203.
- HELENE, P. R. Envelhecimento e Inspeção de Pontes e Viadutos.**Revista Engenharia e Construção**. Editora Luso Brasileira Ltda. Nov /Dez/98nº26/27.
- _____. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. Pini. São Paulo, 1992.
- _____.Introdução à prevenção da corrosão das armaduras no projeto das estruturas de concreto armado - Avanços e recuos. **Simpósio sobre Durabilidade do concreto**. Escola Politécnica – USP, 1998.p.1-33.
- _____.Introdução a durabilidade no projeto das estruturas de concreto – **Workshop – Durabilidade das construções** p.31-42 – São Leopoldo, RS, 1997.
- _____.**Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese de Livre docência – USP-SP, 1993, 231p.
- HELENE, P. R.; REPENTE W. L. Metodologia e Recursos para Avaliação de Estruturas de Concreto. **In: Simpósio sobre patologia das edificações: Prevenção e Recuperação**. Porto Alegre, CEPEGEC, UFRGS,1989. p.5-32.

- HELENE, P. R. Envelhecimento e Inspeção de Pontes e Viadutos. **Revista Engenharia e Construção**. Editora Luso Brasileira Ltda. Nov /Dez/98nº26/27.
- ILIESCU, M. Patologia e terapêutica do concreto armado. **In: Encontro Nacional de Construção**, Goiânia, 4-9 maio de 1986. v.1, Tema 3.
- ISAIA, G.C. Deformações do concreto em estruturas correntes. **In: Ciclo de Palestras sobre tecnologia do concreto estrutural**, 2., São Paulo, Ibracon, Junho de 1984.
- JOHN, V. M. E TUDISCO, M. Durabilidade e carbonatação do concreto na revisão da NBR 6118 – **anais Seminário de qualidade e durabilidade das estruturas de concreto** p.62-74, Porto Alegre, RS, 1993..
- KIRBY, R.S. et al. **Engineering in history**. New York, McGraw-Hill, 1956.
- LA ROVERE, H. L. **Utilização do Método dos Elementos Finitos em projetos estruturais**. Apostila do Curso de Pós-Graduação “Lato Sensu” Especialização em projeto de estruturas. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.
- LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto. V.1-4**. Interciência, Rio de Janeiro, 1979.
- MARTINS A. S. F. e Campos, A F. Um modelo de elementos finitos para o estudo de estruturas compostas por peças laminares de concreto armado. **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**. I-139-243. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991.
- MATOSKI, A. Efeitos deletérios dos cloretos em reservatórios de concreto armado. Dissertação, UFSC. Florianópolis, 1998.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, J. M. **Concreto, Propriedades, estruturas e materiais**. PINI São Paulo, 1994.
- MELLO, D. Estudo paramétrico de vigas-parede de concreto armado pelo método dos elementos finitos. Dissertação de Mestrado. PUC. Rio de Janeiro, 1984.
- MONTOYA, J. Hórmign armado. 12ª Edição. Editora Gustavo Goli. Barcelona, 1987.
- MOREIRA L. A e Iguti F. Um elemento finito paramétrico do tipo hierárquico para análise de placas. **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**. I-117-137p. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991.
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**, 2ª ed. PINI, São Paulo, 1997.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- POLISSEN, A. E. Patologias em reservatórios elevados de edifícios-prevenção e execução de reparos. **XXV Jornadas Sul- Americanas de Engenharia Estrutural**. Porto Alegre, Brasil, 1991. p.417-427.
- ROCHA, A.M. **Novo curso prático de concreto armado**. Editora Científica, Rio de Janeiro, 1974. vol-1,2,3.
- RUSH, Hubert. **Concreto Armado e Protendido: Propriedades dos Materiais e dimensionamento**. Editora Campus.
- SARKIS, Paulo J.; SARKIS, Lucy C.M.; VELEDA, Elizabeth et al. Patologias de reservatórios elevados provocados por campo de temperaturas. **Jornadas Sudamericanas de Engenharia Estrutural**. Tucuman, Argentina, 1995. p.295-306.
- SARKIS et ali. Alternativa para estrutura de reservatórios resistente a patologias de origem térmica. **IV Congresso Ibero americano de patologia das construções**. Anais. Porto Alegre, 1997. p.295-305.
- SARKIS, P.J. Estudo de fissuras nocivas pela análise não linear de reservatórios de concreto armado. São Paulo: **31º Reunião do Ibracon** – Instituto Brasileiro de Concreto. 1989.
- SELKE, Carlos Alberto de Campo. **Introdução ao Método dos Elementos Finitos**. Grupo de análises de tensões. Departamento de Engenharia Mecânica. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1994.
- SOUZA, V. C. M. ; RIPPER, T.. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.
- TELES, P.C.S. **História da engenharia no Brasil (século XVI a XIX)** São Paulo, Livros técnicos e científicos. 2v.
- THOMAZ, E. Fissuração: Casos Reais. **In: 1º Colóquio sobre estruturas de concreto**. Universidade Federal de Juíz de Fora. Abril, 1995.
- THOMAZ, E. Viga Parede. **III Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto armado**. p 250-268. EPUSP, 1993. São Paulo.
- THOMAZ, E. Fissuração: Casos Reais. **In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 30**. Rio de Janeiro : Instituto Brasileiro do Concreto, 1988.
- THOMAZ, E. Fissuração. **In: 4º Colóquio sobre o comportamento e projeto de estruturas**. Rio de Janeiro : PUC/RJ, 1987.
- VASCONSELOS, Zelma Lamaneres. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado**. Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1998.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

