

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE
RESERVATÓRIOS ENTERRADOS DE
ARGAMASSA ARMADA COM
TELAS DE AÇO SOLDADAS**

Dálim Gomes Paniago

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas

ORIENTADOR: Prof. Dr. João Bento de Hanai

São Carlos
1998

Dedico este trabalho
a todos os que amam

Agradecimentos

Seriam necessárias muitas páginas para que eu pudesse agradecer nominalmente a todos os que, de modo geral, me prestaram auxílio durante este tempo. Se não posso fazê-lo, em virtude da concisão necessária, expresso minha sincera gratidão:

— a Deus, pela oportunidade;

— aos amigos e à família, pelos valores inestimáveis de um sorriso ou uma palavra de apoio. Especial agradecimento devo aos amigos Viviane, Paulo e Eliane pela sincera demonstração de amizade e solicitude justamente numa fase em que eu tanto precisava delas;

— a todos os funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, cujos serviços forneceram o suporte para a realização desta pesquisa. Trabalhos esses que vão desde a limpeza do ambiente de estudo até os serviços de secretaria, laboratório e biblioteca;

— aos professores Toshiaki Takeya, José Samuel Giongo e Márcio Roberto Silva Corrêa, pela solicitude em colaborar na solução de problemas não relacionados aos seus trabalhos;

— ao meu orientador, cuja atitude em muito contribuiu para conscientizar-me de que o pesquisador não é um mero produtor de ciência, mas um ser humano em busca de conhecimento;

— à FAPESP, pelo suporte financeiro.

Sumário

Lista de figuras.....	i
Lista de tabelas.....	vi
Lista de abreviaturas e siglas.....	viii
Lista de símbolos.....	ix
Resumo.....	xiii
Abstract.....	xiv
1. Introdução.....	1
1.1. Objetivos	2
1.2. Histórico da argamassa armada.....	4
1.3. Apresentação do trabalho	9
2. Estudo do solo.....	10
2.1. Métodos para avaliação da estabilidade de taludes.....	15
2.1.1. Método de Culmann.....	17
2.1.2. Método das Cunhas.....	21
2.1.3. Método do Círculo de Atrito ou de Taylor.....	
2.1.4. Método das Lamelas.....	25
2.2. Estudo da camada de filtro	28
3. Materiais componentes da membrana.....	34
3.1. Argamassa.....	34
3.1.1. Resistência mecânica e deformabilidade	37
3.1.2. Variações volumétricas: retração e fluência	39

3.1.3. Permeabilidade, resistência à abrasão e durabilidade.....	42
3.1.4. Materiais constituintes da argamassa.....	47
3.2. Armadura.....	56
3.3. Acessórios.....	58
4. Comportamento da membrana.....	61
4.1. Simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos.....	66
4.1.1. Ação hidrostática.....	68
4.1.2. Ação hidrostática e enrijecimento da membrana.....	79
4.1.3. Retração.....	87
4.1.4. Recalques.....	90
4.2. Proposta de dimensionamento à flexão.....	96
4.3. Procedimentos de projeto: indicações iniciais.....	100
4.3.1. Escolha do local da obra	100
4.3.2. Zonas de solicitação.....	101
4.3.3. Espessuras mínimas construtivas.....	102
4.3.4. Existência de pilares.....	106
5. Técnicas de construção.....	108
5.1. Preparação do terreno.....	109
5.2. Execução da camada drenante.....	110
5.3. Execução da membrana.....	111
5.3.1. Pré-moldagem.....	112
5.3.2. Moldagem no local.....	116
5.4. Cura.....	117
5.5. Teste de desempenho.....	
5.6. Pintura.....	119
5.7. Projeção de concretos e argamassas: estudo da técnica construtiva	120
5.7.1. Definição e aplicações.....	120
5.7.2. Problemas inerentes.....	121
5.7.3. Tipos de projeção.....	123
5.7.4. Propriedades.....	127
5.7.5. Materiais.....	128

5.7.6. Equipamentos.....	135
5.7.7. Equipe de trabalho.....	140
5.7.8. Processo de execução.....	141
5.7.8.1. <i>Procedimentos preliminares</i>	141
5.7.8.2. <i>Dosagem e ensaios anteriores à construção</i>	144
5.7.8.3. <i>Mistura</i>	146
5.7.8.4. <i>Lançamento</i>	147
5.7.8.5. <i>Acabamento</i>	152
5.7.8.6. <i>Cura</i>	152
5.7.9. Controle de qualidade.....	153
6. Considerações finais.....	155
Anexo A: Dimensionamento das seções da membrana submetidas à flexão.....	164
Bibliografia.....	171
Apêndice 1: Diagramas obtidos através das simulações numéricas	

Lista de Figuras

Fig. 1.1:	Planta e cortes da primeira piscina executada em argamassa armada no Brasil [MACHADO JR. (1978)]	7
Fig. 1.2:	Esquema típico de piscinas em argamassa armada [WAINSHOTK(1992)]	8
Fig. 2.1:	Formas de superfície de ruptura — (a) rotacional; (b) translacional.....	12
Fig. 2.2:	Representação da resistência dos solos por meio de envoltórias	14
Fig. 2.3:	Relação de forças na análise do equilíbrio-limite [GUIDICINI & NIEBLE (1976)	17
Fig. 2.4:	Geometria do talude e polígono de forças para o Método de Culmann [VILAR & BUENO (1985)]	18
Fig. 2.5:	Esquema exemplificativo do Método das Cunhas [VILAR & BUENO (1985)]	22
Fig. 2.6:	Esquema do Método do Círculo de Atrito [VILAR & BUENO(1985)]	23
Fig. 2.7:	Esquema típico e polígono de forças do Método das Lamelas [VILAR & BUENO (1985)]	26
Fig. 2.8:	Mecanismo de funcionamento do filtro impedindo o fenômeno de erosão interna [BOURDEAUX (1982)]	30
Fig. 2.9:	Escolha da faixa de variação granulométrica do filtro (Critério de Terzaghi) [VILAR & BUENO (1985)]	30
Fig. 2.10:	Execução da camada drenante por meio do geotêxtil Bidim	32
Fig. 2.11:	Detalhes do sistema de drenagem pré-fabricado Multidren	33
Fig. 3.1:	Gráfico de Abrams — resistência em função da relação água/cimento [HANAI (1992)]	36
Fig. 3.2:	Curvas tensão × deformação características dos materiais [NEVILLE (1982)]	38
Fig. 3.3:	Influência dos teores de água e agregado na retração [HANAI(1992)]	40

	[HANAI(1992)]	40
Fig. 3.4:	Retração final em função da relação entre volume e área superficial da peça [HANAI (1992)]	41
Fig. 3.5:	Relação entre o teor de água na mistura e o coeficiente de permeabilidade [NEVILLE (1982)]	43
Fig. 3.6:	Influência da idade, da relação água/cimento e do meio na camada carbonatada [HANAI (1992)]	45
Fig. 3.7:	Desenvolvimento da carbonatação ao longo de fissuras [BAUER(1994)]	46
Fig. 3.8:	Gráfico resistência × tempo para diversos tipos de cimento [HANAI (1992)]	49
Fig. 3.9:	Relação entre o espalhamento na mesa de fluidez alemã e o teor de água em misturas com e sem superplastificante [HANAI (1992)]	52
Fig. 3.10:	Tela tecida com malha quadrada	57
Fig. 3.11:	Tela tecida com malha hexagonal	57
Fig. 3.12:	Tela de chapa expandida	57
Fig. 3.13:	Tela soldada com malha retangular	57
Fig. 3.14:	Alguns tipos de espaçadores de cobrimento empregados em argamassa armada [HANAI (1992)]	59
Fig. 4.1:	Modelo de solo — Hipótese de Winkler [HACHICH et al (1996)] ..	62
Fig. 4.2:	(a) Ação da água na membrana do reservatório; (b) Deformação provocada pela ação do carregamento	63
Fig. 4.3:	Deformação da membrana sujeita a variação volumétrica uniforme (a) e diferencial entre parede e fundo (b)	65
Fig. 4.4:	Modelos de reservatórios adotados nas simulações numéricas	67
Fig. 4.5:	Divisão de malhas para os reservatórios de (a) $5,0 \times 5,0 \text{ m}^2$ e (b) $10,0 \times 20,0\text{m}^2$	68
Fig. 4.6:	Elementos e nós situados em regiões críticas (referentes à Tab. 4.3)	73
Fig. 4.7:	Critério de Mohr simplificado	73
Fig. 4.8:	Equivalência do Estádio Ia para a fibra tracionada plastificada (secção retangular submetida à flexão)	76

	(seção retangular submetida à flexão)	76
Fig. 4.9:	Zonas de enrijecimento para apoio em argila (a) (c) e areia (b)	81
Fig. 4.10:	Detalhe ilustrativo da zona de enrijecimento (sem escala)	82
Fig. 4.11:	(a) Perfil de recalques decorrente da atuação do pilar; (b) Sapata de espessura variável acompanhando o perfil de recalques anterior	91
Fig. 4.12:	Modelo de reservatório utilizado na simulação de recalques	92
Fig. 4.13:	Elementos usados na obtenção do acréscimo de tensões em placa retangular uniformemente carregada pela solução de Boussinesq [VILAR & BUENO (1984)]	93
Fig. 4.14:	Deformações ocorridas na simulação de recalques do reservatório apoiado em areia para as hipóteses de (a) imposição de deformações à membrana, (b) falta de apoio sob esta e (c) pilar com sapata de espessura variável	94
Fig. 4.15:	Deformações ocorridas na simulação de recalques do reservatório apoiado em argila para as hipóteses de (a) imposição de deformações à membrana, (b) falta de apoio sob esta e (c) pilar com sapata de espessura variável	94
Fig. 4.16:	Arranjos de armadura	97
Fig. 4.17:	Geogrelha de poliéster de alta tenacidade para reforço de solos (Fortrac)	101
Fig. 4.18:	Sistema de confinamento celular Geoweb	101
Fig. 4.19:	Esquema de funcionamento do sistema de confinamento celular Geoweb	101
Fig. 5.1:	Visão em planta de um possível plano de escavação	109
Fig. 5.2:	Superfícies de corte realizadas mecânica e manualmente	110
Fig. 5.3:	Posicionamento das telas salientes durante a montagem das placas verticais [MACHADO JR. (1978)]	112
Fig. 5.4:	Detalhe das fôrmas dos pilaretes [MACHADO JR. (1978)]	113
Fig. 5.5:	Emendas para armaduras principais	114
Fig. 5.6:	Detalhe construtivo da “prainha” [MACHADO JR. (1978)]	116
Fig. 5.7:	Esquema de ocorrência do efeito de “sombra” [FIGUEIREDO(1992)]	122

[FIGUEIREDO(1992)]	122
Fig. 5.8: Diagrama esquemático da projeção por via úmida [BERTINI(1996)]	124
Fig. 5.9: Diagrama esquemático da projeção por via seca [BERTINI(1996)]	124
Fig. 5.10: Detalhe do bico de projeção para o processo por via semi-úmida [BERTINI(1996)]	125
Fig. 5.11: Bomba de projeção com câmara simples (via seca) [ACI (1994)]	135
Fig. 5.12: Bomba de projeção com câmara simples e disco alimentador (via seca) [ACI (1994)]	135
Fig. 5.13: Bomba de projeção com câmara dupla (via seca) [ACI (1994)]	135
Fig. 5.14: Esquema da bomba de projeção de rotor tipo calha em “U” (via seca) [ACI (1994)]	136
Fig. 5.15: Bomba de projeção pneumática (via úmida) [ACI (1994)]	136
Fig. 5.16: Esquema do bombeamento por compressão (via úmida) [ACI(1994)]	136
Fig. 5.17: Desenho esquemático de bomba de deslocamento tipo pistão (via úmida) [ACI (1994)]	137
Fig. 5.18: Alimentação manual da máquina de projeção [FIGUEIREDO(1992)]	137
Fig. 5.19: Alimentação mecânica da máquina de projeção [FIGUEIREDO(1992)]	139
Fig. 5.20: Indicação dos limites granulométricos da areia para argamassas bombeáveis [BETOMAQ Industrial Ltda]	146
Fig. 5.21: Influência do ângulo de projeção nos índices de reflexão [ACI(1994)]	149
Fig. 5.22: Correto posicionamento do mangoteiro para a projeção vertical [ACI (1994)]	149
Fig. 5.23: Manipulação do bico de projeção para se obter um concreto projetado de melhor qualidade [ACI (1994)]	150
Fig. 5.24: Modo de projeção em cantos [ACI (1994)]	151
Fig. 6.1: Sugestões para se aumentar a confiança na durabilidade da estrutura	159

	estrutura	159
Fig. 6.2:	Aspecto do reservatório da EESC (notar fissuras nas juntas de argamassagem)	161
Fig. 6.3:	Fissura na região de interferência com poço de visita	161
Fig. 6.4:	Ocorrência de fissura na “prainha”	162

Lista de Tabelas

Tabela 2.1:	Métodos e tipos de análise de estabilidade de taludes	15
Tabela 3.1:	Telas soldadas para argamassa armada (aço CA-60)	58
Tabela 4.1:	Coeficientes de reação do solo k (kN/cm²)	67
Tabela 4.2:	Previsão de valores para as simulações numéricas	71
Tabela 4.3:	Tensões em pontos selecionados (caso de solicitação hidrostática, reservatório de 10×20 m², apoiado em argila e com $f_{ck} = 20$ MPa)	74
Tabela 4.4:	Zonas de fissuração na membrana sujeita à ação hidrostática (análise por diagrama de momentos fletores)	77
Tabela 4.5:	Zonas de fissuração na membrana sujeita à ação hidrostática (análise pelo Critério de Mohr simplificado)	78
Tabela 4.6:	Obtenção da espessura do enrijecimento	80
Tabela 4.7:	Comparação entre valores teóricos máximos e resistentes	83
Tabela 4.8:	Zonas de fissuração na membrana enrijecida sujeita à ação hidrostática (análise por diagrama de momentos fletores)	85
Tabela 4.9:	Zonas de fissuração na membrana enrijecida sujeita à ação hidrostática (análise pelo Critério de Mohr simplificado)	86
Tabela 4.10:	Detalhes das deformações provenientes da ação da água ($f_{ck} = 20$ MPa)	87
Tabela 4.11:	Zonas propensas à fissuração na membrana sujeita a variações volumétricas	89
Tabela 4.12:	Dimensionamento para a membrana não enrijecida ($h=25$mm) apoiada em argila ((a) e (c)) e areia (b)	98
Tabela 4.13:	Dimensionamento para a membrana enrijecida ($h = 25$ mm e $h_{rj} = 45$ mm) apoiada em argila ((a) e (c)) e areia (b)	99
Tabela 4.14:	Espessuras mínimas para os arranjos usuais de telas soldadas	105
Tabela 4.15:	Cobrimentos médios (mm) nas regiões onde não há traspasse de armaduras	106

de armaduras	106
Tabela 5.1: Imperfeições superficiais do processo de projeção e suas causas	123
Tabela 5.2: Comparação entre os processos de projeção (ACI)	125
Tabela 5.3: Comparação detalhada entre os processos de projeção [FIGUEIREDO (1992)]	126
Tabela 5.4: Processo de lançamento: via seca × via úmida	148
Tabela 5.5: Fases do controle de qualidade	154

Lista de Abreviaturas e Siglas

- ABASC: Associação Beneficente dos Alfaiates de São Carlos
- ACI : American Concrete Institute
- EESC : Escola de Engenharia de São Carlos
- FAPESP: Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
- IBTS: Instituto Brasileiro de Telas Soldadas

Lista de Símbolos

- **Letras gregas**

α :	direção da força de resultante entre duas cunhas (E); ângulo entre a força normal e a vertical
ϕ :	ângulo de atrito; ângulo entre a direção da força de atrito e a direção normal à cunha; diâmetro da barra de armadura
ϕ_{m1}, ϕ_{m2} :	direções de aplicação da força de atrito
γ :	peso específico do solo
ν :	coeficiente de Poisson
θ :	inclinação do plano de ruptura
θ_{cr} :	valor crítico da inclinação do plano de ruptura
ρ :	taxa de armadura
σ :	tensão normal efetiva ou total
σ_{Mx}, σ_{My} :	tensões normais devido aos esforços de momento fletor
σ_{Nx}, σ_{Ny} :	tensões normais devido aos esforços axiais
σ_x, σ_y :	tensões normais devido totais nas direções x e y
σ_z :	acrécimo de tensões no solo, a uma profundidade z, devido a um carregamento
τ :	resistência ao cisalhamento
$\text{tg}\phi$:	coeficiente de atrito
$\text{tg}\phi'$:	coeficiente de atrito efetivo do solo

- **Letras romanas**

a:	distância entre o ponto de aplicação da força de coesão e o centro do círculo de ruptura; largura da placa que carrega o solo
----	---

$\overline{AB}, \overline{AD}, \overline{BD}$:	planos de ruptura
\widehat{AB} :	superfície de ruptura
A:	área da seção de contato bloco-plano
A_s :	seção transversal de aço por metro linear
b:	largura da lamela; largura da placa; comprimento da placa que carrega o solo
b_0 :	comprimento da superfície de ruptura da lamela
c:	coesão do solo; cobrimento da armadura
c' :	coesão efetiva do solo
C:	força de coesão
C_m :	força de coesão mobilizada
d:	espessura da placa
D:	constante da placa
D_{xy} :	diâmetro das partículas ($y = f$ para filtro e $y = s$ para solo; $x =$ porcentagem em peso das partículas menores ou iguais ao diâmetro correspondente a x)
E:	força de reação resultante entre duas cunhas; módulo de elasticidade do material
E_n, E_{n+1} :	resultantes das forças horizontais totais referentes às seções n e $n+1$, respectivamente
F, F_1, F_2 :	força de atrito
FS:	fator de segurança contra a ruptura
f_{ck} :	resistência característica à compressão
f_{tk} :	resistência característica à tração
h:	altura da lamela; espessura da placa; espessura da membrana de argamassa armada
H:	altura do talude
i:	inclinação do plano (talude)

k :	coeficiente de reação do solo; coeficiente de mola do apoio
L :	comprimento da seção circunferencial
L_c :	comprimento da corda \overline{AB}
M_A :	momento atuante no talude
MF :	módulo de finura
M_R :	momento resistente do solo
M_f :	momento de fissuração
M_x, M_y :	esforços de momento fletor na placa nas direções x e y
n :	número de fios ao longo da espessura
N	força normal atuante na base da lamela; força normal ao plano de ruptura
N' :	força normal efetiva atuante na base da lamela
N_x, N_y :	esforços normais na placa nas direções x e y
P :	peso do bloco
q :	carga uniformemente distribuída na placa;
r :	raio do círculo cuja tangente define a direção da força de atrito
R :	esforço resistente ao deslizamento; raio da superfície de ruptura
S :	força de atrito resistente
t :	tolerância de execução
T :	esforço atuante no plano de ruptura; força de atrito atuante
u :	pressão neutra
U :	resultante das pressões neutras atuantes na base da lamela
w :	deslocamento nodal
W, W_1, W_2 :	força peso
x :	altura da cunha deslizante; distância entre o centro do círculo de ruptura adotado e o centro da lamela

X_n, X_{n+1} : resultantes das forças cisalhantes atuantes nas seções n e $n+1$

z : profundidade da camada de solo analisada

RESUMO

PANIAGO, D.G (1998). **Análise estrutural de reservatórios enterrados de argamassa armada com telas de aço soldadas.** São Carlos. 175 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A argamassa armada passou a ser utilizada na construção de reservatórios de água e piscinas no início da década de 60. Apesar do sucesso de várias aplicações, até hoje a tecnologia tem se fundamentado em bases empíricas, sem o estabelecimento de metodologias que permitam a elaboração de projetos, melhorias no método de construção e uma melhor avaliação dos riscos e da confiabilidade do sistema construtivo. O presente trabalho pretende contribuir para aumentar o conhecimento acerca do comportamento estrutural da membrana de argamassa armada em piscinas e reservatórios. Foram realizadas simulações numéricas por computador com o intuito de se investigar o comportamento da membrana quando submetidas à ação da água, de recalques e de variações de temperatura. A influência das dimensões da estrutura e da resistência da argamassa também foram analisadas. São discutidos estes e outros aspectos relacionados à fase de projeto. O trabalho apresenta ainda comentários sobre cada etapa de construção, bem como alguns cuidados necessários para a garantia de um material de boa qualidade. Tendo em vista a obtenção de uma estrutura durável e com bom desempenho, é preciso que cada equipe de trabalho tenha um palavra de ordem: aos projetistas, *detalhamento*; aos construtores, *controle*; à mão-de-obra, *conscientização*.

Palavras-chave: piscinas, reservatórios de água, argamassa armada.

ABSTRACT

PANIAGO, D.G (1998). **Structural analysis of swimming pools and water tanks in ferrocement with welded mesh.** São Carlos. 175 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Ferrocement application in water tanks and swimming pools have started at the early 60's. Even though various applications had been succeed, until nowadays the techonology is essentially based on practical experience. There are no established methodologies which permit rational design, construction method improvement and a better assessment of the risks and reliability of the construction system. This work intend to contribute to the knowledge about the structural behavior of the ferrocement folded plate swimming pools and water tanks. Computer numerical simulations were made to investigate the membrane behavior under water loading, settlement and temperature variations. The influence of structure dimensions and mortar strength were also studied. These and others aspects related with the design method are discussed. The thesis also presents some comments about each construction stage as well as some cares needed to guarantee a good quality material. Looking for a durable and good performance structure, the order word to the designer is *detailing*, to the constructor is *control* and to the staff is *awareness*.

Keywords: swimming pools, water tanks, ferrocement.

1 Introdução

Os primeiros problemas do ser humano surgem com o atendimento às suas necessidades básicas. Depois de resolvidos, as soluções parecem simples e, às vezes, até óbvias. No entanto, mesmo soluções simples podem levar tempo para serem obtidas. Assim foi quando, nos primórdios da humanidade, o homem procurou dominar o fogo. Ele se protegia das intempéries em abrigos naturais e, ao abandonar a vida nômade, buscou fixar-se em regiões próximas a fontes de água. Posteriormente, viu que poderia armazená-la... No começo, simples buracos cavados no chão; depois a busca por melhorar a estanqueidade com o uso de pedras... e temos aí as origens dos reservatórios de hoje.