VELASCO, Marta de Souza Lima. Influência da espessura da alma no comportamento de vigas parede de concreto armado. Tese. PUC, Rio de Janeiro, 1984

VERCOSA, Enio José. **Patologia das edificações**. Porto Alegre, 1991, Editora Sagra.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- ALMEIDA, Maria Cascão Ferreira de. **Aspectos relevantes na fissuração em peças de concreto armado. Avaliação do critério adotado pela Norma Brasileira.** 37-60p.
- ANDRADE, M. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras.** São Paulo, Pini, 1992. 104p.
- _____. Manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região nordeste. **Anais da 38ª reunião do IBRACON** – Instituto Brasileiro de Concreto p.217-228. 1996.
- _____. Influência da agressividade ambiental nas patologias em estruturas de concreto armado nas cidades de Porto Alegre e Recife. **Anais – Workshop - Durabilidade das construções.** p.127-134. São Leopoldo.RS., 1997.
- _____. Considerações quanto aos trabalhos de levantamento de manifestações patológicas e formas de recuperação em estruturas de concreto armado nordeste. **Anais do IV CONGRESSO IBERO AMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES** . Porto Alegre, RS, 1997. p.321-327.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – **Ações e segurança nas estruturas - NBR 8681.** Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **Vistoria de pontes e viadutos de concreto.** - NBR 9452. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. **Seleção da impermeabilização - NBR 12190.** Rio de Janeiro, 1990.
- _____. **Símbolos gráficos para projetos de estruturas - NBR 7808.**
- _____. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações- NBR 6120/80.** Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Efeito de várias substâncias sobre o concreto.** São Paulo, 1968.
- AZEVEDO NETTO, J. M. **Reservatórios de Distribuição. Limpeza e Desinfecção. Conservação e Segurança – Operação e Manutenção de Sistemas de Distribuição de Água.** p.279-292. USP, São Paulo, 1973..

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BIRINDELI L. OL et alli. Desenvolvimento e implantação de plano de manutenção de reservatórios e travessias. **In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 36**. Instituto Brasileiro do Concreto, 1994.053-067p.
- _____. Manutenção: Critério para avaliação do estado de conservação das estruturas através da análise de decisão. **In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 36**. Instituto Brasileiro do Concreto, 1994.067-069p.
- BRANT, Newton e Oliveira Flávia. Análise de placas de concreto armado utilizando o método das diferenças finitas. **Congresso Técnico-Científico de Engenharia Civil**.773-785p. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis,1996.
- BURMAN, I. **Fissuração no Concreto Armado: Natureza do Fenômeno e sua Interferência no Comportamento e Durabilidade das Estruturas**. Dissertação. Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1991.
- BURMAN, I. et al.. Peças estruturais de grandes dimensões em concreto armado: análise estrutural e tecnológica visando o impedimento da fissuração de origem térmica. Reunião do IBRACON, São Paulo, 1985. **Anais**. 39p..
- CICOTTO, M.A.; HELENE P.R.L. Patologia de estruturas de concreto armado. **In: TECNOLOGIA de edificações**. São Paulo, PINI/IPT, 1988. p.593-596.
- CICOTTO, M.A. **Avaliação do grau de agressividade do meio aquoso em contato com o concreto**. São Paulo, IPT, 1992. (Boletim, 64)
- COSTA E SILVA, Jr.. **A indústria da água como atividade econômica – revista Bio da Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES – Ano VIII, número 1, jan/mar 1996**. Curitiba – PR - 1992.
- CORDEIRO, T.R. & ANDRADE, J.E. Mapeamento de fissuras em inspeção das estruturas de concreto armado. **In: SEMINÁRIO SOBRE INSPEÇÃO DO CONCRETO**, São Paulo, Ibracon, 1984.
- D´ÁVILA, A.C.; TEIXEIRA, A.P. **Norma para projeto e execução de estruturas de concreto armado para obras de saneamento**.p.262-271.
- DACACH, N.G. **Sistemas urbanos de água**. 2ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos. 1979.
- DEPARTAMENTO NACIONAL de ESTRADAS de RODAGEM ---.**Norma de Procedimentos para a Apresentação de Estudos Técnicos para Viabilização e Acompanhamento do Transporte de Cargas Excepcionais**.Brasília, DNER, Exp.413/AET, 1985.
- _____.**Vistoria de pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido**. Brasília, DNER, IPR, PRO-AO O 49-78, 1978.

- DERSA DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. **Especificação Técnica para Inspeção e Avaliação Estrutural / Funcional de Obras de Arte Especiais de Concreto Armado e Protendido**. São Paulo, DERSA, Documento técnico ET-C01/007, set.1995).
- OLIVEIRA, P. S. F. Proteção e Manutenção das estruturas de concreto. **Engenharia**, n.485, p11-26, nov.dez. 1991.
- OLIVEIRA, W. E et alii. **Técnica de abastecimento e tratamento de água – vol.1- Abastecimento de água**- 2 ed. – Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico e de Defesa do Meio Ambiente. CETESB, São Paulo, 1978.
- POLISSENI Antônio Eduardo. Patologias em reservatórios elevados dos edifícios – prevenção e execução de reparos. **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**. V-417-427. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991.
- POLISSENI, A . Patologias em Reservatórios Elevados dos Edifícios- Prevenção e Execução de Reparos. XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutura. Porto Alegre, 1991. p.417-427.
- REPETTE, W. L. **Contribuição á inspeção e á avaliação da segurança de estruturas de Concreto Armado**. Porto Alegre, 1991. Dissertação(mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- RIPPER, Ernesto. **Como evitar erros na construção**. Editora Pini, 2ª Edição, São Paulo, 1986.
- SILVA, P. F. A. Permeabilidade do concreto uma medida de durabilidade – **revista do IBRACON**, Instituto Brasileiro de Concreto, ano III, nº8 ,1993.
- SILVA, P. F.; DJANIKIAN, J. G. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP – Departamento de engenharia de construção civil – BT/PCC/109- São Paulo, 1993.
- TECNOLOGIA DE EDIFICAÇÕES. **Incidência de manifestações patológicas em edificações habitacionais**. Eduardo Ioshimoto. Projeto de Divulgação Tecnológica Lix da Cunha. São Paulo: Pini: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Divisão de Edificações do IPT, 1988..
- _____. **Patologia de Estrutura de Concreto Armado**. Maria Alba Cincotto e Paulo Roberto do Lago Helene. Projeto de Divulgação Tecnológica Lix da Cunha. São Paulo: Pini: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Divisão de Edificações do IPT, 1988..
- TEPENDINO, J de Miranda. **Controle da Fissuração**. Curso de Especialização Sistema II, Edições COTEC, 1984. Belo Horizonte, MG.
- VLASSOV, B.Z. Pieces longues em voiles minces. Paris, Eyrolles, 1962.