A constante busca pelo aperfeiçoamento da técnica é característica intrínseca ao caráter humano. E, logicamente, o grau de complexidade de um determinado problema aumenta à medida que se afasta da resolução do simples problema básico. Crescem tanto o número de variáveis a serem consideradas quanto as possíveis soluções. Há então de serem estabelecidos métodos para a análise da questão. Eis aí a pesquisa e experimentação.

No âmbito do armazenamento de líquidos, desde a solução do simples buraco escavado, posteriormente revestido com pedras, surgiram outras, tais como revestimento em alvenaria, concreto, argamassa armada e materiais à base de fibras. A afirmação de uma ser melhor que outra depende do caso: há de serem analisados a finalidade do reservatório, o custo, a expectativa de vida útil, a disponibilidade de material e mão-de-obra.

O uso da argamassa armada em piscinas e reservatórios enterrados é bastante propício, em virtude da grande economia alcançada quando comparada às estruturas feitas em concreto convencional. Essa economia deve-se à pequena espessura da membrana e ao fato deste tipo de sistema construtivo prescindir de fundações especiais e equipamentos de içamento e transporte, usar uma menor quantidade de material, possibilitar grande rapidez de execução e o emprego de um menor número de trabalhadores. A idéia fundamental é construir no terreno escavado e estabilizado uma membrana impermeável de argamassa armada, capaz de suportar pequenos recalques e acomodações do solo. Para evitar a inconveniência de subpressões, providencia-se um sistema de drenagem constituído por uma camada de pedra britada e tubos furados como coletores. A membrana de argamassa armada pode ser executada no local ou constituída por placas pré-moldadas.

1.1. Objetivos

Tal como acontece com um grande número de casos práticos, em que se parte de experiências bem sucedidas para posteriormente se estabelecer parâmetros teóricos de análise, a técnica de se construir reservatórios em argamassa armada até o momento esteve fundamentada sobre bases empíricas. Apesar de muitas obras terem sido construídas com essa tecnologia, não havia sido estabelecida uma metodologia mais detalhada que permitisse a elaboração de projetos, programas de execução, uma melhor avaliação dos riscos envolvidos e uma maior confiabilidade do sistema construtivo.

Dentre os aspectos fortemente marcados pelo empirismo constam:

- Determinação da profundidade de escavação, da inclinação dos taludes e do sistema de drenagem;

- Composição dos materiais constituintes da argamassa e quantidade de armadura;
- Técnicas de construção, referentes principalmente ao lançamento, adensamento e cura da membrana de argamassa.

Além disso, não existiam metodologias estabelecidas para:

- Avaliar as deformações e a capacidade de acomodação da membrana de argamassa armada;
- Relacionar a durabilidade e a vida útil às propriedades dos materiais empregados, aos procedimentos de projeto e às técnicas de execução e manutenção;
- Avaliar os esforços solicitantes na membrana de argamassa armada e dimensioná-la.

Tendo em vista tais necessidades de pesquisa, foi proposto o presente trabalho, cujo objetivo principal reside em iniciar um processo de fundamentação teórica e estabelecimento de metodologias de projeto e avaliação da técnica de se construir reservatórios enterrados em argamassa armada.

Para o tratamento dos problemas relativos à escolha do tipo de terreno, verificação da estabilidade dos taludes e especificação dos materiais para execução da camada drenante, o objetivo proposto foi de organizar os procedimentos usualmente empregados em projetos desta natureza.

Para a especificação dos materiais e das técnicas de construção a empregar, tencionou-se realizar um trabalho de levantamento, análise e crítica das referências bibliográficas e das experiências mais recentes, visando proporcionar ao leitor um conjunto de referências para a elaboração de uma estratégia mais consistente de projeto e execução.

Quanto à análise estrutural da membrana de argamassa armada, diante da ausência total de métodos previamente estudados, o objetivo estabelecido foi analisar, com auxílio de programas disponíveis baseados no Método dos Elementos Finitos, a interação solo-membrana, o efeito de deformações globais (incluindo retração e variação de temperatura) e o efeito de recalques localizados, visando a obtenção de parâmetros para o dimensionamento da membrana de argamassa armada.

A importante questão da durabilidade, que necessariamente deve ser avaliada em qualquer projeto de Engenharia, neste trabalho é discutida de modo global, destacando-se especialmente o conceito de vida útil. Em virtude do objetivo principal ter sido o de aprimorar metodologias de projeto e execução, a confiabilidade no empreendimento e a durabilidade da obra foram avaliadas em termos de progressos alcançados, ou seja, o que se pode esperar de melhoria nestes aspectos com o incremento do conhecimento tecnológico.

A fim de situar o leitor no contexto do desenvolvimento tecnológico do material, mostra-se a seguir um breve resumo sobre a argamassa armada e sua posterior utilização na construção de piscinas e reservatórios enterrados.

1.2. Histórico da argamassa armada

As raízes do material remontam do século passado quando, em 1848, o francês Joseph Louis Lambot desenvolveu o "fer-ciment", segundo ele "um aperfeiçoado material de construção a ser usado como substituto da madeira em construções navais e arquitetônicas e também para finalidades domésticas, onde a umidade deve ser evitada". Lambot descrevia o material como "uma rede ou conjunto de arames ou barras metálicas cimentadas juntas com cimento hidráulico, de tal maneira a formar vigas e pranchas de qualquer tamanho desejado". Com o "fer-ciment" ele construiu vasos para plantas, reservatórios de água e pequenos barcos.

Apesar de promissor, durante quase cem anos o uso do material ficou restrito apenas à construção de pequenos barcos e artefatos de uso doméstico. Somente em 1943, em meio à difícil situação da Europa envolvida na Segunda Guerra Mundial, o engenheiro italiano Pier Luigi Nervi, começou a experimentar o chamado "ferro-cimento" visando sua aplicação na Construção Naval. Neste mesmo ano ele iniciou a construção de três grandes barcos de 150 t e um de 400 t para a Marinha Italiana, mas as obras foram suspensas com o final da guerra.

Nervi começou a utilizar o "ferro-cimento" na Construção Civil em 1946, quando construiu um pequeno armazém para a sua empresa. No período

compreendido entre 1947 até meados de 1960, Nervi empreendeu obras notáveis utilizando o "ferro-cimento" na constituição tanto da estrutura portante quanto de elementos complementares às estruturas de concreto armado. Devido à pequena espessura do material, a resistência da construção em "ferro-cimento" residia na forma da estrutura. Nervi foi quem melhor desenvolveu e demonstrou o potencial de aplicação deste material nos ramos das Construções Civil e Naval.

A versatilidade da argamassa armada foi comprovada principalmente no final da década de 50, quando diversos países fizeram empreendimentos com o uso dessa tecnologia. No entanto, o tipo e a técnica de construção diferenciaram-se de acordo com o grau de desenvolvimento econômico do país.

Os países subdesenvolvidos empregavam a argamassa armada principalmente na construção de pequenos barcos, silos, reservatórios de água com pequena capacidade e artefatos de uso doméstico. Esse tipo de emprego dispensa o uso de equipamentos sofisticados, além de utilizar intensamente a mão-de-obra, característica ideal para sua disseminação tecnológica em países cuja economia não é desenvolvida.

Já os países desenvolvidos, em virtude da grande leveza dos elementos em argamassa armada, concentraram o seu uso na produção em grande escala de peças pré-moldadas destinadas à construção de edificações.

Essa diversificação no emprego de argamassa armada evidencia o que se pode chamar de dualidade tecnológica. Segundo HANAI (1992), "a constatação da dualidade tecnológica associada ao material reafirma a versatilidade peculiar da tecnologia da argamassa armada, que nos seus extremos conceituais dualiza uso intensivo de mão-de-obra e mecanização, produção individualizada e em série, baixo e alto nível de tecnologia".

No Brasil, a argamassa armada foi utilizada pela primeira vez em 1960, na Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, quando os professores Dante A. O. Martinelli e Frederico Schiel se defrontaram com o problema de cobrir cerca de 1000m² de tetos planos. Incentivados pelas aplicações de Nervi, eles iniciaram um estudo do material, tentando adequá-lo às condições brasileiras tanto no que se refere às técnicas executivas, quanto na diminuição do custo através da redução do consumo de cimento e do número de telas da armadura.

Com esse objetivo, foram realizados diversos ensaios do material no Laboratório de Estruturas da EESC. Mais tarde, seria criado o Grupo de São Carlos, com a finalidade de desenvolver e divulgar a tecnologia da argamassa armada.

Os ensaios executados evidenciaram as qualidades do material, tais como impermeabilidade, baixo consumo de materiais, moldabilidade mesmo sem o uso de fôrmas, bom comportamento à fissuração, facilidade de reparo, possibilidade de pré-moldagem, além de propiciar a execução de juntas estanques entre elementos pré-moldados.

Motivado pelos resultados dos ensaios, em 1963 o professor Frederico Schiel construiu uma piscina de pequeno porte em terreno de sua propriedade. Esta foi a primeira piscina construída em argamassa armada no Brasil. As dimensões dela são mostradas na Fig. 1.1 (é válido ressaltar que a espessura da membrana de argamassa dessa piscina era de apenas 1,4 cm). O sucesso dessa obra permitiu a disseminação tecnológica através da construção de piscinas maiores e mesmo de reservatórios de grande porte. No trabalho de MACHADO JR. (1978) estão descritas detalhadamente algumas destas obras.

A partir dos critérios desenvolvidos no Brasil, foram construídas em Cuba diversas piscinas, de variadas formas e tamanhos. WAINSHOK (1992) faz uma rápida descrição dessas obras. Uma delas é notável, tanto pela sua forma irregular quanto pela sua extensão. Trata-se da piscina do Hotel Paradiso, em Varadero, com comprimento total de 100 m, largura variável entre 14 e 30 m, profundidade de até 1,80 m e espessura da membrana de argamassa de 30 mm. WAINSHOK & MORENO (1994) descrevem diversos aspectos técnicos de obras executadas, além de comentar sobre o custo das obras ter sido cerca de cinco a seis vezes inferior ao de obras correspondentes em concreto armado.

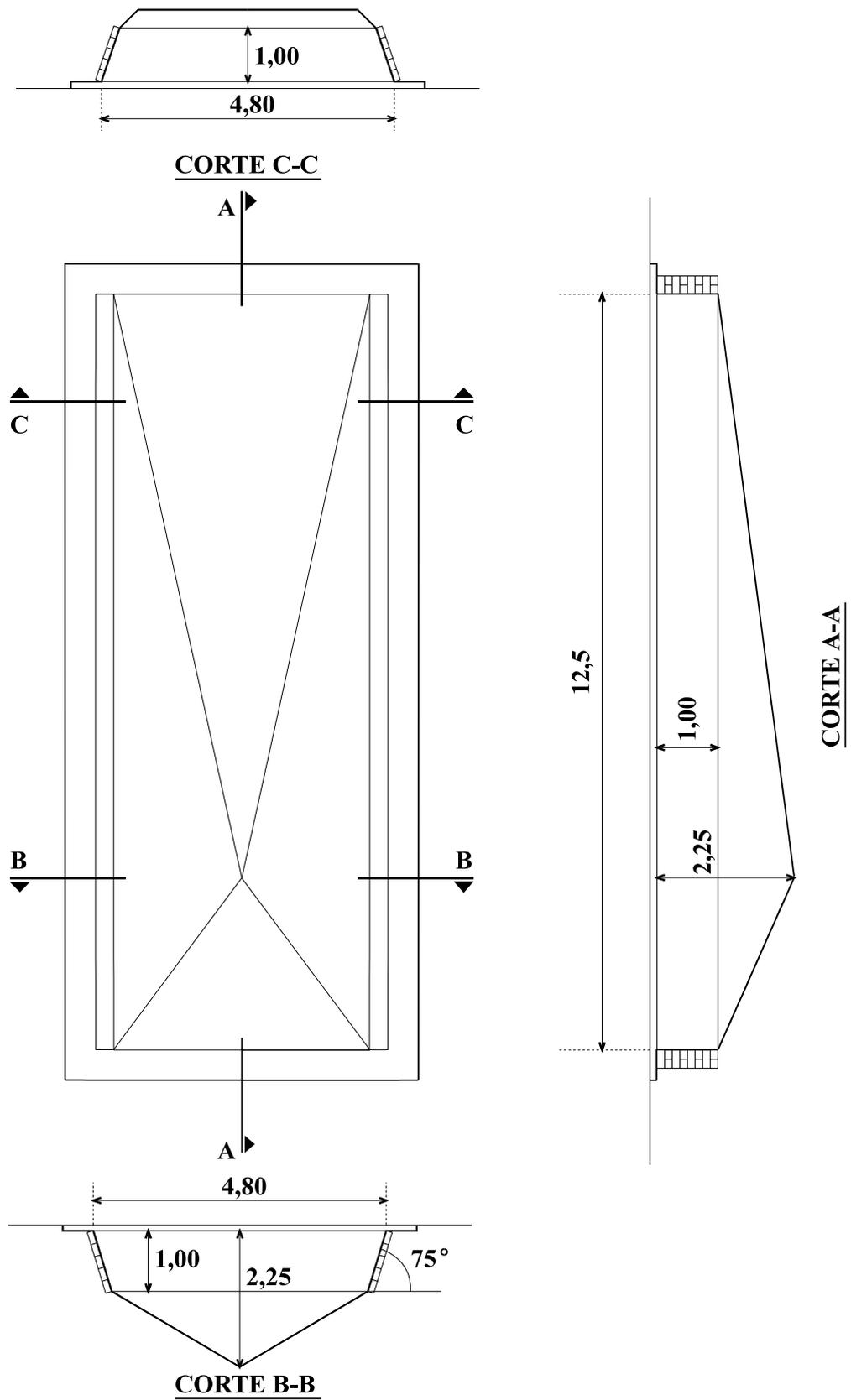


Fig. 1.1: Planta e cortes da primeira piscina executada em argamassa armada no Brasil [MACHADO JR.(1978)]

As piscinas e reservatórios em argamassa armada podem ser classificados basicamente em dois tipos: com membrana totalmente moldada no local e com parte da estrutura pré-moldada. Por motivos de facilidade construtiva, geralmente as peças pré-moldadas são placas constituintes das paredes verticais e dos enrijecedores destas paredes.

MACHADO JR. (1978) afirma ser recomendável o uso de placas verticais para profundidades de até 1,20 m: "A partir dessa profundidade é mais econômico associarem-se aos elementos verticais, paredes inclinadas moldadas sobre o talude convenientemente drenado". Dessa forma, um esquema típico de piscina em argamassa armada é tal como mostrado na Fig. 1.2.

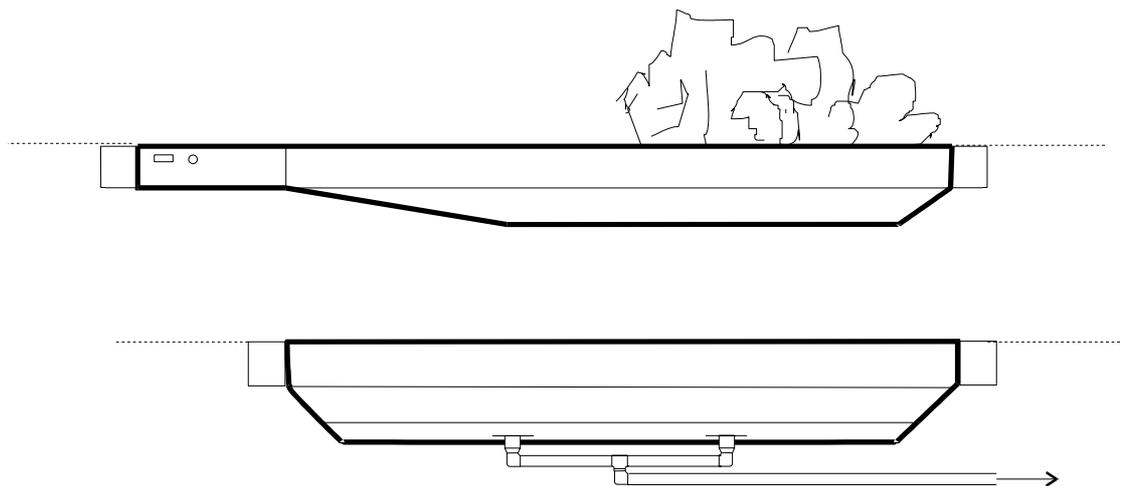


Fig. 1.2 - Esquema típico de piscinas em argamassa armada
[WAINSHOTOK(1992)]

Para se ter uma idéia geral sobre o grau de conhecimento acerca da construção de piscinas e reservatórios de argamassa armada torna-se necessário situar esta tecnologia num contexto histórico.

Em 1963, o professor Frederico Shiel, constrói em sua residência uma piscina em argamassa armada, motivado pelos resultados experimentais obtidos em laboratório - cuja construção não deixou de ter um caráter experimental. A obra mostrou um bom desempenho, o que levou à construção de outras piscinas, além de

reservatórios enterrados, principalmente no início da década de 70.

Em 1978, MACHADO JR. (1978) redige um trabalho onde ele descreve a execução de várias piscinas e um reservatório construídos com o referido material, tendo como objetivo básico reunir uma série de instruções práticas acerca da técnica de construção em argamassa armada. Relata-se as técnicas construtivas, os problemas observados e algumas formas de reparo nestas estruturas. Apresenta ainda um exemplo sintético de um projeto de piscina.

A partir de 1982, a técnica é adotada em Cuba, sendo construídas várias obras.

Há notícias, não confirmadas, de que empresas especializadas em piscinas já construíram mais de 300 obras no Brasil.

Percebe-se, portanto, que apesar de já terem transcorridos quase 35 anos desde a construção da primeira piscina, ainda não foi desenvolvida uma metodologia que permita a elaboração de projetos, de programas de execução e uma melhor avaliação dos riscos envolvidos e da confiabilidade geral do sistema construtivo.

1.3. Apresentação do trabalho

A apresentação do trabalho obedece a seqüência das etapas inerentes à construção de um reservatório: estudo sobre o solo que servirá de apoio à membrana de argamassa armada, estudo dos materiais que a constituirão, avaliação do seu comportamento e recomendações para o projeto, apresentação das técnicas construtivas.

2 Estudo do solo

O estudo da estabilidade de taludes constitui uma das primeiras tarefas de organização metodológica para o projeto e a execução de piscinas e reservatórios.

Para o trabalho em questão interessa-nos pesquisar acerca dos taludes artificiais, pois são eles que podem fazer parte das piscinas e reservatórios enterrados. Os taludes artificiais adequam-se melhor às teorias desenvolvidas para análise da estabilidade por apresentar uma maior homogeneidade quando comparados aos taludes naturais.

Atuar sobre os mecanismos instabilizadores é a idéia fundamental dos projetos de estabilização de taludes. Como exemplo de mecanismos instabilizadores pode-se citar a percolação de água pelo maciço, a erosão e os escorregamentos.

A percolação de água é crítica em barragens de terra, e é resolvida com a construção adequada de filtros, que desviam as correntes de fluxo. Para o caso de piscinas, esse fator não oferece riscos, pois estas geralmente são construídas acima do lençol freático, não ocorrendo portanto linhas de fluxo interferentes com os taludes. Além disso, já foi citado sobre a execução de uma camada drenante sob a membrana de argamassa, justamente para se evitar subpressões indesejadas.

A erosão ocorre devido à exposição do talude ao intemperismo. No caso analisado, os taludes serão expostos à intempérie apenas na fase construtiva, que corresponde a um período bastante curto.

Segundo GUIDICINI & NIEBLE(1976) “o termo escorregamento tem sido comumente utilizado no sentido de abranger todo e qualquer movimento coletivo de materiais terrosos e/ou rochosos, independentemente da diversidade de processos, causas, velocidades, formas e demais características”. Na verdade, os movimentos de solo podem ser classificados em três categorias fundamentais:

a) *Escoamentos*: podem ser subdivididos em corridas e rastejos. As corridas correspondem a movimentos rápidos, de característica fluido-viscosa, sem uma superfície definida de movimentação. Originam-se da perda de atrito interno, gerada pela destruição da estrutura do solo em presença excessiva de água. Os rastejos são caracterizados por movimentos lentos, sem superfície nítida de separação entre material deslizante e estacionário, provocados essencialmente pela ação da gravidade. Esse tipo de movimento de terra diferencia-se do escorregamento basicamente pelo tipo de mecanismo de deformação: nos primeiros, esse mecanismo assemelha-se ao de um líquido bastante viscoso, enquanto no segundo a deformação do solo é análoga à de um sólido que tenha atingido o limite de tensão de cisalhamento.

b) *Escorregamentos*: correspondem a movimentos rápidos, com uma superfície de separação nítida, ocasionados pela superação da resistência ao cisalhamento do solo. Podem ser subdivididos em escorregamentos translacionais e rotacionais. Nos primeiros a superfície de separação é plana, sendo que a parte deslocada do terreno assemelha-se a uma cunha. Nos segundos, a superfície de escorregamento possui uma forma cilíndrico-circular (vide Fig. 2.1).

Os escorregamentos rotacionais geralmente ocorrem em taludes mais íngremes e possuem pequena extensão. Já os escorregamentos translacionais tendem a acontecer em taludes mais abatidos e, em geral, estendem-se por grandes áreas.

c) *Subsidências*: caracterizam-se por um deslocamento finito ou por uma

deformação contínua, essencialmente vertical. Três categorias subdividem este tipo de movimento de terra: subsidências propriamente ditas, recalques e desabamentos. As primeiras constituem-se de deformações contínuas, os recalques são deformações globais provocadas por deslocamentos de partículas individuais e os desabamentos são caracterizados por deslocamentos verticais, geralmente rápidos.

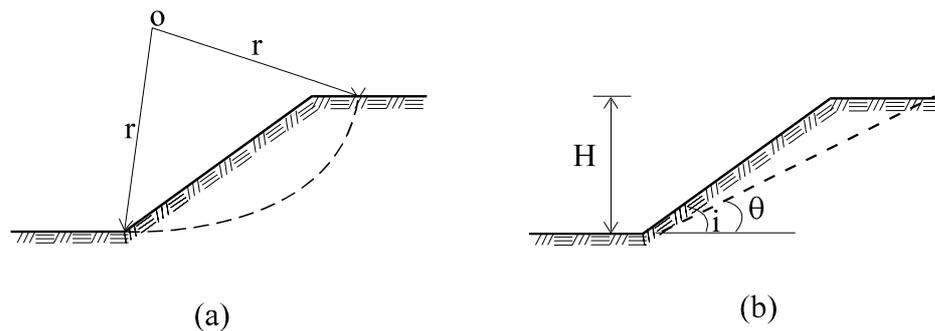


Fig. 2.1: Formas de superfície de ruptura - (a) rotacional; (b) translacional

Pelo anteriormente exposto percebe-se que interessa concentrar o estudo sobre os escorregamentos, uma vez que estes podem ocorrer durante a fase de preparação do terreno.

Os escorregamentos de solo podem ter basicamente três causas:

a) *causas externas*: originam-se nas ações externas que modificam o estado de tensões atuante no talude. Tais alterações provocam um aumento da tensão de cisalhamento que, superando a resistência intrínseca do solo, leva-o à ruptura. Essas ações podem ser devidas a:

- um aumento da inclinação do talude;
- deposição de material ou outro carregamento qualquer na crista do talude;
- abalos sísmicos.

b) *causas internas*: são aquelas que provocam uma redução da resistência interna do solo do talude, mas sem alterar visualmente o seu aspecto geométrico. Elas podem originar-se de um aumento da pressão na água intersticial ou de um

decrécimo da coesão do solo.

c) *causas intermediárias*: são aquelas que não podem ser claramente englobadas numa das causas anteriores. Podem ser devidas a uma liquefação espontânea do solo, a uma erosão interna ou a um rebaixamento do nível d'água.

Para a análise da estabilidade de taludes deve-se ater ao conceito de *fator de segurança contra a ruptura*, denominação dada à relação numérica entre a resistência ao cisalhamento disponível do solo e a resistência mobilizada para garantir o equilíbrio da massa de solo sujeita aos esforços atuantes, ou seja:

$$FS = \frac{\sum \text{forças resistentes}}{\sum \text{forças atuantes}}$$

Um talude é considerado estável se possuir um fator de segurança maior que 1. No entanto, as tensões atuantes e resistentes podem ser alteradas com o tempo. Dessa forma, nota-se que a avaliação da estabilidade de taludes depende diretamente do conhecimento de fenômenos que podem induzir a situações críticas, além das propriedades mais significativas dos materiais em estudo, que são o ângulo de atrito e a coesão.

As definições de ângulo de atrito e coesão derivam da utilização de envoltórias de resistência, tal como a de Mohr (vide Fig. 2.2).

Num sistema cartesiano ortogonal, representam-se as tensões normais (σ) no eixo das abscissas e as tensões tangenciais (τ) no eixo correspondente às ordenadas, com valores obtidos experimentalmente no plano de ruptura. Por meio do Critério de Coulomb adequa-se uma reta aos pontos situados no diagrama dentro de uma determinada faixa de tensões de interesse ao estudo. A reta obtida fornece uma envoltória, assumida como equação geral de resistência do solo, e que possui a seguinte forma:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}\phi \quad (2.1)$$

onde:

- τ - resistência ao cisalhamento
- c - coesão
- σ - tensão normal efetiva ou total
- $\text{tg}\phi$ - coeficiente de atrito
- ϕ - ângulo de atrito do solo

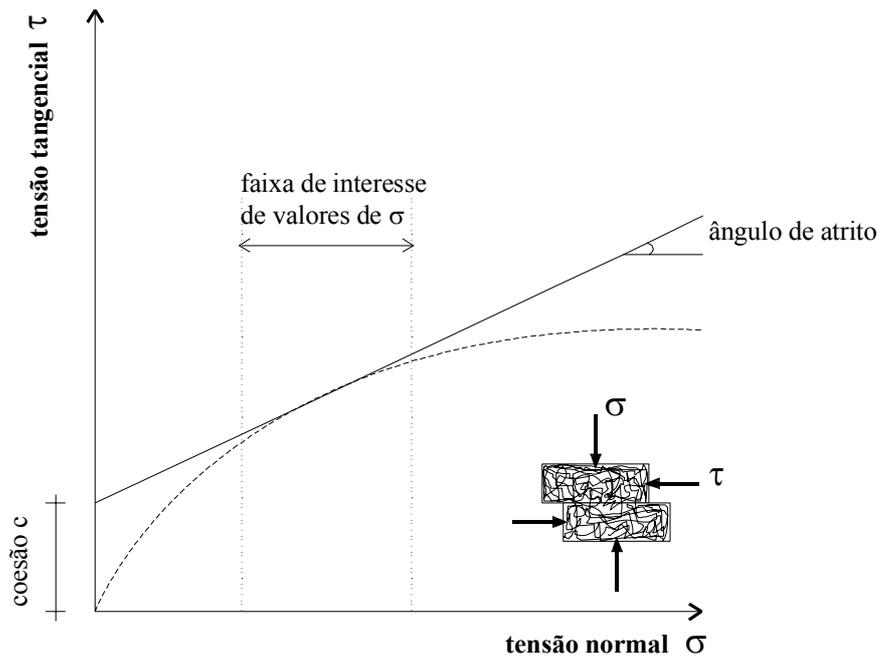


Fig. 2.2: Representação da resistência dos solos por meio de envoltórias

Uma equação rigorosa deveria levar em conta outros fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento do solo, tais como: índice de vazios, teor de umidade, composição e estrutura do solo, histórico de tensões, deformação e temperatura. No entanto, em situações práticas torna-se inviável quantificar todas estas interferências no equacionamento de resistência do solo. Constata-se que a utilização da envoltória de Mohr-Coulomb representa de modo eficiente e confiável o comportamento do solo. Devido justamente à sua simplicidade, esse equacionamento é de grande aplicação prática.

VILAR & BUENO(1985) ressalta ainda que “ c e ϕ variam para um mesmo solo com uma série de fatores. Isto enseja o aparecimento de várias ‘coesões’ e de

vários ‘ângulos de atrito’, dependendo da faixa de carregamento aplicada ao solo, do tipo de ensaio efetuado e do histórico de tensões experimentado pelo solo, dentre outras condições. Assim deve-se reconhecer que os parâmetros de resistência não são intrínsecos do solo, devendo-se obtê-los em cada situação atentando para as condições peculiares do problema em estudo”. GUIDICINI & NIEBLE (1976) enfatizam que a presença de água interfere diretamente na coesão do solo, diminuindo-a. Por isso, na análise da estabilidade de taludes deve-se adotar valores de coesão obtidos em ensaio de solo em condição saturada.

2.1. Métodos para avaliação da estabilidade de taludes

O fato de existir um grande número de parâmetros envolvidos, interagindo entre si, evidencia a impossibilidade de uma avaliação precisa da estabilidade de um talude. Porém, uma avaliação quantitativa pode conduzir a um valor relativo, que auxilia na compreensão do comportamento e da sensibilidade de um talude face às mudanças de parâmetros considerados críticos.

GUIDICINI & NIEBLE (1976) apresentam e definem os métodos de análise de taludes da seguinte forma (vide Tabela 2.1):

Tabela 2.1 : Métodos e tipos de análise de estabilidade de taludes
[GUIDICINI & NIEBLE (1976)]

Métodos	Tipo de análise
Estudos em modelos físicos	Fenomenológico e de projeto
Modelos matemáticos	Elementos finitos e relaxação dinâmica
Equilíbrio-limite	Gráfico e analítico

Os *estudos em modelos* possibilitam o conhecimento de informações quantitativas e do padrão de comportamento referentes à estabilidade de taludes. Sua desvantagem é fornecer apenas modelos geométricos, onde não são consideradas todas as combinações possíveis.

Os *modelos matemáticos* tornam possível a análise de casos mais complexos, que envolvem descontinuidade e consideração da estrutura tridimensional. Um fator

capaz de limitar essa análise é a complexidade dos dados de entrada.

A análise por meio do *método do equilíbrio-limite* é a mais difundida atualmente, pois a análise do talude não deve ser mais complexa que o nível de conhecimento acerca dele. GUIDICINI & NIEBLE (1976) comentam: “Devido ao fato de existirem geralmente muitas variáveis e hipóteses envolvidas, estas devem ser mantidas as mais simples possíveis, principalmente quanto aos elementos geométricos, geológico-geotécnicos e hidrológicos envolvidos, embora em nenhum caso se devam simplificar as hipóteses quanto à superfície potencial de ruptura considerada.”

O equilíbrio-limite baseia-se na teoria da plasticidade e tem como hipóteses:

— existe uma linha de escorregamento de forma definida, seja ela plana, circular, espiral-logarítmica ou mista. Acima dessa linha está a porção instável do solo, que se movimenta como corpo rígido sob a ação da gravidade;

— o material disposto ao longo da linha de escorregamento respeita um critério de resistência, sendo o mais utilizado o de Mohr-Coulomb.

A idéia básica do método consiste em admitir que as forças instabilizadoras são *exatamente* balanceadas pelos esforços resistentes. Portanto, a condição limite corresponde a um fator de segurança igual a 1. Simplificadamente, pode-se fazer uma analogia com um bloco apoiado sobre um plano de inclinação i (vide Fig. 2.3).

O esforço resistente é :

$$R = \tau \cdot A \quad (2.2)$$

onde:

τ - resistência ao cisalhamento ($\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \phi$)

A - área da seção de contato bloco-plano

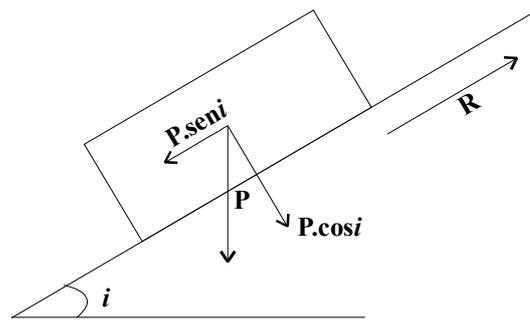


Fig. 2.3: Relação de forças na análise de equilíbrio-limite
[GUIDICINI & NIEBLE(1976)]

Supondo não existir coesão, a obtenção do fator de segurança pode ser equacionada da seguinte forma:

$$\sigma = (P \cdot \cos i)/A$$

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg} \phi$$

$$\tau = [(P \cdot \cos i)/A] \cdot \text{tg} \phi$$

$$R = \tau \cdot A = [(P \cdot \cos i)/A] \cdot \text{tg} \phi \cdot A = P \cdot \cos i \cdot \text{tg} \phi$$

$$FS = R/(P \cdot \text{sen } i)$$

$$FS = (P \cdot \cos i \cdot \text{tg} \phi)/(P \cdot \text{sen } i)$$

$$FS = \text{tg} \phi / \text{tg } i \quad (2.3)$$

Na condição limite ($FS = 1$), ou seja $\phi = i$. Esta é uma análise bastante simplificada. Na verdade, é preciso conhecer as limitações do método e adotar fatores de segurança.

Uma deficiência deste método é ignorar a relação tensão/deformação do solo.

Há diversos métodos de análise de estabilidade de taludes baseados no equilíbrio-limite. Cada método adota um tipo de ruptura: circular, plana ou em cunha. Descrever-se-á aqui apenas os métodos que pareçam interessantes para a análise dos taludes referentes ao presente trabalho.

2.1.1. Método de Culmann

Este método é aplicável a superfícies de ruptura plana, partindo do pé do talude. A cunha assim formada é analisada como um corpo rígido que se desloca ao

longo dessa superfície (vide Fig. 2.4).

Para o talude de geometria conhecida, arbitra-se uma superfície de ruptura, donde se obtém as forças atuantes no equilíbrio da cunha:

W - força peso

C_m - força de coesão

F - força de atrito

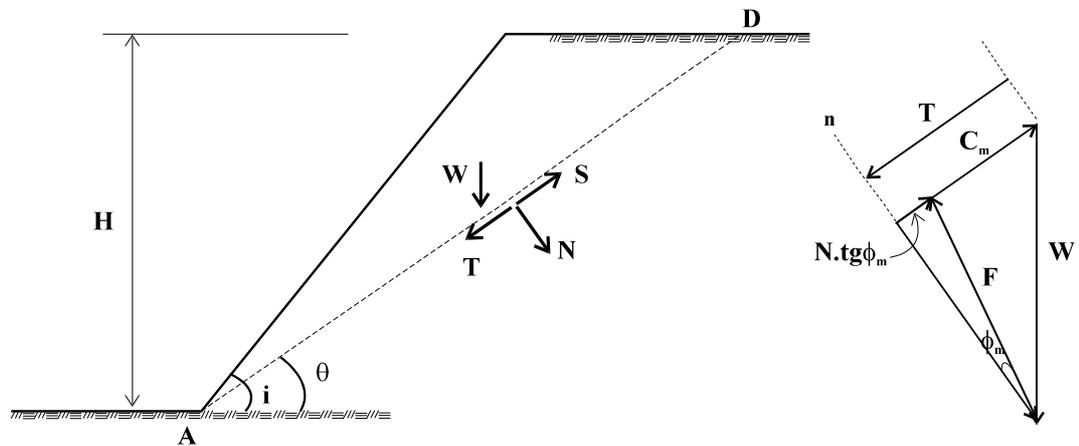


Fig. 2.4: Geometria do talude e polígono de forças para o Método de Culmann [VILAR & BUENO (1985)]

Da força peso devem ser conhecidos o módulo, a direção, o sentido e o ponto de aplicação. Da força de coesão deve-se saber seu módulo, sua direção e seu sentido. Já para a força de atrito basta conhecer o seu sentido e sua direção.

Para resistir o esforço atuante (T) devem ser mobilizados coesão e atrito:

$$C_m = \frac{c \cdot \overline{AD}}{FS}$$

$$\text{tg}\phi_m = \frac{\text{tg}\phi}{FS}$$

Lembrando que $\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}\phi$, para que haja equilíbrio de forças deve-se ter:

$$T = C_m + N \cdot \text{tg}\phi_m$$

$$T = \frac{c \cdot \overline{AD}}{FS} + \frac{N \cdot \text{tg}\phi}{FS}$$

Rearranjando-se essa expressão obtém-se o fator de segurança:

$$FS = \frac{c \cdot \overline{AD} + N \cdot \text{tg}\phi}{T} \quad (2.4)$$

Os valores de N e T são conhecidos em função do peso da cunha arbitrada:

$$N = W \cdot \cos\theta \quad (2.5)$$

$$T = W \cdot \text{sen}\theta \quad (2.6)$$

O peso da cunha (W) é dado por:

$$W = \gamma \cdot \frac{x \cdot \overline{AD}}{2} = \gamma \cdot \frac{[\overline{AB} \cdot \text{sen}(i - \theta)] \cdot \overline{AD}}{2} = \gamma \cdot \frac{[(H / \text{sen} i) \cdot \text{sen}(i - \theta)] \cdot \overline{AD}}{2}$$

$$\therefore W = \frac{\gamma \cdot H \cdot \overline{AD} \cdot \text{sen}(i - \theta)}{2 \cdot \text{sen} i} \quad (2.7)$$

onde γ é o peso específico do solo.

Substituindo (2.7) em (2.5) e (2.6) e rearranjando (2.4) obtém-se:

$$FS = \frac{2 \cdot c \cdot \text{sen} i}{\gamma \cdot H \cdot \text{sen}(i - \theta) \cdot \text{sen}\theta} + \frac{\text{tg}\phi}{\text{tg}\theta} \quad (2.8)$$

Dessa forma, o fator de segurança é conhecido em função dos parâmetros conhecidos do talude e solo, além da inclinação assumida para a superfície de ruptura. Deve-se então arbitrar vários valores para θ até que se consiga um fator de segurança próximo à unidade. Esse valor corresponde à superfície de ruptura.

O Método de Culmann é particularmente interessante para o estudo em questão, uma vez que possibilita calcular diretamente a altura máxima para um talude vertical, construído em determinado solo, com um fator de segurança pré-determinado. O desenvolvimento para obtenção dessa altura é descrito a seguir.

Do equilíbrio tem-se:

$$T = C_m + N \cdot \operatorname{tg} \phi_m$$

Substituindo os valores de N e T, vem

$$W \cdot \operatorname{sen} \theta = c_m \cdot \overline{AD} + W \cdot \cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi_m$$

$$\left(\frac{\gamma \cdot H \cdot \overline{AD} \cdot \operatorname{sen}(i - \theta)}{2 \cdot \operatorname{sen} i} \right) \cdot \operatorname{sen} \theta = c_m \cdot \overline{AD} + \left(\frac{\gamma \cdot H \cdot \overline{AD} \cdot \operatorname{sen}(i - \theta)}{2 \cdot \operatorname{sen} i} \right) \cdot \cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi_m$$

Reorganizando a equação anterior obtém-se:

$$\frac{c_m}{\gamma \cdot H} = \frac{\operatorname{sen}(i - \theta)}{2 \cdot \operatorname{sen} i} \cdot \frac{\operatorname{sen}(\theta - \phi_m)}{\cos \phi_m} \quad (2.9)$$

A máxima tensão cisalhante ocorrerá para um plano θ que mobilize a máxima coesão do solo. Esse valor crítico da inclinação do plano de ruptura, denominado θ_{cr} , é obtido fazendo com que a derivada da equação (2.9) em relação a θ seja nula:

$$\frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{c_m}{\gamma \cdot H} \right) = 0 \quad \Rightarrow \quad \theta_{cr} = \frac{i + \phi_m}{2}$$

Substituindo o valor de θ_{cr} em (2.9) e rearranjando a equação, obtém-se o valor da altura máxima para um talude de inclinação i qualquer:

$$H_{\max} = \frac{4 \cdot c_m \cdot \operatorname{sen} i \cdot \cos \phi_m}{\gamma \cdot [1 - \cos(i - \cos \phi_m)]} \quad (2.10)$$

A altura máxima de um talude vertical ($i = 90^\circ$) é então:

$$H_{\max} = \frac{4 \cdot c_m \cdot \cos \phi_m}{\gamma \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi_m)} \quad (2.11)$$

2.1.2. Método das Cunhas

Em alguns casos de análise de taludes é possível delimitar a massa instável de solo por alguns planos pré-determinados - a Fig. 2.5 mostra um exemplo deste caso. O Método das Cunhas consiste exatamente em fazer uma análise gráfica das forças atuantes nestes corpos deslizantes a fim de obter o fator de segurança do talude.

O processo consiste no traçado de um polígono formado pelas forças atuantes no equilíbrio do talude. As forças são desenhadas em escala, com suas direções e sentidos. Para haver o fechamento do polígono, a última força a ser traçada (geralmente a coesão mobilizada), apesar de conhecido seu valor, é traçada apenas com sua direção e sentido. Compara-se seu valor com aquele obtido do polígono. Esta relação é o fator de segurança, que deve ser igual ao valor adotado inicialmente. Caso não seja, repete-se o processo até se obter essa igualdade.

Para exemplificar o método, toma-se o caso de uma ruptura com duas cunhas (vide Fig. 2.5). Desconhece-se as forças de atrito mobilizadas entre os corpos deslizantes e a massa estável do talude (F_1 e F_2), a força resultante entre as duas cunhas (E), sua direção (α) e o fator de segurança (FS). Para que o problema torne-se determinado, adota-se o ângulo α igual ao ângulo de atrito mobilizado ϕ_m e assume-se um valor para o coeficiente de segurança.

Em linhas gerais, segue-se o roteiro abaixo:

a) Calcular o peso das cunhas (W_1 e W_2) e o comprimento das suas linhas de ruptura (segmentos \overline{AB} e \overline{BC});

b) Adotar um valor para o coeficiente de segurança (FS_i);

c) Calcular as direções de aplicação de F_1 e F_2 e a coesão na cunha 1:

$$\phi_{m1} = \arctg (\operatorname{tg}\phi_1 / FS_i)$$

$$\phi_{m2} = \arctg (\operatorname{tg}\phi_2 / FS_i)$$

$$C_1 = c_1 \cdot \overline{AB}$$

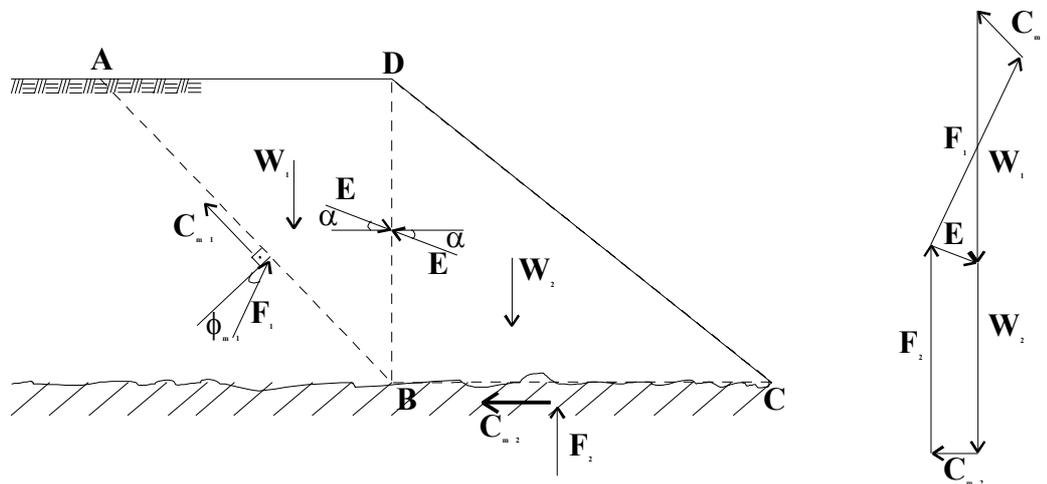


Fig. 2.5: Esquema exemplificativo do Método das Cunhas
[VILAR & BUENO (1985)]

d) Traçar em escala:

- W_1 e W_2 , na direção vertical;
- C_{m2} , na direção de \overline{AB} ;
- uma reta paralela a F_2 ;
- uma reta paralela a E , com origem no final do segmento de W_1 e início de W_2 ;
- uma reta paralela a F_1 a partir do ponto de intersecção definido pelas retas anteriores;
- uma reta paralela a C_{m1} , partindo do início de W_1 .

d) Com isto, fecha-se o polígono e obtém o valor de C_{m1} .

e) O fator de segurança calculado é então:

$$FS_{\text{calc}} = C_1/C_{m1}$$

f) Se esse valor não for igual ao adotado inicialmente, repete-se os passos b) a e) até que se verifique a igualdade.

Caso existam mais forças atuantes no equilíbrio do talude, tais como pressões neutras, estas devem ser quantificadas e englobadas no polígono de forças.

2.1.3. Método do Círculo de Atrito ou de Taylor

O Método do Círculo de Atrito também baseia-se em análise gráfica, mas pressupõe superfície de ruptura circular. As forças participantes no equilíbrio são (vide Fig. 2.6):

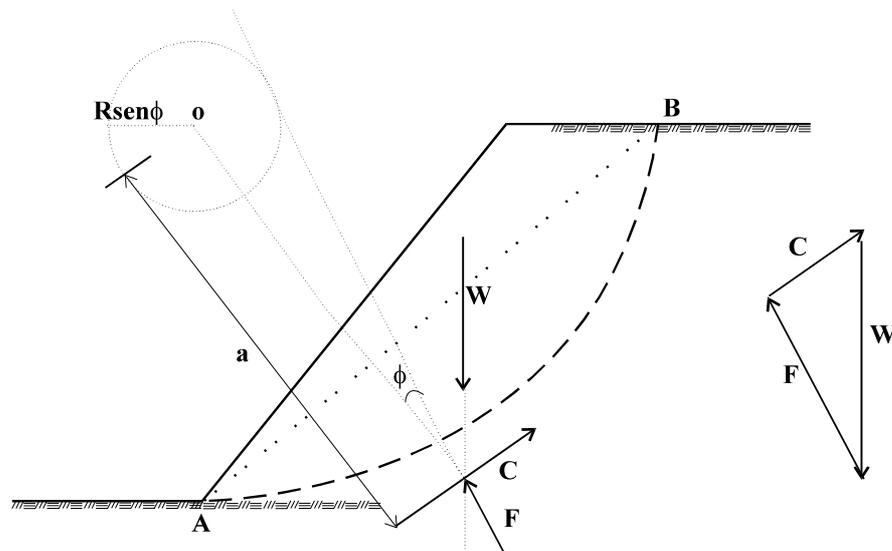


Fig. 2.6: Esquema do Método do Círculo de Atrito [VILAR & BUENO (1985)]

W - peso da cunha, com direção, sentido, módulo e ponto de aplicação conhecidos;

C - força de coesão do solo ao longo da superfície de ruptura (cujo módulo é $C = c \cdot \widehat{AB}$). O sentido de ação de C é conhecido (contrário ao movimento) e a sua direção é a mesma da corda \overline{AB} . A distância a entre

o ponto de aplicação da força de coesão e o centro do círculo é obtida por equilíbrio de momentos:

$$a = R \cdot L / L_c$$

onde L é o comprimento da seção circunferencial \widehat{AB} e L_c o comprimento da corda \overline{AB} .

F - força de atrito, cujo módulo é desconhecido, mas tem sua direção definida por um ângulo ϕ com a normal à cunha. Portanto, essa direção tangencia um círculo de centro em O e com raio $r = R \cdot \text{sen}\phi$.

A fim de se obter o coeficiente de segurança deve-se proceder da seguinte forma:

- a) Arbitra-se uma superfície de ruptura qualquer;
- b) Determinam-se os módulos de W , C e o valor do comprimento a ;
- c) Traça-se uma reta vertical passando pelo centro de gravidade da cunha e a reta que define a . A intersecção de ambas define o ponto de aplicação de C ;
- d) Traça-se uma reta que passa pelo ponto definido no item anterior e tangencia o círculo de raio $r = R \cdot \text{sen}\phi$. Esta reta define a direção de atuação da força de atrito F .
- e) Monta-se o polígono de forças:
 - traça-se, em escala, a força W na direção vertical, com sentido para baixo;
 - a partir do fim de W , traça-se uma reta paralela à direção de aplicação de F ;
 - desenha-se uma reta paralela à direção de aplicação de C , passando pelo início da reta definida por W ;
- f) Com isto são obtidos os módulos da força de atrito F e da força de coesão C ;
- g) Calcula-se o fator de segurança:

$$FS = C / (c \cdot \widehat{AB})$$

h) Repetem-se os procedimentos descritos de a) a g) até que se obtenha a superfície de ruptura correspondente ao menor valor do coeficiente de segurança.

Se houver pressões neutras atuando no maciço, basta definir seu módulo, direção e sentido e incorporá-la ao polígono de forças.

Baseado no Método do Círculo de Atrito, Taylor montou ábacos para a análise da estabilidade de taludes. As hipóteses adotadas por ele são: talude homogêneo, sem percolação de água, envoltória de resistência do solo de $\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}\phi$. Outros parâmetros envolvendo os já citados anteriormente são definidos nos próprios ábacos. Em GUIDICINI & NIEBLE(1976) e VILAR & BUENO(1985) são mostrados esses gráficos.

2.1.4. Método das Lamelas

Uma das hipóteses adotadas nos métodos descritos anteriormente é a homogeneidade do talude. No entanto, os taludes geralmente apresentam-se compostos por diferentes materiais, cujas características diferem entre si. O Método das Lamelas objetiva justamente considerar essa heterogeneidade do solo na análise da estabilidade dos taludes. O presente trabalho envolve taludes de pequenas dimensões, onde a ocorrência de materiais com características diferentes pode não ser preponderante. Por isso, o Método das Lamelas será descrito aqui de modo bastante superficial. Nos casos em que se necessitar estudo mais aprofundado, podem ser consultados GUIDICINI & NIEBLE(1976), ROGÉRIO(1976) e VILAR & BUENO(1985).

A consideração da heterogeneidade do talude torna complexa a determinação dos esforços atuantes. A fim de se contornar essa dificuldade, divide-se o corpo potencialmente deslizante em fatias. O esforço normal em cada lamela é determinado basicamente em função do peso atuante acima da superfície de ruptura.

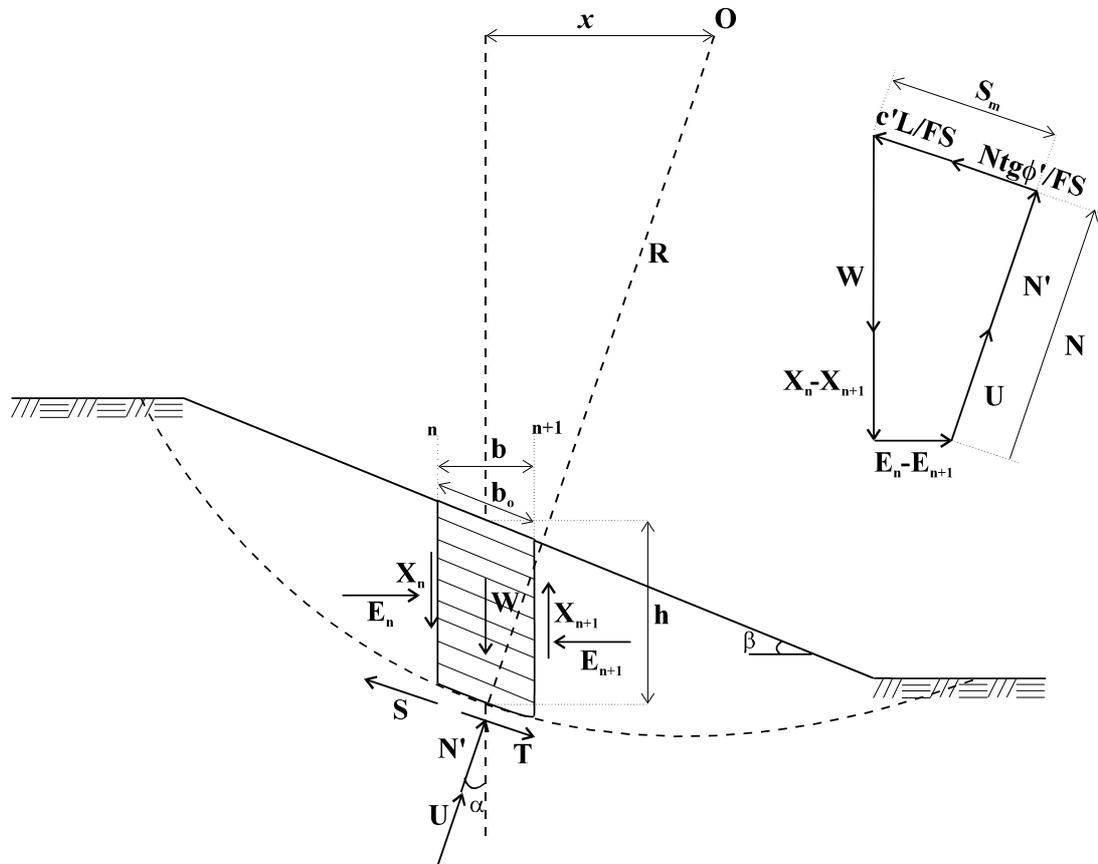


Fig. 2.7: Esquema típico e polígono de forças do Método das Lamelas
[VILAR & BUENO(1985)]

A Fig. 2.7 indica o esquema adotado neste tipo de análise, os esforços atuantes numa lamela genérica, bem como o seu equilíbrio de forças. A notação utilizada na figura. é a seguinte:

- W - peso total da lamela
- N - força normal atuante na base da lamela
- S - força de atrito resistente
- T - força de atrito atuante
- E_n, E_{n+1} - resultantes das forças horizontais totais referentes às seções n e $n+1$, respectivamente
- X_n, X_{n+1} - resultantes das forças cisalhantes atuantes nas seções n e $n+1$
- U - resultante das pressões neutras atuantes na base da lamela
- N' - força normal efetiva atuante na base da lamela
- b, h - largura e altura da fatia, respectivamente

- b_0 - comprimento da superfície de ruptura da lamela
 α - ângulo entre a força normal e a vertical
 x - distância entre o centro do círculo de ruptura adotado e o centro da lamela
 R - raio do círculo de ruptura adotado

Este método pode ser utilizado com qualquer tipo de superfície de ruptura. No entanto, os métodos mais utilizados, como o de Fellenius e de Bishop, adotam superfície de ruptura circular. A diferença entre os dois métodos reside na consideração da interação entre as lamelas.

O Método de Fellenius despreza a interação entre as lamelas. Ou seja, admite-se que as forças atuantes nas laterais das fatias de solo possuem mesmo módulo e direção, mas com sentido inverso, fazendo com que elas se anulem. O fator de segurança deste método é definido por:

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \cdot b_0 + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b_0) \cdot \operatorname{tg} \phi]}{\sum_{i=1}^n W \cdot \operatorname{sen} \alpha}$$

onde:

M_R - momento resistente do solo

M_A - momento atuante no talude

c' - coesão efetiva do solo

u - pressão neutra

$\operatorname{tg} \phi$ - coeficiente de atrito do solo

O Método de Bishop considera a interação entre as várias lamelas. Assim, o fator de segurança à ruptura resulta em:

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c' \cdot b + \frac{(W - u \cdot b + X_n - X_{n+1}) \cdot \operatorname{tg} \phi'}{M_\alpha} \right]}{\sum_{i=1}^n W \cdot \operatorname{sen} \alpha}$$

onde:

$\text{tg}\phi'$ - coeficiente de atrito efetivo do solo

$$M_{\alpha} = \cos\alpha + \sin\alpha \cdot \frac{\text{tg}\phi'}{FS}$$

A análise da estabilidade de taludes por este método consiste em aproximações sucessivas até que todas as equações envolvidas tenham sido satisfeitas.

2.2. Estudo da camada de filtro

A membrana de argamassa armada tem por finalidade básica a impermeabilização do terreno, impedindo a perda de água da piscina ou reservatório. Se ela for disposta diretamente sobre o solo, a percolação de água neste último pode provocar o aparecimento de subpressões que solicitam a membrana. Para evitar que isto aconteça, dispõe-se uma camada de material drenante sob a membrana.

O dreno tem a função de filtro, ou seja, permitir a livre passagem da água sem que haja um deslocamento das partículas de solo. Portanto, um filtro deve atender a duas condições básicas.

A primeira delas refere-se à permeabilidade: os vazios existentes entre as partículas do filtro devem ser grandes o suficiente para resultar em um coeficiente de permeabilidade maior que o do solo local. Assim, eles permitirão a livre drenagem da água e o controle das forças de percolação. Estas últimas, originadas pelo movimento de água no solo, podem provocar fenômenos como erosão, areia movediça e a instabilidade do fundo de escavações em areias.

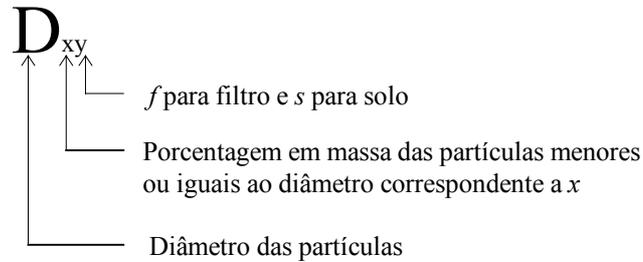
A segunda condição diz respeito à granulometria adequada para evitar o desenvolvimento de erosão interna: as partículas do filtro devem ser suficientemente pequenas, a fim de evitar o carreamento de partículas de solo para dentro do filtro, provocando a sua colmatação e a desagregação do solo local.

Visando o atendimento de tais restrições, Terzaghi estipulou o seguinte¹:

¹ O fator 4 aplica-se a materiais de filtro tais como areias artificiais e brita.

$$D_{15f} \begin{cases} < 4 \text{ a } 5 D_{85s} \\ > 4 \text{ a } 5 D_{15s} \end{cases} \quad (2.12)$$

onde



A primeira das inequações (2.12) indica que os diâmetros dos menores poros do filtro (admitidos como sendo correspondentes aos diâmetros máximos de 15% dos grãos do filtro) não devem ser maiores que quatro a cinco vezes os diâmetros máximos de 85% dos grãos do solo. A segunda inequação visa garantir uma permeabilidade suficiente para impedir o aparecimento de grandes pressões de percolação na zona de contato solo-filtro. Ela equivale a dizer que os menores poros do filtro devem ser pelo menos quatro a cinco vezes maiores que os menores poros do solo, permitindo assim a livre passagem da água. A Fig. 2.8 ilustra as afirmações anteriores.

Além destes dois critérios, é recomendável que a curva granulométrica do filtro se assemelhe à do solo (vide Fig. 2.9). Segundo BORDEAUX (1982), a semelhança entre as curvas granulométricas do filtro e do solo também pode ser verificada pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} D_{50f} &\leq 25 D_{50s} \\ D_{15f} &< 20 D_{15s} \end{aligned} \quad (2.13)$$

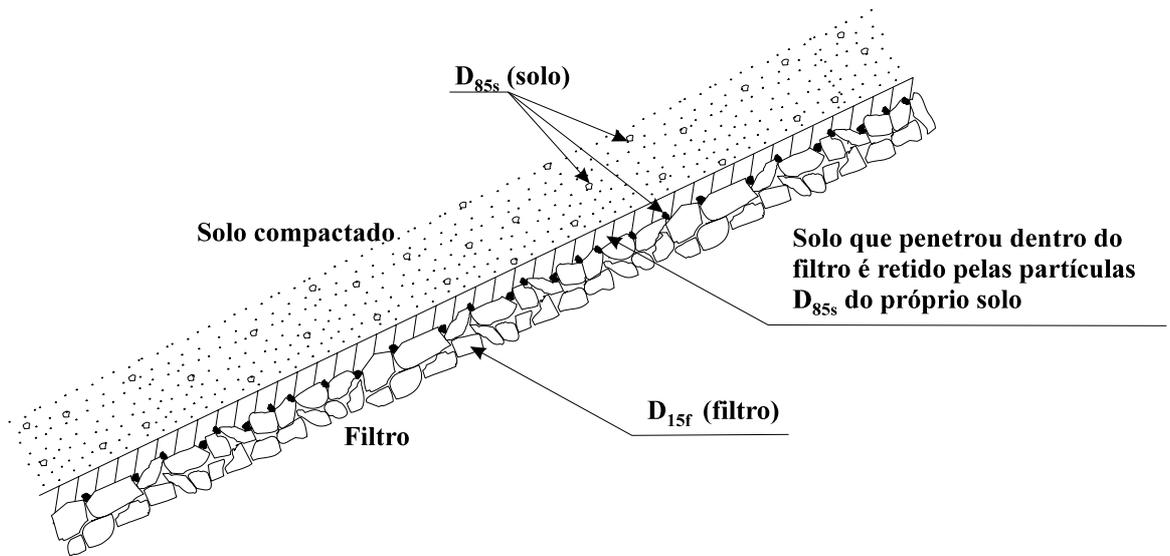


Fig. 2.8 - Mecanismo de funcionamento do filtro impedindo o fenômeno de erosão interna [BOURDEUAX (1982)]

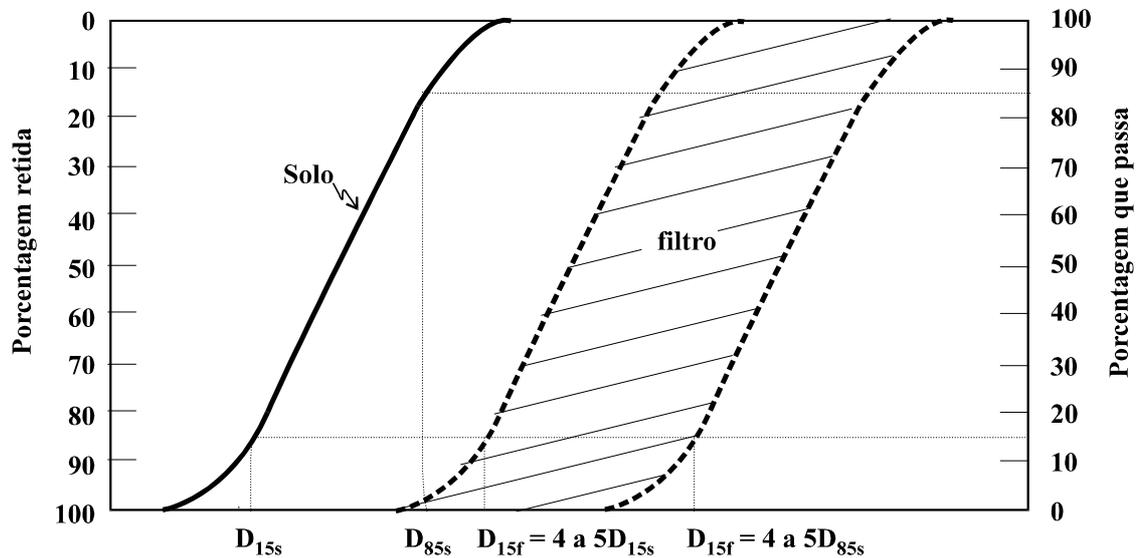


Fig. 2.9 - Escolha da faixa de variação granulométrica do filtro (Critério de Terzaghi) [VILAR & BUENO (1984)]

O conjunto de condições (2.12) são válidas para qualquer tipo de solo. No entanto, elas resultam conservadoras quando aplicadas a solos coesivos, como a argila ou materiais granulares que contém finos argilosos. Essa afirmação justifica-

se pelo fato da coesão entre as partículas deste tipo de solo proporcionarem uma grande resistência à erosão.

BORDEAUX(1982) indica um critério para o dimensionamento de filtros de solos coesivos. Porém, como o presente trabalho trata de obras que, na sua maioria não são de grande porte, acredita-se não ser necessário tal nível de detalhe, sendo suficiente o critério proposto por Terzaghi.

Nota-se ainda o não fornecimento das dimensões das camadas do filtro pelo critério de Terzaghi, mas apenas uma faixa de variação volumétrica. Para que se determine tais dimensões é preciso atentar para a parte hidráulica do problema.

Ao que se percebe, um estudo sobre a determinação de um simples filtro para piscinas e reservatórios pode alcançar uma complexidade tal que inviabilize a sua aplicação prática. Neste caso, assume-se certas condições simplificadoras. Primeiro, o critério de Terzaghi é aplicável a todo e qualquer tipo de solo. Segundo, o nível do lençol freático situa-se abaixo da parte mais profunda da obra.

Essa última simplificação implica em assumir que o filtro funcionará apenas para o escoamento de águas pluviais percoladas pelo solo. Assim, dispensa-se o traçado de redes de fluxo, o conhecimento do coeficiente de permeabilidade e a vazão do fluxo de água no solo.

No caso de ocorrer a interferência da obra com o nível do lençol freático, os parâmetros acima descritos deverão ser levantados e, aplicando-se a Lei de Darcy, tornar conhecidas as forças de percolação e as subpressões atuantes. Dessa forma, dimensionar-se-á uma ou mais camadas de filtro tal que as subpressões na superfície da membrana de argamassa armada sejam nulas. BADILLO & RODRIGUEZ (1989), VARGAS(1977) e VILAR & BUENO(1985) são algumas fontes a serem consultadas quando houver necessidade de análises mais complexas.

A adoção das hipóteses simplificadoras implica na falta de um dado para o dimensionamento da camada do filtro: a vazão percolada e, portanto, a área do canal de fluxo. Em virtude disso, assume-se que a espessura de 6 cm, usada correntemente, seja adequada para proporcionar a livre drenagem da água percolada no solo.

Uma alternativa para a execução do filtro seria o uso de mantas geotêxteis. Estas mantas seriam diretamente dispostas no terreno e, sobre elas, colocar-se-ia uma

camada de brita (vide Fig. 2.10). A granulometria dessa camada não estaria necessariamente relacionada à granulometria do solo. Apesar de ser uma alternativa bastante prática, poderia resultar em custo elevado. Provavelmente, elas seriam competitivas em regiões onde não houvesse disponibilidade de material para a construção do filtro. No entanto, é preciso lembrar a grande facilidade e rapidez de execução proporcionadas pelo uso de tais mantas — o que, em outras palavras, significa economia no custo da mão-de-obra.

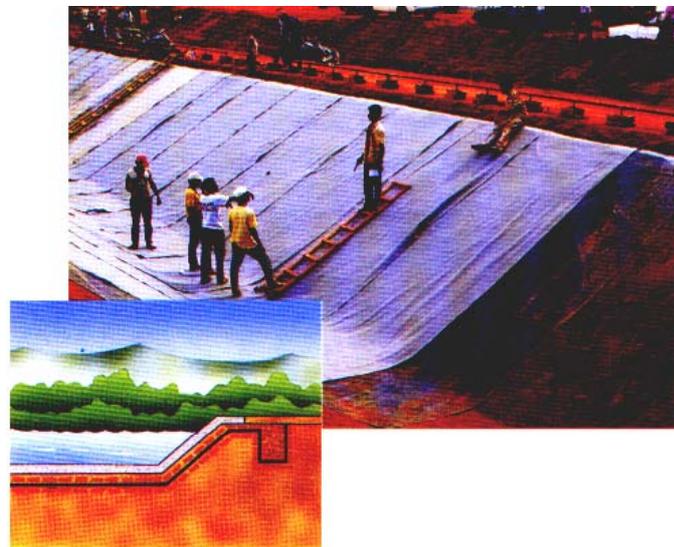


Fig. 2.10: Execução de camada drenante por meio do geotêxtil Bidim ²

Uma terceira alternativa para a montagem do dreno seria a utilização de um sistema pré-fabricado denominado “Multidren” ² (vide Fig. 2.11). Este sistema associa um núcleo drenante de polietileno de alta densidade ao geotêxtil Bidim, que o envolve. O primeiro é responsável pelo rápido escoamento da água, enquanto o segundo protege-o da invasão de partículas de solo que prejudicariam sua função. As principais vantagens do sistema também são a rapidez e facilidade de execução.

² Sistema fabricado e fornecido pela Rhodia-Ster.

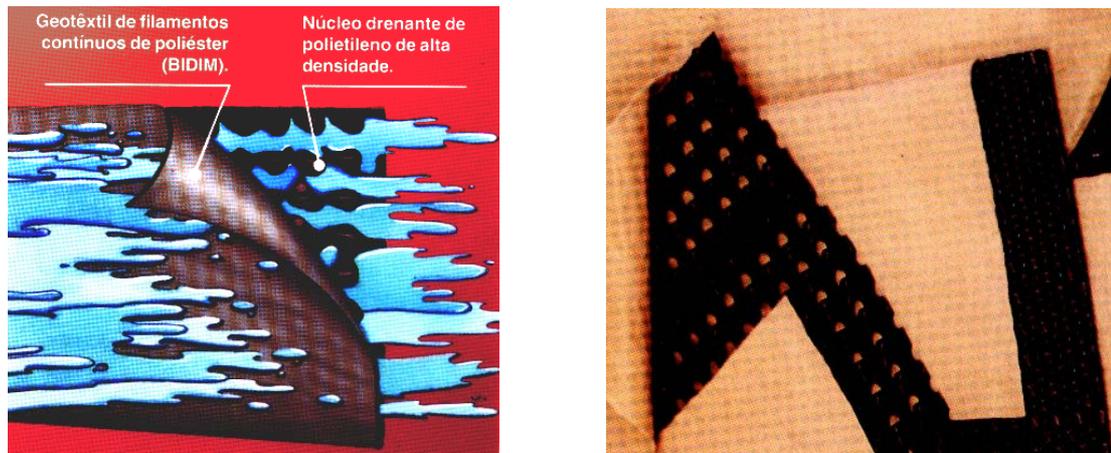


Fig. 2.11: Detalhes do sistema de drenagem pré-fabricado Multidren ²

3 Materiais componentes da membrana

Em virtude da pequena espessura dos elementos, na sua confecção são utilizados somente agregados miúdos, constituindo uma argamassa simples de cimento e areia que envolve a armadura. Daí a origem da denominação argamassa armada para o material no Brasil. Portanto, pode-se dividi-la basicamente em dois componentes: a argamassa e a armadura.

3.1. Argamassa

A garantia das qualidades desejadas para a argamassa depende dos seus materiais constituintes, bem como do seu processo de execução.

A argamassa compõe-se de cimento portland, agregado miúdo e água. Ela pode conter algumas adições, tendo em vista a melhoria de algumas de suas propriedades.

HANAI (1996) cita os intervalos de variação dos parâmetros de dosagem e

das características físicas e mecânicas inerentes à argamassa empregada no Brasil:

- a) Composição em massa
 - Relação agregado/cimento: 2 a 3,2
 - Relação água/cimento: 0,35 a 0,45 ¹
 - Consumo de cimento: 500 a 680 kg/m³

- b) Consistência
 - Índice da mesa de abatimento (“flow-table”): 160 a 250 mm

- c) Resistência aos 28 dias
 - Compressão simples: 30 a 60 MPa
 - Tração simples: 3 a 5 MPa

- d) Módulo de deformação longitudinal inicial: 30 a 45 GPa

- e) Permeabilidade e absorção
 - Coeficiente de permeabilidade: $< 10^{-11}$ cm/s
 - Coeficiente de absorção: < 8 %

- f) Massa específica
 - Argamassa sem armadura: 2.200 a 2.400 kg/m³

Descrever detalhadamente as propriedades e características físicas e mecânicas do material fugiria ao escopo do trabalho. Por isso, apenas será traçado, de modo sucinto, um panorama sobre o assunto.

Duas importantes relações de composição da argamassa são: água/cimento e pasta/agregado. A primeira delas não influi somente nas propriedades da argamassa fresca, tais como consistência e trabalhabilidade, mas também naquelas relativas ao material endurecido. Uma dessas propriedades é a resistência mecânica da argamassa, que diminui à medida que se aumenta a proporção de água na mistura,

¹ O ACI 549.1R-88 indica, para fins de garantia da estanqueidade, o valor 0,4.

conforme indica a Fig. 3.1. Além dela, propriedades de deformação, bem como propriedades físicas e químicas da argamassa, são diretamente influenciadas pela relação água/cimento.

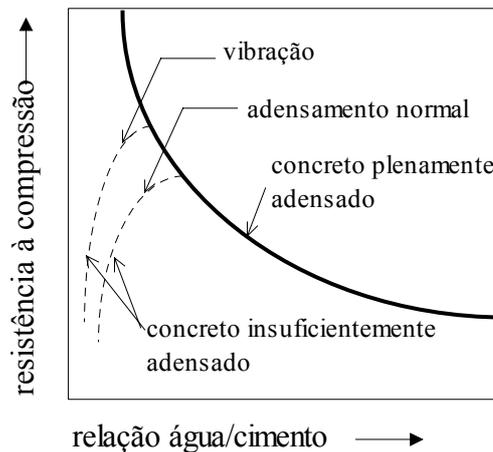


Fig. 3.1: Gráfico de Abrams - resistência em função da relação água/cimento [HANAI (1992)]

BUCHER (1983) cita a influência da relação pasta/agregado nas propriedades da argamassa através da seguinte afirmação: “Os parâmetros da diluição ou concentração da pasta e da distribuição granulométrica do agregado diluente alteram as propriedades físicas, mecânicas, químicas das argamassas com relação aos concretos”.

A argamassa é o material que dá corpo aos elementos, pois ocupa a maior parte do seu volume. Como tal, ela não está sujeita somente a danos de origem mecânica, mas sofre também o ataque de agentes químicos. Esse tipo de ataque atua deteriorando o material e, portanto, reduzindo a sua vida útil. Em função disso, espera-se que a argamassa apresente desempenho satisfatório com relação a:

- apresentar resistência mecânica e rigidez suficientes para suportar os esforços atuantes sem apresentar grandes deformações;
- possuir elevada compacidade, a fim de evitar a passagem de líquidos e gases para o seu interior, o que provoca a corrosão da armadura;
- ser estável física e quimicamente, fazendo com que os efeitos decorrentes de retração, fluência e variações volumétricas permaneçam dentro de

- limites aceitáveis;
- d) possuir resistência à abrasão.

3.1.1. Resistência mecânica e deformabilidade

Geralmente, os cuidados tomados a fim de se executar uma argamassa pouco permeável, compacta e com boa trabalhabilidade, acabam resultando na obtenção de argamassas com resistência mecânica satisfatória. Portanto, não é grande a preocupação quanto à melhoria da resistência mecânica em si.

Sabe-se que diversos fatores influenciam tal propriedade da argamassa. Um deles, de importância fundamental, é a relação água/cimento, pela sua influência direta na porosidade da argamassa. Em regiões de clima quente, não sujeitas aos fenômenos de congelamento e degelo, quanto menos porosa for a argamassa, maior é sua resistência mecânica, pois a maior deformabilidade dos poros favorece movimentos de expansão e contração. Em concretos, relações água/cimento mais baixas provocam uma maior proximidade entre os grãos de cimento, o que estabelece um sistema com maior continuidade de gel. Por analogia, presume-se que o mesmo ocorra nas argamassas. No entanto, baixas proporções de água na mistura conjugadas a elevados teores de cimento podem ocasionar perda de resistência devido à retração: partículas não hidratadas de cimento acabam funcionando como agregado e restringindo a deformação por retração, o que provoca a microfissuração interna da argamassa e, conseqüentemente, a redução de sua resistência.

Também influenciam a resistência da argamassa fatores como a proporção entre cimento e agregados, além das características destes últimos, tais como granulometria, forma, textura, resistência e dimensão máxima. Para uma mesma relação água/cimento, os concretos mais pobres têm resistência maior. Isto acontece em virtude de ocorrer absorção de água pelos agregados, o que diminui a relação água/cimento efetiva. Além disso, em misturas pobres a quantidade total de água por metro cúbico de concreto é menor que em misturas mais ricas, resultando em porosidade mais baixa.

O módulo de elasticidade longitudinal das argamassas possui valores menores que os obtidos em exemplares de concreto. Tal fato é explicado pelo maior

teor de pasta de cimento em relação aos agregados presentes nas argamassas: agregados rígidos, tais como basalto, areia quartzosa ou granito, são bem menos deformáveis que a pasta de cimento. Em virtude desse comportamento, a NBR-11.173, “Projeto e execução de argamassa armada”, indica a adoção de um módulo de elasticidade longitudinal estimado em 80% do valor correspondente em concreto.

NEVILLE (1982) atenta ainda para a linearidade do diagrama tensão x deformação de agregados e pasta de cimento ensaiados isoladamente. O diagrama curvo obtido para argamassas e concretos deriva da microfissuração ocorrida na interface entre pasta e agregado (vide Fig. 3.2).

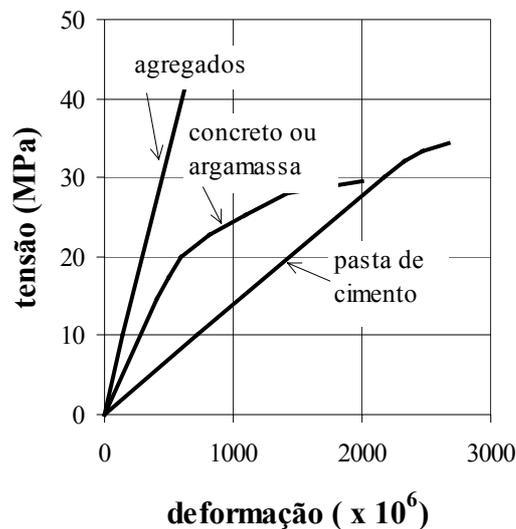


Fig. 3.2 - Curvas tensão x deformação características dos materiais [NEVILLE(1982)]

A estabilidade física, química e dimensional das argamassas é em tudo semelhante à do concreto, sendo, portanto, avaliada de acordo com os critérios já estabelecidos para este último. Em vista disto, aspectos relativos a retração, fluência, coeficiente de dilatação térmica, coeficiente de permeabilidade, resistência a agentes químicos e à abrasão podem ser obtidos de forma análoga aos do concreto.

3.1.2. Variações volumétricas: retração e fluência

A partir do momento em que o concreto é moldado, ele fica sujeito a variações de volume. Dentre estas variações se destaca a retração, cuja manifestação

é mais intensa nas primeiras idades do concreto, mas tende a se estabilizar com o tempo.

A retração pode ser classificada em três diferentes tipos:

1) retração química: caracteriza-se por uma contração de volume causada pela cristalização do gel de cimento. Parte da água de amassamento é incorporada à estrutura da matriz, originando cristais menores que as moléculas do gel de cimento.

2) retração hidráulica: a exposição do concreto a um meio ambiente seco provoca a evaporação da água não adsorvida. Esta água — denominada evaporável — situa-se nos capilares, formando meniscos e gerando pressões hidrostáticas. Com a evaporação, estes meniscos caminham para capilares cada vez menores provocando um aumento da intensidade das pressões, que tendem a retrainir o concreto — em contrapartida a esse efeito, há o aumento da resistência do concreto com o tempo.

3) retração por carbonatação: ocorre devido às reações de hidratação do cimento (carbonatação).

Vários fatores influem na retração do concreto:

- a) tipo de cimento: cimentos de alta resistência tendem a retrainir-se mais que os comuns, pois a velocidade das reações químicas é maior nestes primeiros;
- b) consumo de cimento: um maior consumo de cimento gera um aumento no número de moléculas de gel de cimento a se cristalizar (maior retração química);
- c) consumo de água: quanto maior a quantidade de água de amassamento, maior será a evaporação; portanto, a retração hidráulica aumentará (vide Fig. 3.3);
- d) processo de cura: se a cura for úmida, diminuir-se-á o efeito da retração por secagem, pois, quando o concreto for exposto ao meio ambiente, já terá atingido uma resistência suficiente para resistir às tensões capilares decorrentes da evaporação da água não adsorvida;
- e) umidade relativa do ar: como explicado no item anterior, um ambiente mais úmido desfavorece a retração por secagem, pois dificulta a evaporação;
- f) temperatura: temperaturas elevadas provocam um aumento na

- evaporação, favorecendo a retração hidráulica;
- g) dimensões da peça: quanto maior for a superfície da peça exposta ao ar, mais rapidamente ocorrerá a secagem. A Fig. 3.8 esquematiza essa influência;
- h) taxa de armadura: a armadura impede a contração livre do concreto, sendo, por isso, um fator de redução da retração.

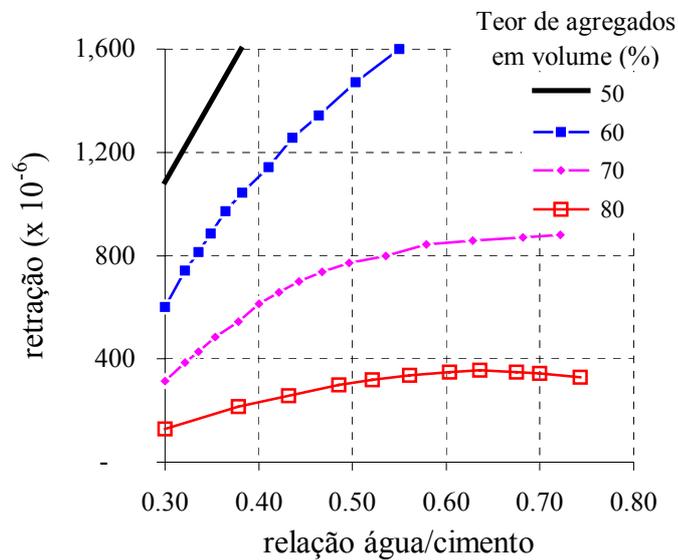


Fig. 3.3 : Influência dos teores de água e agregado na retração [HANAI (1992)]

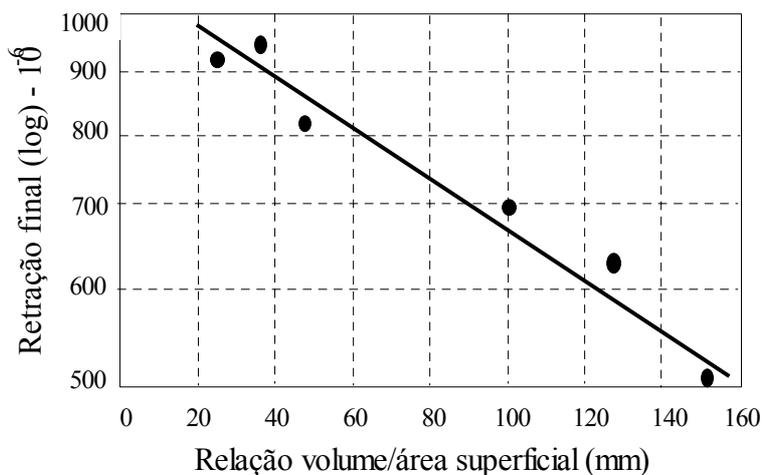


Fig. 3.4: Retração final em função da relação entre volume e área superficial da peça [HANAI (1992)]

Caso haja algum impedimento para a livre retração do concreto, muito provavelmente ocorrerá a fissuração. Um concreto fissurado pode deixar de exercer uma de suas funções: a proteção da armadura. Além disso, a estética pode ficar seriamente comprometida.

A retração é um fenômeno particularmente importante no estudo da argamassa armada, uma vez que os elementos desse material, em virtude da sua pequena espessura, possuem uma grande superfície exposta ao meio ambiente. Isto provoca uma maior susceptibilidade do material aos efeitos da retração, dentre os quais inclui-se a fissuração da argamassa, podendo provocar uma diminuição da proteção da armadura contra a corrosão. Percebe-se, portanto, a grande importância do combate à retração da argamassa, através de uma cura cuidadosa e da utilização de valores mais baixos para o teor de cimento e para a relação água/cimento.

Concretos e argamassas submetidos a carregamento constante sofrem, com o passar do tempo, um acréscimo de deformações decorrente da fluência. Este fenômeno está intrinsecamente relacionado à retração. Sob condições normais de secagem da peça, os efeitos de ambos podem ser somados. No entanto, geralmente se admite que a deformação devida à fluência corresponda à deformação total do elemento carregado subtraída da deformação da peça submetida apenas à retração.

Dessa forma, as tendências de comportamento à retração podem ser

extrapoladas para o caso da fluência. Por exemplo, relações água/cimento elevadas e altos teores de cimento provocam um aumento tanto da retração quanto da fluência. Percebe-se então que as argamassas são mais susceptíveis aos efeitos da fluência que os concretos.

3.1.3. Permeabilidade, resistência à abrasão e durabilidade

Uma outra importante propriedade da argamassa é a permeabilidade. As argamassas devem ser suficientemente compactas a fim de evitar a penetração de agentes agressivos à armadura, tais como líquidos e gases.

A permeabilidade das argamassas, bem como sua porosidade, são influenciadas por fatores tais como:

— porosidade dos agregados e da pasta de cimento. Os primeiros, se não forem artificiais, têm um baixo coeficiente de permeabilidade inerente à sua natureza. Resta então cuidar dos poros que surgem na pasta de cimento;

— quantidade de água na mistura;

— teor e tipo de cimento empregados;

— quantidade, tipo, granulometria e impurezas dos agregados;

— presença de aditivos e adições;

— métodos de execução da argamassa (lançamento, adensamento e cura).

Ocorre uma redução na permeabilidade da pasta à medida que se processa a hidratação do cimento. NEVILLE(1982) observou que o coeficiente de permeabilidade das pastas endurecidas aumenta conforme o acréscimo da relação água/cimento (vide Fig. 3.5). Logo, a desejada impermeabilidade das argamassas pode ser obtida através da redução do fator água/cimento, do uso de teores mais elevados de cimento e de agregados com granulometria adequada, além da execução de um bom adensamento e uma cura cuidadosa.

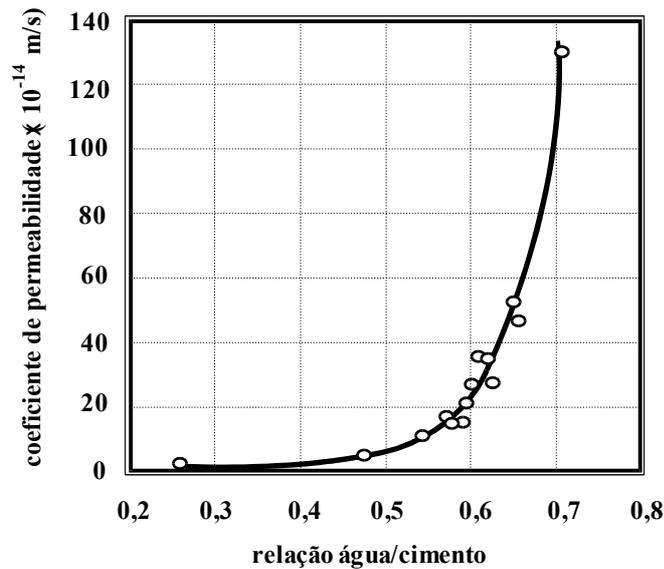


Fig. 3.5: Relação entre o teor de água na mistura e o coeficiente de permeabilidade [NEVILLE (1982)]

Teores elevados de pasta de cimento provocam uma diminuição da resistência à abrasão das argamassas quando comparadas ao concreto. Essa redução pode ser atenuada através do uso de agregados ligeiramente maiores, com resistência e aderência à argamassa satisfatórias. Tratamentos superficiais que permitem a exposição dos agregados também melhoram muito a resistência à abrasão.

A durabilidade é um importante aspecto a ser considerado ao se projetar e construir uma estrutura. Diversas causas podem influir negativamente na durabilidade das argamassas. Tais causas podem ser físicas ou químicas. Entre as primeiras estão a fissuração e o desgaste superficial da argamassa. A fissuração pode ser provocada por alterações de volume — devidas a gradientes térmicos ou à pressão de cristalização de sais nos poros —, carregamento estrutural ou exposição a temperaturas extremas — como nos casos de congelamento ou fogo. Lixiviação da pasta de cimento por soluções ácidas, reações expansivas envolvendo ataque por sulfato, reações álcali-agregado e corrosão das armaduras são causas químicas que provocam efeitos deletérios à argamassa.

Na realidade, causas físicas e químicas não ocorrem dissociadamente, podendo, inclusive, influenciar uma à outra. Por exemplo, o surgimento de fissuras abre caminho para que os agentes químicos deletérios penetrem na argamassa.

Geralmente, as reações químicas de deterioração envolvem a interação de agentes agressivos presentes no meio ambiente e os materiais constituintes da argamassa. As reações álcali-agregado e a corrosão eletroquímica da armadura constituem exceções a essa afirmação.

A alta alcalinidade da argamassa (pH cerca de 12,6) dificulta o desenvolvimento das reações químicas correspondentes à corrosão, num processo denominado passivação da armadura. Entretanto, o hidróxido de cálcio da argamassa pode reagir com o gás carbônico presente na atmosfera, provocando a redução da alcalinidade da argamassa.

Por ter origem no contato com o ambiente, essa reação de carbonatação se desenvolve da superfície exterior para o interior da peça. Caso a espessura da camada carbonatada supere o cobrimento da armadura, esta última perderá sua proteção contra a corrosão. No entanto, é preciso lembrar que a carbonatação não é linearmente contínua, pois o carbonato de cálcio (CaCO_3) formado na reação obstrui os poros da argamassa dificultando a penetração do oxigênio e, conseqüentemente, o avanço da carbonatação. Por isso, ao atingir espessuras relativamente pequenas, a camada carbonatada passa a se constituir uma barreira aos agentes agressivos do ambiente, tornando-se uma proteção à armadura e à estrutura.

A permeabilidade da argamassa tem grande influência no desenvolvimento da carbonatação, pois pode favorecer ou não a penetração de gases no interior do material. Por sua vez, tal característica depende da cura efetuada, da relação água/cimento e do tipo², teor e grau de hidratação do cimento utilizado.

A carbonatação superficial do concreto também é influenciada pelo meio ambiente (atmosfera rural ou urbana, ambiente protegido ou exposto) e sua umidade. A Fig. 3.6 ilustra a influência da idade, do grau de exposição e da relação água/cimento na profundidade de carbonatação.

² SILVA(1995) afirma que cimentos mais finos diminuem a profundidade de carbonatação.

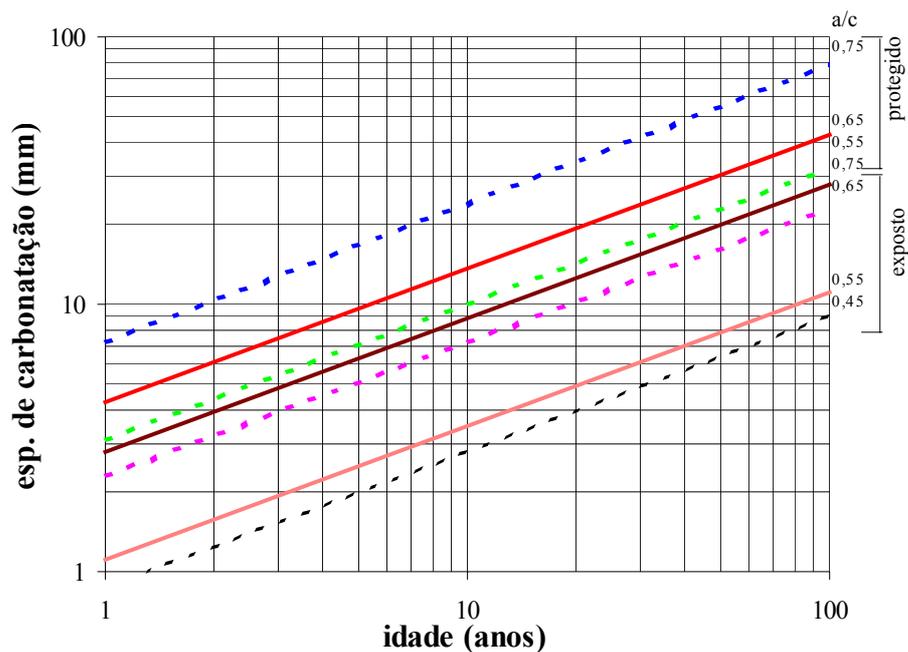


Fig. 3.6 - Influência da idade, da relação água/cimento e do meio na camada carbonatada [HANAI (1992)]

BAUER(1994) afirma: “ A carbonatação depende, em primeiro lugar, do estado da pasta endurecida. A disposição dos poros e a quantidade de água retida são determinantes principais e as duas influenciam a penetração do ar(...) As condições mais favoráveis para que ocorra a reação encontra-se quando a umidade relativa do ar está entre 50 e 70%. (...) o concreto submerso não se carbonata³”.

Quando existem fissuras, a camada de carbonatação desenvolve-se a partir da superfície exposta destas, como mostra a Fig. 3.7, sendo tal associação ainda mais perigosa à proteção das armaduras. De acordo com a figura: nas fissuras A e D a corrosão independe da carbonatação, uma vez que as armaduras estão diretamente em contato com o ar; as fissuras B e E não provocam corrosão, devido à sua pequena extensão; as fissuras C e F não chegam a atingir a armadura, mas a camada carbonatada que se forma sim, ocorrendo então corrosão devido à carbonatação.

³ Observação importante para o caso de reservatórios. No entanto, nas regiões onde está a superfície da água podem surgir zonas com diferença de potencial — pois parte da membrana está submersa, enquanto a outra não — , constituindo situação propícia ao desenvolvimento da corrosão eletroquímica.

Por este motivo, HELENE(1986) alerta para o fato de talvez ser mais importante o conhecimento da profundidade da fissura⁴ do que somente sua abertura na superfície do material. Segundo o referido autor, “o processo de carbonatação ocorre preponderantemente ao longo das paredes das fissuras e esta carbonatação, mais rápida do que as demais, vai contribuir para a aceleração do aparecimento de células de corrosão devido às diferenças de pH e aeração decorrentes da carbonatação”.

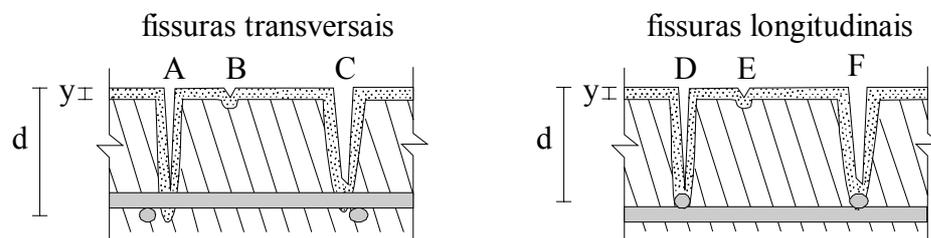


Fig. 3.7: Desenvolvimento da carbonatação ao longo de fissuras
[BAUER (1994)]

Portanto, é notável que, em virtude da pequena espessura das peças de argamassa armada, é fundamentalmente importante a obtenção de uma argamassa compacta e impermeável, a fim de se reduzir a velocidade de carbonatação e a profundidade da camada carbonatada. Além disso, há que se ter grandes cuidados com a escolha da relação água/cimento e a execução da cura.

A presença de íons cloreto na argamassa também provoca a desp passivação da armadura, através da destruição da fina camada de óxido de ferro que protege os produtos de aço usuais. O uso de aditivos, ou agregados contaminados por sais, e a infiltração de águas marinhas, ou soluções contendo sais degelantes, são causas comuns da penetração de cloretos em concretos e argamassas.

A corrosão do aço das armaduras constitui-se de um processo eletroquímico, onde a *presença simultânea de água e ar é absolutamente necessária*. As células

⁴ A determinação deste valor é complexa e há sempre um certo grau de incerteza. Os processos utilizados podem ser destrutivos (extração de testemunhos e aplicação de líquidos, tais como azul de metileno ou fenolftaleína, e posterior arrancamento da zona observada) ou não-destrutivos (aparelhos de ultra-som).

eletroquímicas de corrosão se formam quando coexistem o oxigênio, um eletrólito (água⁵ ou hidróxido de cálcio) e uma diferença de potencial. Esta última pode ocorrer devido a vários fatores, podendo-se citar entre eles:

- a) a associação de metais diferentes, tais como aço e alumínio, ou a existência de variações superficiais significativas no aço;
- b) a ocorrência de diferenças na concentração de íons dissolvidos nas proximidades do aço. Estes íons podem ser os álcalis do cimento, os cloretos ou o próprio oxigênio;
- c) diferenças de umidade e aeração;
- d) variações de tensão no concreto e no aço para regiões próximas de um mesmo elemento estrutural.

Como a presença de água é fundamental ao processo de corrosão, fica patente a necessidade de se reduzir a permeabilidade da argamassa para combatê-lo.

Outro fator a ser lembrado: as regiões formadas por cantos e arestas são mais susceptíveis de corroerem-se. Por este motivo, alguns autores recomendam a execução de cantos e arestas arredondados, sempre que possível, além de prover cobrimentos maiores quando houver exposição da estrutura a ambientes muito agressivos.

SILVA(1995) atenta ainda para o fato de a taxa de corrosão ser influenciada por fatores tais como a temperatura ao redor das áreas sujeitas à corrosão, a porosidade do concreto, as condições do meio e a espessura do revestimento.

3.1.4. Materiais constituintes da argamassa

a) Cimento

São fabricados diversos tipos de cimento, tendo em vista a melhoria de algumas qualidades da argamassa. Apesar dele não ser o único fator influente nas propriedades da argamassa, o uso de cimentos especiais pode melhorar sua adequação a determinadas finalidades. Além do cimento portland comum, podem

⁵ HELENE(1986) lembra que “a água está sempre presente no concreto e, geralmente, em quantidades suficientes para atuar como eletrólito, principalmente nas regiões da obra expostas às intempéries”.

ser empregados o cimento pozolânico, o de alta resistência inicial, o de alto-forno, o resistente a sulfatos e mesmo o cimento branco.

O cimento ARI (Alta Resistência Inicial), como o próprio nome diz, desenvolve rapidamente sua capacidade de suportar carga: com ele, em três dias atinge-se níveis de resistência que, com um cimento comum, se alcançaria somente aos sete. Por este motivo, é bastante utilizado na indústria de pré-moldados, onde se necessita de uma rápida liberação das fôrmas. Seu uso também se justifica para evitar o uso de aceleradores de pega. Esses aceleradores geralmente contém cloretos que atacam a armadura.

MEHTA & MONTEIRO (1994) definem pozolana como “um material silicoso ou sílico-aluminoso que em si mesmo possui pouca ou nenhuma propriedade cimentante mas, numa forma finamente dividida e na presença de umidade, reage quimicamente com o hidróxido de cálcio a temperatura ambiente para formar compostos com propriedades cimentantes”. A pozolana é adicionada à mistura numa proporção entre 15 a 40 % da massa total de cimento, constituindo o chamado cimento pozolânico, que possui as seguintes características:

- baixo calor de hidratação, devido à sua reação de formação ser mais lenta;
- a reação consome hidróxido de cálcio, ao invés de produzi-lo, o que favorece a durabilidade da argamassa exposta a meios ácidos;
- os produtos da reação atuam como preenchimento dos poros da argamassa, melhorando sua resistência e impermeabilidade;
- como o teor de hidróxido de cálcio é menor, a alcalinidade da argamassa se reduz, fato que pode reduzir as condições de passivação da armadura.

O cimento de alto-forno constitui-se pela mistura homogênea entre cimento portland e escória de alto forno de granulação fina, numa proporção entre 25 e 70% da massa de cimento pozolânico, mas favorece o desenvolvimento da carbonatação, o que torna seu uso desaconselhável para a argamassa armada.

A Fig. 3.8 mostra um gráfico comparando o desenvolvimento de resistência dos cimentos anteriormente citados e o cimento comum.

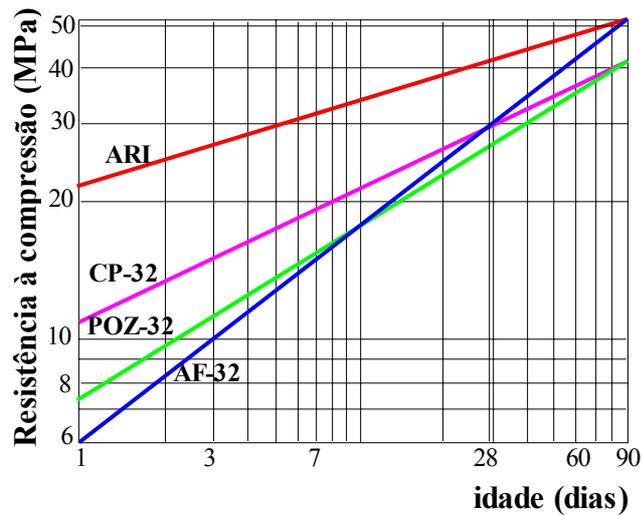


Fig. 3.8: Gráfico resistência × tempo para diversos tipos de cimento [HANAI (1992)]

No cimento resistente a sulfatos, o principal componente cimentante é o aluminato monocálcico, ao contrário do cimento portland comum, onde os sulfatos bicálcico e tricálcico desempenham esse papel. Esse tipo de cimento apresenta excelente resistência aos ambientes ácidos, água do mar e águas sulfatadas. Contudo, as suas aplicações estruturais têm sofrido limitações em virtude da ocorrência de colapsos estruturais associados à perda gradual de resistência dos concretos executados com este tipo de cimento.

O cimento branco é obtido pela pulverização de clínquer de cimento com baixo teor de ferro, conferindo-lhe a coloração característica. Ele pode ser utilizado em aplicações especiais, onde se queira melhorar o aspecto estético ou até mesmo as condições de conforto térmico (o branco reflete melhor os raios solares, reduzindo a quantidade de calor que passa ao interior da edificação).

b) Agregados

Porosidade, composição granulométrica, absorção de água, forma, textura superficial, resistência à compressão, módulo de elasticidade e presença de substâncias deletérias são importantes características dos agregados para a tecnologia do concreto e da argamassa, pois têm influência tanto na dosagem quanto nas propriedades nos estados fresco e endurecido. Segundo MEHTA & MONTEIRO

(1994), “estas características derivam da composição mineralógica da rocha matriz (que é afetada pelos processos geológicos de formação da rocha), das condições de exposição às quais a rocha foi submetida antes de gerar o agregado, e dos tipos de operação e equipamento usados para a produção do agregado”.

Os agregados usualmente empregados na fabricação de argamassa armada são as areias naturais, mas também podem ser utilizadas areias artificiais. As primeiras são extraídas de leitos fluviais ou de outras jazidas naturais. As areias artificiais derivam de processos especiais de fabricação, tais como britamento de rochas e pelotização de argilas expandidas.

Conforme o próprio nome indica, a argamassa armada é constituída por agregados miúdos, ou seja, aqueles cujo diâmetro máximo não ultrapassa 4,8 mm. No entanto, algumas pesquisas têm mostrado bons resultados no uso de agregados classificados como graúdos, mas com tamanho geralmente inferior a 9,5 mm. Este material tem sido denominado de microconcreto e apresenta vantagens como a redução do consumo de cimento, em virtude da menor área superficial de agregado por volume de concreto.

Trabalhabilidade e custo são algumas razões para a especificação de limites granulométricos. Por exemplo, areias muito grossas produzem misturas com menor trabalhabilidade, enquanto areias muito finas provocam um aumento no consumo de água e de cimento, tornando-se anti-econômicas.

A forma dos grãos do agregado influencia diretamente a plasticidade da mistura e a aderência entre pasta e agregado. Grãos arredondados melhoram a plasticidade e, portanto, reduzem a relação água/cimento. Grãos irregulares e ásperos aderem melhor à pasta de cimento, aumentando a resistência ao desgaste e à tração. Partículas lamelares não são adequadas para uso em argamassas e concretos.

De acordo com os limites estabelecidos pela NBR-7211 para a granulometria dos agregados, pode-se classificar as areias pelo valor do seu módulo de finura. Assim, pode-se dividi-las em:

- muito finas: $1,35 < MF < 2,28$
- finas: $1,71 < MF < 2,85$
- médias: $2,11 < MF < 3,45$

— grossas: $2,71 < MF < 4,09$

Antes de serem utilizadas, as areias devem ser ensaiadas para verificar se elas preenchem os requisitos exigidos pelas normas técnicas. Dentre esses requisitos estão a resistência mecânica e a presença de substâncias deletérias, tais como torrões de argila, material carbonoso ou pulverulento e impurezas orgânicas. As normas que especificam estes critérios são: NBR-7217, NBR-7218, NBR-7219 e NBR-7220.

c) Aditivos e adições

Aditivo é um material a ser misturado com a água, os agregados e os aglomerantes hidráulicos objetivando a melhoria de algumas propriedades do concreto ou da argamassa, tais como: aumentar a plasticidade da mistura sem alterar o teor de água, reduzir a exsudação e a segregação, retardar ou acelerar o tempo de pega, acelerar o desenvolvimento de resistência nas primeiras idades, diminuir o calor de hidratação, aumentar a durabilidade da argamassa ou concreto sujeito a condições específicas, aumentar a compactidade e diminuir a higroscopicidade.

Entretanto, se os aditivos visam a melhoria das características de concretos e argamassas, não se pode considerá-los capazes de corrigir falhas na dosagem e execução de tais materiais. BAUER *apud* HANAI(1992) ressalta algumas informações que devem ser lembradas quando do emprego de aditivos:

- “o aditivo não é onipotente;
- a produção do aditivo deve ser bem controlada e seu emprego não pode ser indiscriminado;
- os efeitos não são proporcionais às doses;
- os efeitos dos aditivos são influenciados pelos materiais constituintes da argamassa;
- os aditivos podem ser contra-indicados em alguns casos;
- os aditivos podem ter efeitos secundários;
- como no caso dos medicamentos, é bem mais fácil aumentar e realçar as qualidades de um organismo do que corrigir defeitos de uma natureza doentia.”

Em geral, os aditivos são classificados de acordo com sua finalidade, mas

muitos desempenham mais de uma função.

O objetivo do emprego de *aditivos plastificantes* ou *redutores de água* pode ser o aumento da fluidez, da resistência ou a redução do consumo de cimento. Isto favorece o desenvolvimento de argamassas com melhor trabalhabilidade, mais resistentes, impermeáveis e duráveis.

Existem ainda os chamados *aditivos superplastificantes*, que conferem à argamassa uma grande fluidez, tornando-a praticamente auto-adensável. Permitem ainda uma significativa redução do consumo de água (cerca de 25 a 35%), proporcionando um rápido desenvolvimento de resistência logo nas primeiras idades. A Fig. 3.9 ilustra tais afirmações.

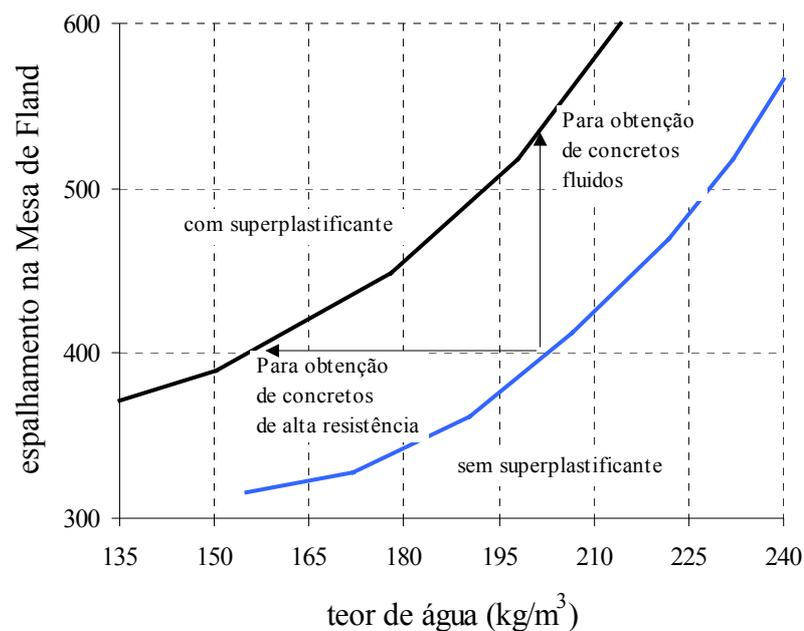


Fig. 3.9: Relação entre o espalhamento na mesa de fluidez alemã e o teor de água em misturas com e sem superplastificante [HANAI (1992)]

Os *aditivos aceleradores de pega* são mais utilizados em regiões com clima frio, onde se queira adiantar as operações de acabamento ou liberação das fôrmas, acelerar o desenvolvimento de resistência e reduzir o tempo de cura. Em geral, esses aditivos são constituídos por cloretos, que são nocivos para a armadura. Além disso, eles podem influenciar de modo negativo algumas propriedades dos concretos e argamassas. Por este motivo, o uso desse e de outros tipos de aditivos deve ser feito

com critério, para que não ocorram efeitos secundários indesejáveis.

O emprego *de aditivos retardadores de pega* é mais indicado para regiões quentes, onde exista a necessidade de manter a trabalhabilidade do concreto ou argamassa por um tempo maior (pois altas temperaturas favorecem o endurecimento do material). Isto é particularmente importante para evitar a execução de juntas frias e eliminar descontinuidades em grandes unidades estruturais.

Os aditivos incorporadores de ar provocam o surgimento de pequenas bolhas na argamassa, que atuam melhorando sua trabalhabilidade, principalmente quando se tem baixa relação água/cimento, agregados de textura rugosa ou agregados leves. Porém, a aplicação mais importante deste tipo de aditivo é em misturas sujeitas a ciclos de congelamento e degelo, pois as bolhas de ar atuam como agregados deformáveis que absorvem as sucessivas deformações de expansão e contração decorrentes do intemperismo. Uma outra vantagem da incorporação de ar é o aumento da impermeabilidade da argamassa. Esse aumento decorre do fato de os vazios interceptarem os capilares, impedindo o livre percurso da água.

A presença de agentes hidrofugantes e de substâncias que favorecem a cristalização das moléculas da argamassa, diminuindo os vazios, é característica dos *aditivos impermeabilizantes*.

As adições para concretos e argamassas que parecem ter futuro promissor são a sílica ativa e as fibras.

A sílica ativa é um subproduto das indústrias de silício metálico e ligas ferro-silício, constituído por partículas microscópicas, que pode ser considerado como uma superpozolana. A área específica da sílica ativa é muito elevada, podendo atingir até 20 m²/g – no cimento normal essa área é da ordem de 0,3 m²/g. Este fato tende a aumentar o consumo de água caso não se utilizem aditivos plastificantes.

Outra propriedade da sílica ativa é a capacidade de consumir quase completamente o hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento. Isto resulta numa melhoria da resistência do concreto ou argamassa ao ataque de ácidos e sulfatos. Ela pode ainda proporcionar a obtenção de resistências mecânicas elevadas (caso se utilizem aditivos redutores de água). Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), “o ganho de resistência nas primeiras idades é devido em parte a uma ligeira aceleração na hidratação do cimento portland; o ganho de resistência nas idades finais, que pode

ser substancial, é devido principalmente à reação pozolânica, que ocasiona um refinamento dos poros e substituição do constituinte mais fraco (hidróxido de cálcio) por um mais forte (silicato de cálcio hidratado)”.

As fibras utilizadas como adição em concretos e argamassas podem ser metálicas (aço), sintéticas (polietileno, polipropileno, nylon, acrílico, carbono), de vidro e naturais (bambu, coco, sisal). Estas últimas não são muito utilizadas pois, por terem origem orgânica e serem atacadas pelos álcalis do cimento, conferem uma baixa durabilidade ao compósito. As fibras de aço são as mais disseminadas, tanto para aplicações estruturais quanto para as não-estruturais; os outros tipos de fibras geralmente são utilizadas em elementos cuja finalidade não é estrutural.

Quando utilizadas em aplicações estruturais, as fibras de aço devem ser usadas apenas como material suplementar para inibir a fissuração, melhorar a resistência a impactos e carregamentos dinâmicos, além de se opor à desintegração do material. Os esforços de flexão e tração devem ser suportados pela armadura principal.

Comparado ao concreto comum, o concreto reforçado com fibras apresenta um melhor comportamento pós-fissuração. Isto implica em dizer que a adição de fibras não altera muito a resistência à tração do material, mas aumenta consideravelmente as deformações de ruptura à tração. Conseqüentemente, o concreto com fibras tem maior tenacidade e maior resistência ao impacto. A magnitude do acréscimo de tenacidade depende da proporção de fibras na mistura e da sua resistência ao arrancamento que, por sua vez, é influenciada pela relação comprimento/diâmetro (relação de aspecto) da fibra, pela sua forma e textura superficial. Outra vantagem da utilização de fibras reside no fato delas constituírem um eficiente meio de se combater a fissuração por retração da argamassa. O ACI 548.1R-88 afirma, inclusive, que a adição de fibras retarda o crescimento da abertura de fissuras e permite o uso de telas com maior espaçamento entre os fios.

Contudo, a introdução de fibras provoca uma perda de trabalhabilidade proporcional à sua concentração volumétrica no concreto ou argamassa. O aumento de tenacidade implica no uso de fibras com maiores relações de aspecto e em maiores quantidades. Portanto, precisa-se saber dosar o teor de fibras para se obter a tenacidade desejada com uma redução de trabalhabilidade aceitável.

O ACI 544.3r-84 não recomendava o uso de agregados maiores que 19 mm em concretos reforçados com fibras de aço. Em versão posterior (ACI 544.3r-93), destaca-se o sucesso de algumas aplicações recentes com agregados de até 38 mm. Dessa forma, nota-se que o uso de fibras é particularmente interessante em argamassas, onde os agregados utilizados têm pequenas dimensões.

MEHTA & MONTEIRO (1994) ressaltam ainda a vantagem da adição de fibras em vigas armadas convencionais. Neste caso, observou-se o aumento da resistência à fadiga e a diminuição da largura das fissuras sob carregamento cíclico.

Igualmente às fibras de aço, a adição de fibras de polipropileno à matriz teria função complementar de controle da fissuração — elas também auxiliam no aumento da resistência a impactos —, possibilitando o uso de telas de maior abertura. HANAI & PANIAGO(1995) observaram que a principal vantagem da inclusão de fibras longas de polipropileno (cerca de 4 cm), tipo multifilamento, em taxas volumétricas relativamente baixas (menores que 1%) parece residir no aspecto relativo ao controle de fissuração: a sua adição na argamassa possibilita potencialmente uma distribuição de fissuras mais uniforme, um menor espaçamento entre fissuras e a redução da abertura de fissuras em virtude das pontes de ligação formadas pelas fibras na matriz de cimento. No entanto, a sua utilização pode provocar uma redução das propriedades mecânicas do material, tais como resistência à tração, à compressão e módulo de elasticidade. Quanto ao aspecto de rigidez ao deslocamento da peça sob flexão e tração, a adição de fibras de polipropileno não provocou grandes melhorias se comparada à peça sem fibras. Além disso, a trabalhabilidade da mistura é sensivelmente prejudicada com o aumento da taxa de fibras.

BALAGURU(1994) estudou o efeito da inclusão de fibras na fissuração do concreto ainda fresco e nas primeiras idades. Ele utilizou fibras de aço e sintéticas (celulose, nylon, polietileno, polipropileno e poliéster) com comprimentos variando entre 1 e 60 mm. Dentre suas conclusões, pode-se extrair: a contribuição das fibras nos estado plástico e endurecido pode ser bastante diferente; aditivos aceleradores favorecem o surgimento de fissuras; as fibras sintéticas contribuem para a redução da fissuração no estado plástico, mesmo em baixos teores em volume (cerca de 0.1 %); as microfibras são mais eficazes em argamassas ricas em cimento, enquanto as

fibras longas trabalham melhor em argamassas pobres e concretos contendo agregados graúdos.

A influência da adição de fibras sintéticas nos efeitos da retração foi estudada por PADRON & ZOLLO(1990). Os tipos de fibras por eles utilizadas foram: de polipropileno, com 19 mm, e acrílicas, com 10 mm. Eles observaram que a adição de tais fibras reduz os efeitos provenientes da retração, bem como a área fissurada total. Para as fibras acrílicas, este resultado varia diretamente com o teor em volume de fibras adicionadas à matriz.

3.2. Armadura

Dois tipos de armadura podem constituir a argamassa armada: uma difusa, formada pelas telas de aço de pequena abertura, e outra discreta, formada por fios e barras de aço de pequeno diâmetro.

A função da armadura difusa é resistir aos esforços de tração, limitar a abertura de fissuras e proporcionar uma configuração de fissuras pouco espaçadas. A armadura discreta visa suprir, de forma localizada, a necessidade de seção transversal de aço para que sejam preenchidos os requisitos de segurança à ruptura e deformações excessivas. Uma outra função deste tipo de armadura seria enrijecer e facilitar a montagem das telas que constituem a armadura difusa.

As telas empregadas em argamassa armada podem ser tecidas (com malha quadrada, retangular ou hexagonal), soldadas (com malhas quadradas ou retangulares) ou formadas a partir de chapas expandidas. As Figs. 3.10 a 3.13 mostram alguns destes tipos de telas.

As telas tecidas de malha quadrada ou retangular são as mesmas fabricadas para uso em peneiras, por este motivo são conhecidas por “telas de peneira”. Possuem grande maleabilidade, propriedade vantajosa quando se necessite a moldagem de peças complexas, mas inconveniente por tornar os serviços de armação trabalhosos e quase artesanais, o que dificulta o correto posicionamento das telas, afetando a durabilidade da estrutura.

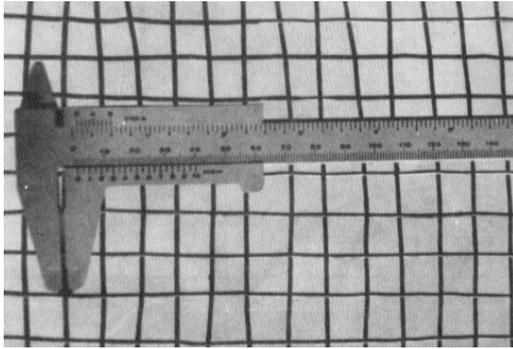


Fig. 3.10: Tela tecida com malha quadrada

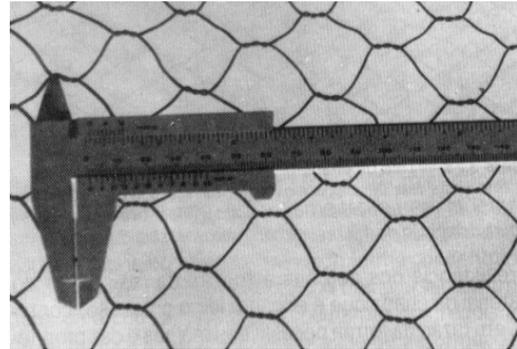


Fig. 3.11: Tela tecida com malha hexagonal

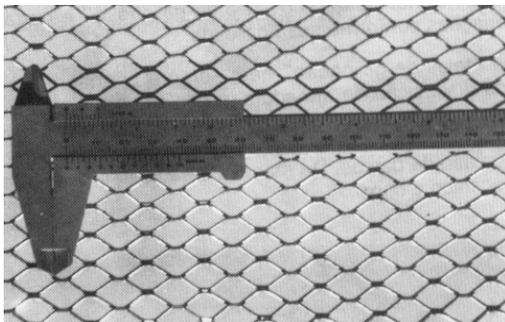


Fig. 3.12: Tela de chapa expandida

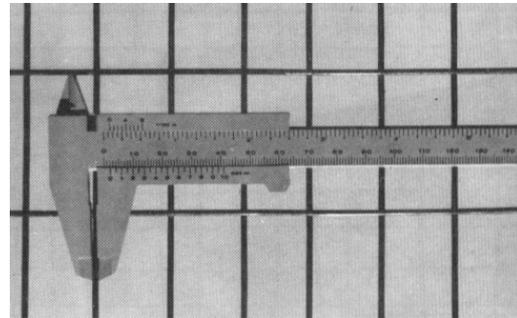


Fig. 3.13: Tela soldada com malha retangular

As telas de malha hexagonal também não são produzidas especificamente para uso em argamassa armada. São mais conhecidas como “telas de galinheiro”. Apresentam baixo rendimento mecânico e são mais indicadas para uso em obras rurais de pequeno porte, onde ainda podem ser empregadas técnicas artesanais de construção.

Por meio de cortes consecutivos, paralelos e alternados numa chapa fina de aço e posterior abertura das malhas, obtém-se as telas de chapa expandida. Apresentam como desvantagem a tendência ao rasgamento dos trechos ainda ligados, quando solicitadas na direção da expansão, e ao fechamento, quando solicitadas na direção perpendicular à expansão. Essa tendência de fechamento pode acarretar o fendilhamento da argamassa existente entre as aberturas da malha. Apesar desses efeitos conferirem um baixo rendimento mecânico a esse tipo de tela, sua produção pode ser feita em escala industrial, favorecendo a redução de custos.

As telas soldadas compõem-se de fios retilíneos e dispostos entre si de modo a formar malhas quadradas ou retangulares. A solda é efetuada nos pontos de encontro entre os fios pela fusão local do próprio material dos fios. Algumas telas desse tipo são produzidas especialmente para a argamassa armada, sendo as únicas com produção tecnicamente controlada e normalizada. A Tabela 3.1 indica as características dessas telas. A rigidez das telas soldadas facilita a montagem de superfícies planas e com curvatura simples, mas dificulta a aplicação em superfícies com dupla curvatura ou com pequenos raios de curvatura.

Tabela 3.1: Telas Soldadas para Argamassa Armada (aço CA-60)

Designação	Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro dos fios (mm)		Seção dos fios (cm ² /m)		Peso (Kg/m ²)
	long.	transv.	long.	transv.	long.	transv.	
EQ98	5,0	x 5,0	2,5	x 2,5	0,98	x 0,98	1,54
EQ120	5,0	x 5,0	2,76	x 2,76	1,20	x 1,20	1,89
EL126	2,5	x 5,0	2,0	x 2,0	1,26	x 0,63	1,48

3.3. Acessórios

Espaçadores de cobertura e conectores metálicos são elementos acessórios na fabricação de argamassa armada. Os primeiros são utilizados para evitar que as armaduras encostem nas fôrmas, garantindo o cobrimento. Esse aspecto é fundamental em argamassa armada, pois o cobrimento é reduzido (da ordem de 6 a 12 mm). Os conectores metálicos destinam-se à posterior fixação de elementos pré-moldados ou de equipamentos (no caso de barcos).

Em virtude do reduzido cobrimento dos componentes em argamassa armada, os espaçadores devem ser especiais a este tipo de elemento — existem disponíveis no mercado espaçadores plásticos específicos à função. Pode-se também improvisar, adaptando-se pastilhas de fibrocimento coladas com arame. A Fig. 3.14 ilustra tais acessórios.

No entanto, é preciso ter em mente que a inserção de espaçadores podem ocasionar problemas, tais como fissuração e infiltrações. HELENE(1986) comenta sobre o uso de espaçadores de plástico: “são de fácil manuseio, tendo, no entanto, a grande desvantagem de preço e aderência medíocre ao concreto. No que diz respeito à fissuração, pode-se dizer que é baixa a ligação da interface concreto/plástico, devido à retração hidráulica do concreto e aos diferentes coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais”. Uma alternativa para tentar se contornar tal problema seria a execução de cordões de argamassa, que serviriam de guia, podendo, inclusive, conter fios que se destinariam à fixação das telas.

Um recurso empregado visando a durabilidade da é a pintura do elemento. O acabamento superficial da argamassa pode ter finalidade apenas estética, de impermeabilização ou proteção contra umidade, abrasão e corrosão.

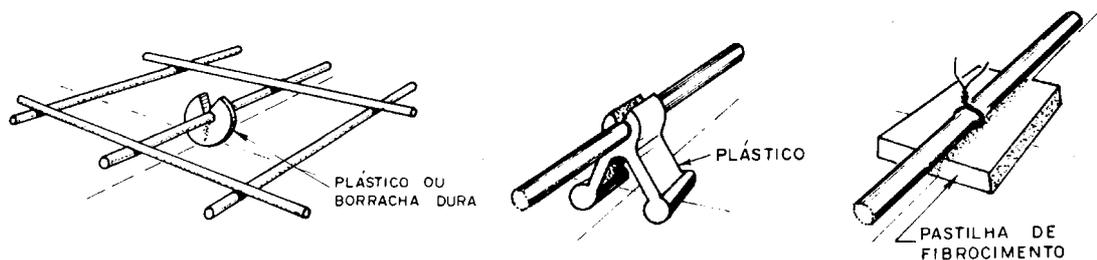


Fig. 3.14: Alguns tipos de espaçadores de cobertura empregados em argamassa armada [HANAI (1992)]

Segundo HANAI (1992), “de acordo com a função a ser cumprida, podem ser empregados simples produtos hidrofugantes, tintas e vernizes que proporcionam ligeira proteção superficial, ou então produtos resistentes ao ataque químico de agentes mais freqüentes como ácidos, álcalis, sais minerais, cloro, gasolina, querosene e óleos minerais. Para proteção mais efetiva, costuma-se utilizar revestimentos de alto desempenho, como pinturas à base de resina epóxi ou borracha clorada”.

No caso de piscinas e reservatórios, alguns autores afirmam que a pintura, feita geralmente com borracha clorada ou resina epóxi, deve ter função apenas

estética, sendo a impermeabilidade garantida pela argamassa em si. Logicamente, ignorar os benefícios gerados pela pintura pode ser considerado como a favor da segurança. No entanto, é preciso lembrar que a existência dessa película em muito colaborará para a durabilidade do material, pois auxilia na proteção da armadura⁶ e reduz a retração por carbonatação e secagem — diminuindo, portanto, as tensões superficiais e conseqüente fissuração. Além disso, SILVA(1995) afirma que tais impermeabilizantes podem vedar aberturas *pré-existentes* de até 0,1 mm — caso a estrutura venha a fissurar após o revestimento estar concluído, este provavelmente romper-se-á.

⁶ Segundo HELENE(1986), “revestimentos epóxi em espessuras de 500 µm podem proteger eficientemente armaduras mesmo quando expostas. Betumes e borracha clorada em espessuras convenientes também o farão.”

4 Comportamento da membrana

A membrana de argamassa armada constituinte dos reservatórios enterrados pode estar sujeita a vários tipos de ações: mecânicas (impacto, ação hidrostática, recalques), físicas (retração, variações de temperatura) e químicas (agentes agressivos).

Tendo em vista o escopo do trabalho, são analisados aqui somente três tipos básicos de ações: hidrostática, retração da argamassa e recalque do terreno. A fim de estudar os esforços gerados por cada uma delas, são apresentadas simulações feitas com o auxílio do *software* LUSAS¹, um programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos.

A idéia central é levantar dados que permitam um conhecimento qualitativo do comportamento do material a partir de casos específicos, pois seria impraticável simular situações genéricas. Dessa forma, são tomadas as características de dois tipos de solo² (areia compacta média e argila medianamente rija), estipulados dois tipos de reservatório e assumidas as características da argamassa e os valores de

¹ LUSAS - versão 11.3 de fevereiro de 1995.

² As características do solo foram assumidas a partir dos dados contidos na literatura.

recalque em determinados pontos.

Por facilidade de compreensão e análise, cada ação é simulada separadamente. Como os efeitos em questão são de primeira ordem, supõe-se que o resultado final constitui-se de uma somatória dos efeitos parciais provocados por cada uma das ações.

Para simular a reação do solo e sua interação com a estrutura, considera-se a *Hipótese de Winkler*. Segundo ela, o solo pode ser representado por um meio constituído por molas, onde as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos (vide Fig. 4.1). Este modelo pode ser utilizado tanto para carregamentos horizontais quanto verticais, exatamente o que ocorre no estudo em questão.

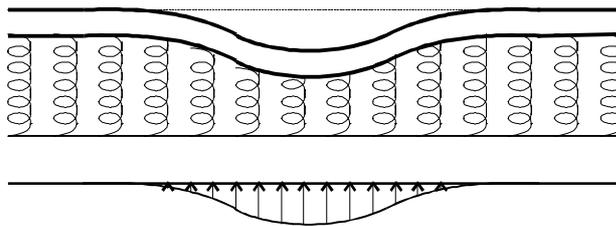


Fig. 4.1: Modelo de reação do solo - Hipótese de Winkler
[HACHIH et al(1996)]

a) Comportamento da membrana sujeita à ação hidrostática

A água atua nas paredes do reservatório exercendo pressões de acordo com uma configuração triangular. Já no fundo, essa atuação corresponde a uma carregamento uniformemente distribuído. A Fig. 4.2.a mostra o esquema destas configurações. Como o sentido das forças atuantes é de dentro para fora, há uma tendência em aumentar o ângulo formado pela junção dos planos constituídos pela membrana (vide Fig. 4.2.b). Conseqüentemente, surgem esforços de tração e de flexão na região da ligação, que podem provocar a fissuração da argamassa conforme a magnitude das tensões desenvolvidas. Por sua vez, o desenvolvimento destas tensões depende de dois fatores:

— das condições de vinculação que, para o caso em questão, corresponde ao

coeficiente de reação do solo;

— da grandeza da ação, ou seja, da altura da coluna d'água atuante (correspondente, por sua vez, à profundidade do reservatório).

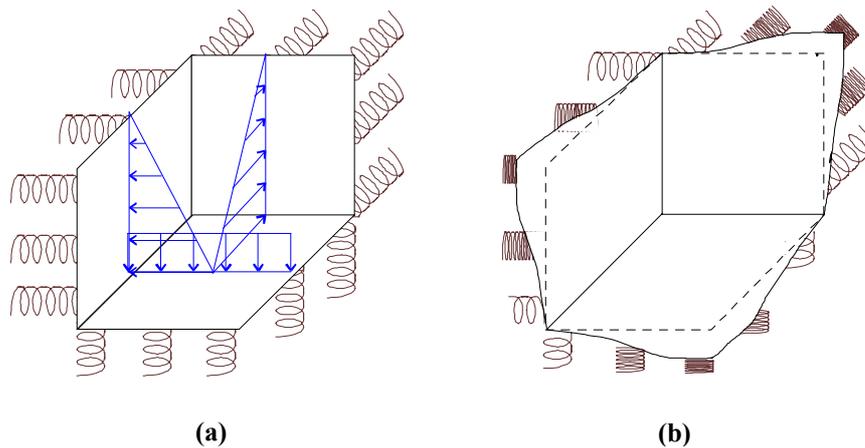


Fig. 4.2: (a) ação da água na membrana do reservatório; (b) deformação provocada pela ação do carregamento

b) Comportamento do maciço de solo quanto a recalques

Ao ser submetido a esforços de compressão, o solo se deforma. Denomina-se recalque o deslocamento do solo decorrente dessa deformação. Os recalques constituem-se de três parcelas: recalque imediato ou elástico, recalque primário ou por adensamento e recalque secundário ou secular.

Como o próprio nome diz, o *recalque imediato* ocorre logo em seguida à aplicação do carregamento. Neste caso, as deformações ocorridas originam-se de uma mudança de forma sem redução do volume do solo. A grandeza desse parâmetro é estimada através da Teoria da Elasticidade. Nos casos de apoio direto sobre solos densos e resistentes predominam os recalques imediatos.

A aplicação do carregamento provoca um aumento da pressão neutra. Em solos cuja permeabilidade é baixa (argilas), a dissipação dessas sobrepressões é lenta e ocorre com a drenagem gradual da água dos interstícios do solo, causando uma redução do volume de vazios deste e, conseqüentemente, uma diminuição do seu volume. Os recalques provocados por este fenômeno são denominados *primários* ou

por adensamento. A estimativa deste tipo de recalque é feita pela Teoria de Adensamento de Terzaghi. Tais recalques têm grande importância quando existem argilas moles profundas abaixo da cota de apoio da fundação ou aterros lançados sobre solos compressíveis.

Mesmo após a completa dissipação das pressões neutras, os solos finos continuam a se deformar em virtude do seu comportamento visco-elástico — denominado por alguns autores de fluência. Os recalques assim provocados são chamados de *secundários* ou *seculares*. Eles são predominantes no caso de solos orgânicos ou turfosos.

A previsão de recalques do solo envolve uma série de parâmetros, tais como suas características e seu comportamento ao longo do tempo. Por este motivo, tal previsão é difícil e, por mais apurados que sejam os cálculos, deve ser considerada apenas como uma estimativa.

Em virtude do peso específico da água ser menor que o do solo, poder-se-ia supor precocemente a inexistência de recalques, pois o carregamento atual seria inferior ao pré-existente. No entanto, deve-se lembrar que o peso da cobertura dos reservatórios atuando em pilares pode provocar um recalque localizado do solo de apoio. Além disso, caso o reservatório tenha sido construído sobre aterros mal compactados ou sobre solos colapsíveis, pode ocorrer um rebaixamento localizado que poderá deixar a membrana de argamassa armada sem apoio e, portanto, sujeita a deformações superiores às previstas.

c) Comportamento à retração

A retração é um fenômeno variável no tempo e não ocorre dissociadamente da fluência. Daí decorre a dificuldade de simulação numérica.

O solo não responde de forma linear, não sendo possível adotar a hipótese de Winkler. A interação solo/estrutura se dá na forma de atrito sendo, portanto, necessária a consideração da camada de filtro anteriormente desprezada — pois o embricamento entre os agregados possivelmente reduziria a deformabilidade do apoio; dessa forma, a não consideração dessa camada trabalharia a favor da segurança.

Outro fator de influência é a presença da armadura, que também provoca uma

restrição à redução de volume do material.

Devido a estes fatores, a simulação do fenômeno da retração é complexa, exigindo cautela na sua elaboração e avaliação. A fim de se estabelecer um método de análise simplificado, é preciso tentar compreender qual a tendência de comportamento da membrana quando sujeita a variações de volume.

Tomando-se o caso mais simples, ou seja, reservatórios sem taludes no fundo, a variação volumétrica produziria aproximadamente a configuração esquematizada na Fig. 4.3.a — caso a estrutura estivesse simplesmente apoiada e, portanto, livre para se contrair.

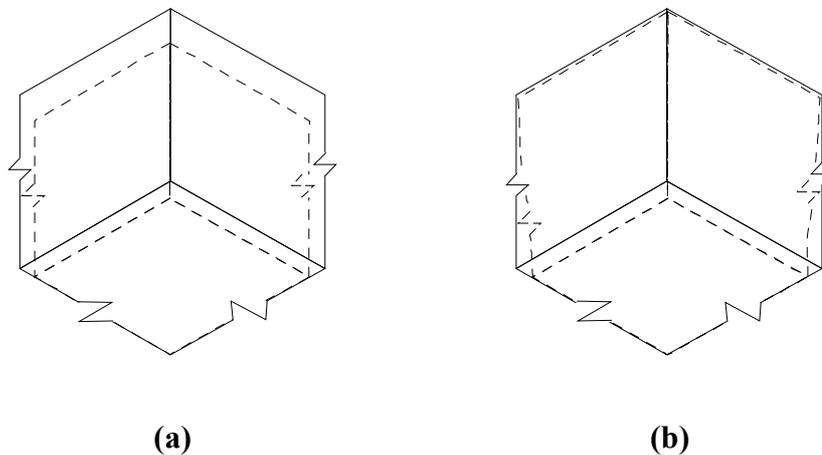


Fig. 4.3: Deformação da membrana sujeita a variação volumétrica uniforme (a) e diferencial entre parede e fundo (b)

Na laje de fundo alguns fatores se contrapõem a esse movimento:

- o atrito membrana/camada de regularização/filtro;
- a aderência entre esses materiais;
- o embricamento entre os agregados da membrana e da camada de regularização.

Já nas paredes, essa situação é um pouco diferente, por causa do atrito. Para a manifestação deste, é necessária a existência de uma força normal ao plano de deslizamento. No caso mais crítico, ou seja, com o reservatório vazio, inexistente essa força, pois ela seria provocada somente pela ação da água, uma vez que o peso próprio atua verticalmente. Portanto, para as paredes, a contribuição relativa ao atrito pode ser desprezada.

A consideração da aderência entre os materiais depende do modo construtivo: se as placas forem pré-moldadas, essa propriedade não se manifesta.

Há também um outro efeito característico ao movimento de contração: o empenamento. Em uma placa isolada ocorreria um abaulamento, com conseqüente levantamento dos cantos. Não é o caso, pois os encontros entre as placas inibem essa tendência. Para as paredes, essa restrição é maior no fundo que no topo — porque no primeiro há uma restrição em dois planos e no segundo apenas em um.

Se houver uma variação de volume diferenciada entre as paredes e o fundo, a magnitude das restrições é ainda maior. A Fig. 4.3.b indica a possível deformação da membrana para o caso de o fundo contrair-se mais que as paredes — ocorrência comum, principalmente no caso de pré-moldagem, pois as placas das paredes já iniciaram seu processo de retração quando o fundo é moldado.

4.1. Simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos

Como foi dito anteriormente, houve a necessidade de se tomar casos particulares a fim de se conhecer qualitativamente o comportamento do material. Foram estabelecidos então diferentes tipos de reservatório, de solo e de resistência da argamassa. O objetivo da escolha foi investigar a influência das dimensões e configurações do reservatório, da deformabilidade do apoio e da qualidade da argamassa no comportamento mecânico da estrutura.

A Fig. 4.4 esquematiza os modelos de reservatório adotados. A fim de otimizar o tempo de execução do programa e melhorar a visualização dos resultados, aproveitou-se a sua simetria, tomando-se um quarto do reservatório e impondo-se condições de contorno às extremidades.

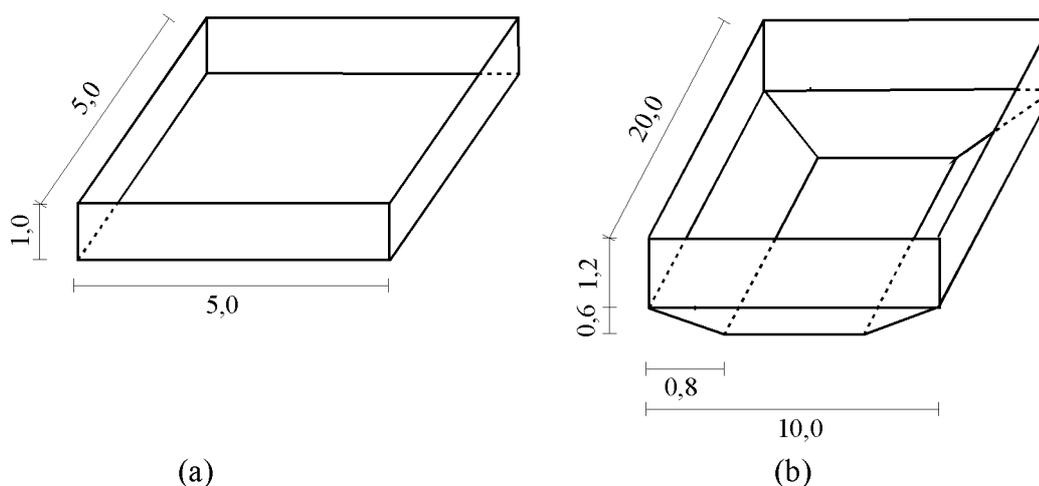


Fig. 4.4: Modelos de reservatórios adotados nas simulações numéricas

Adotou-se por solo de apoio uma areia compacta média (pouco deformável) e uma argila medianamente rija (cuja deformabilidade é elevada). Os valores dos coeficientes de reação vertical e horizontal de cada um constam na Tabela 4.1. Note-se que esse coeficiente é dado em unidade de força por unidade de volume. No entanto, a entrada de dados no programa requer um coeficiente de mola, definido em unidade de força por unidade de comprimento. Contornou-se tal situação multiplicando o coeficiente de reação do solo pela área do elemento. Dessa forma, o valor do coeficiente de mola tornou-se variável conforme a malha adotada.

Tabela 4.1: Coeficientes de reação do solo k (kN/cm^3)

Reação \ Solo	areia	argila
vertical	40×10^{-3}	$2,5 \times 10^{-3}$
horizontal	7×10^{-3}	$2,5 \times 10^{-3}$

Para a resistência da argamassa foram adotados dois valores: um relativamente baixo (20 MPa) e outro de 40 MPa.

A espessura especificada para a membrana foi de 2,5cm — tendo em vista as aplicações correntes.

4.1.1. Ação hidrostática

A atuação da água foi simulada por meio de um carregamento triangular nas paredes e uniformemente distribuído no fundo.

Levando-se em conta o tempo de execução do programa e os resultados obtidos, optou-se por dois tipos de malha: uma quadrangular, com elementos de $10 \times 10 \text{ cm}^2$, para o reservatório menor e outra de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ para o reservatório maior — nos cantos os elementos tinham área variável, em virtude da configuração da estrutura. A Fig. 4.5 indica a distribuição das malhas.

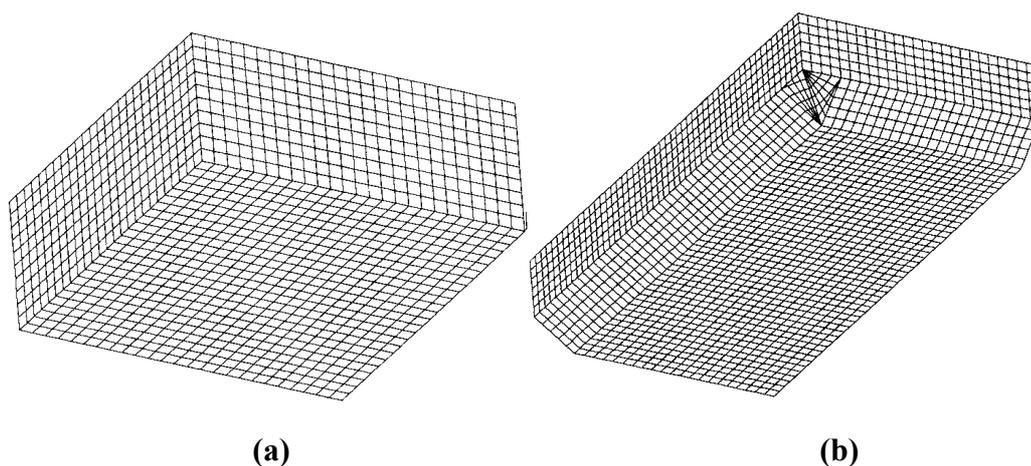


Fig. 4.5 - Divisão de malhas para os reservatórios de (a) $5 \times 5 \text{ m}^2$ e (b) $10 \times 20 \text{ m}^2$

O acabamento no topo das laterais dos reservatórios é feito através da “prainha”. Para simular a sua influência no comportamento do reservatório, impôs-se uma restrição horizontal no topo das paredes em alguns modelos executados.

a) Previsão de valores

Para a análise dos resultados é necessário serem conhecidos três valores: o deslocamento máximo previsto, a resistência à tração da argamassa e o momento de fissuração.

Os deslocamentos podem ser estimados através de uma análise feita com o Método das Diferenças Finitas. A seguinte expressão define a equação diferencial de flexão para placas sob apoio elástico:

$$\nabla^4 w + \frac{k}{D} \cdot w = \frac{q}{D} \quad (4.1)$$

onde:

w - deslocamento nodal

k - coeficiente de mola do apoio

q - carga uniformemente distribuída

D - constante de placa

A constante de placa (D) depende da sua espessura (d), do módulo de elasticidade (E^3) e do coeficiente de Poisson (ν) do material:

$$D = \frac{E \cdot d^3}{12 \cdot (1 - \nu)} \quad (4.2)$$

No caso dos espaçamentos nas duas direções da malha serem iguais, o operador do lagrangeano duplo ($\nabla^4 w$) é:

$$\nabla^4 w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \quad (4.3)$$

Outro modo bem simples para a averiguar a coerência dos resultados é

³ O valor do módulo de elasticidade pode ser obtido através da expressão indicada na NBR-11.173:

$$E = 0,8 \times 6.600 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (\text{MPa})$$

calcular o valor do deslocamento num único ponto, que corresponderia ao valor máximo, através da expressão:

$$w_{\max} = \frac{q}{k} \quad (4.4)$$

A resistência característica à tração da argamassa é determinada segundo a NBR-11.173:

$$f_{tk} = 0,06f_{ck} + 0,7 \text{ (MPa)} \quad (4.5)$$

onde

f_{ck} : resistência característica à compressão da argamassa

O momento de fissuração, calculado segundo indicação da referida norma para o caso de seção transversal retangular, é definido pela seguinte expressão⁴:

$$M_r = 0,25bh^2 f_{tk} \quad (4.6)$$

onde

b, h: largura e espessura da placa.

Como está se lidando com uma estrutura em casca, os esforços são dados por unidade de comprimento. Dessa forma, o momento de fissuração a ser comparado com os resultados é:

$$M'_r = \frac{M_r}{b} \quad (4.7)$$

A Tabela 4.2 resume os valores previstos.

Tabela 4.2: Previsão de valores para as simulações numéricas

⁴ Esta expressão considera a retração de modo simplificado, tomando-se $f_{ct} = 0,75f_{tk}$. Ela também despreza a presença da armadura.

	Apoio em areia	Apoio em argila
$w_{\text{máx}}$ (cm)	$2,5 \times 10^{-3}$	0,4
	$f_{\text{ck}} = 20$ Mpa	$f_{\text{ck}} = 40$ Mpa
f_{tk} (kN/cm ²)	0,19	0,31
M_{T}' (kN·cm/cm)	0,297	0,484

b) Análise dos resultados

As Figs. 1 a 24 do Apêndice 1 indicam os resultados obtidos nas simulações numéricas referentes à ação da água nos reservatórios.

Como se pode notar, para o caso de deslocamentos, os resultados obtidos com o programa confirmam a previsão de valores. Mostram ainda a coerência da hipótese de apoio elástico adotada, pois os deslocamentos se alteram na mesma proporção da mudança do coeficiente de mola. Sob o ponto de vista dessa grandeza, a consideração da restrição provocada pela “prainha” é desprezível⁵. Para o reservatório de 10 x 20 m², a associação do apoio em areia — cuja deformabilidade horizontal é bem maior que a vertical — e a ação da água provoca um levantamento da parede do talude. No caso de argila isso não ocorre, pois as deformabilidades em ambas as direções são equivalentes.

A estanqueidade é um fator de crucial importância em um reservatório. Sendo assim, a verificação da ocorrência de fissuração é fundamental. Há então que se determinar qual o critério mais adequado para verificar se ocorre ou não a ruptura por tração da argamassa.

Um critério simples corresponderia a comparar os momentos fletores máximos ao momento de fissuração; caso os primeiros ultrapassassem o valor deste último, a região analisada estaria sujeita à fissuração. Poder-se-ia levantar dois aspectos contrários à aplicação de tal método: este se baseia em uma análise unidirecional, enquanto estaria sendo analisado um estado plano de tensões; em segundo lugar, não se estaria considerando a superposição dos esforços de

⁵ Essa mesma conclusão foi tirada com relação aos esforços. Em virtude disso abandonou-se a hipótese de restrição superior.

membrana.

No entanto, os seguintes argumentos podem ser apresentados a favor dessa simplificação:

— o momento fletor de fissuração é calculado com as hipóteses do Estádio Ib, ou seja, a argamassa considerada plastificada na tração. Portanto, não é mais válida a Lei de Hooke e os efeitos de esforços atuantes em uma direção parecem pouco influenciar as tensões de tração na outra, que se encontra em estado plástico;

— intuitivamente esperava-se que a maior concentração de esforços ocorresse nas regiões de ligação. Como mostram os resultados do programa, tal hipótese é verdadeira. Nestas áreas predominam os esforços de flexão (vide Figs. 6 a 24 do Apêndice 1), parecendo então razoável adotar uma análise mais voltada a este tipo de esforço;

— além disso, é necessário lembrar que o cálculo do momento fletor de fissuração é feito de modo aproximado, não sendo coerente adotar refinamentos de cálculo que se mostrem pouco significativos.

A Tabela 4.3 indica as tensões provocadas por cada esforço (normal e momento fletor) em alguns elementos (vide Fig. 4.6). Fica patente que, nas regiões críticas, as tensões provenientes da flexão superam em muito àquelas provocadas por esforços normais.

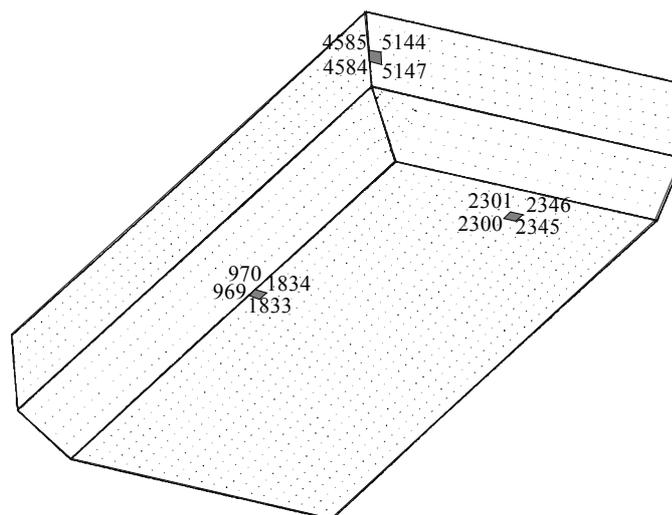
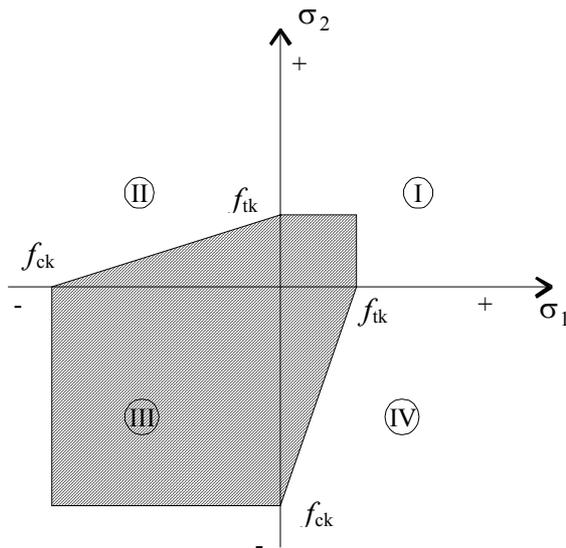


Fig. 4.6: Elementos e nós situados em regiões críticas (referentes à Tabela 4.3)

Um segundo método, que poderia ser adotado ao invés da comparação dos momentos fletores máximos com o momento de fissuração, seria a análise das

tensões máximas desenvolvidas na estrutura. Assim, estar-se-ia combatendo as desvantagens anteriormente citadas. O Critério de Mohr simplificado, indicado para materiais frágeis, parece ser adequado ao caso. Segundo este critério, a peça rompe-se quando a combinação de tensões principais se encontra fora da área hachurada da Fig. 4.7.



$$\text{I: } \sigma_1, \sigma_2 < f_{tk}$$

$$\text{II: } \sigma_1 < \frac{f_{ck}}{f_{tk}} \cdot \sigma_2 - f_{ck}$$

$$\sigma_2 < \frac{f_{tk}}{f_{ck}} \cdot \sigma_1 + f_{tk}$$

$$\text{III: } \sigma_1, \sigma_2 < f_{ck}$$

$$\text{IV: } \sigma_1 < \frac{f_{tk}}{f_{ck}} \cdot \sigma_2 + f_{tk}$$

$$\sigma_2 < \frac{f_{ck}}{f_{tk}} \cdot \sigma_1 - f_{ck}$$

Fig. 4.7: Critério de Mohr simplificado

Tabela 4.3: Tensões em pontos selecionados (caso de solicitação hidrostática, reservatório de $10 \times 20 \text{ m}^2$ apoiado em argila e com $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$)

Nó	Nx (kN/cm)	Ny (kN/cm)	Mx (kN·cm/cm)	My (kN·cm/cm)	σ_{Nx} (kN/cm ²)	σ_{Mx} (kN/cm ²)	σ_x (kN/cm ²)	σ_{Ny} (kN/cm ²)	σ_{My} (kN/cm ²)	σ_y (kN/cm ²)
969	0,175	0,081	-1,278	-0,255	0,07	-1,23	-1,16 1,30	0,03	-0,24	-0,21 0,28
970	0,175	0,081	-1,280	-0,256	0,07	-1,23	-1,16 1,30	0,03	-0,25	-0,21 0,28
1833	0,175	0,082	-0,254	-0,050	0,07	-0,24	-0,17 0,31	0,03	-0,05	-0,02 0,08
1834	0,175	0,082	-0,254	-0,507	0,07	-0,24	-0,17 0,31	0,03	-0,49	-0,45 0,52
2300	0,162	0,169	0,070	0,403	0,06	0,07	0,13 0,00	0,07	0,39	0,45 -0,32
2301	0,168	0,169	0,077	0,425	0,07	0,07	0,14 -0,01	0,07	0,41	0,48 -0,34
2345	0,162	0,169	0,072	0,402	0,06	0,07	0,13 0,00	0,07	0,39	0,45 -0,32
2346	0,168	0,169	0,079	0,425	0,07	0,08	0,14 -0,01	0,07	0,41	0,48 -0,34
4584	-0,087	0,052	-0,131	-0,634	-0,03	-0,13	-0,16 0,09	0,02	-0,61	-0,59 0,63
4585	-0,087	0,032	-0,117	-0,601	-0,03	-0,11	-0,15 0,08	0,01	-0,58	-0,56 0,59
5144	-0,023	0,032	0,006	-0,104	-0,01	0,01	0,00 -0,02	0,01	-0,10	-0,09 0,11
5147	-0,023	0,052	0,018	-0,530	-0,01	0,02	0,01 -0,03	0,02	-0,51	-0,49 0,53

No entanto, BEER & JOHNSTON JR(1995) alertam: “Cuidados especiais devem ser tomados quando se detecta *fissuras macroscópicas* em componentes estruturais. É certo que o corpo de prova usado no ensaio de determinação da tensão última deve ter algum tipo de imperfeição (como cavidades, fendas e fissuras macroscópicas), do mesmo modo que o componente estrutural em estudo, mas, certamente está isento de falhas macroscópicas. Quando uma fissura ou trinca é detectada em um elemento estrutural, é necessário determinar se a fissura vai se propagar sob o esforço atuante, levando o elemento à ruptura, ou se vai se manter estável. Isso exige uma análise envolvendo a energia associada ao crescimento da fissura. Esse estudo (...) deve ser analisado por métodos de mecânica das fraturas”. No elemento estrutural há grande possibilidade de ocorrerem fissuras nas zonas mais solicitadas — justamente as regiões de maior preocupação. Dessa forma, este critério também deve ser aplicado com cautela.

As Tabs. 4.4 e 4.5 mostram as prováveis regiões de fissuração segundo os dois métodos de análise. Pode-se notar a coerência entre os critérios, pois as zonas fissuradas são semelhantes — exceção feita ao reservatório maior apoiado sobre argila; talvez isso deva ao fato de, neste caso, a estrutura ser relativamente mais deformável, acomodando-se aos deslocamentos como uma verdadeira membrana e provocando uma maior distribuição das tensões axiais.

Na análise de tensões mostradas na Tabela 4.5 não se considerou os efeitos da plastificação da seção tracionada. Caso se considere esse efeito, de um modo geral a semelhança entre os critérios aumenta. Essa consideração baseia-se no seguinte desenvolvimento: quando a fibra mais tracionada da seção atinge a resistência à tração do material, o comportamento deixa de ser linear e tem-se o denominado Estádio Ib (vide Fig. 4.8); sendo a solicitação uma flexão, a região comprimida atua como um impedimento à ruptura da seção por tração; caso se tomasse um diagrama de tensões equivalente ao Estádio Ia, a resistência à tração do material seria majorada (AMARAL(1969) indica o valor 2 como coeficiente de majoração para o caso de seção retangular). Reduzindo-se esse coeficiente em 0,75, para efeito de consideração simplificada da retração, obtém-se o valor de resistência à tração na flexão do material correspondente a $f_{tm} = 1,5 \cdot f_{tk}$, que é justamente o prescrito pelo Anexo A da NBR-7197.

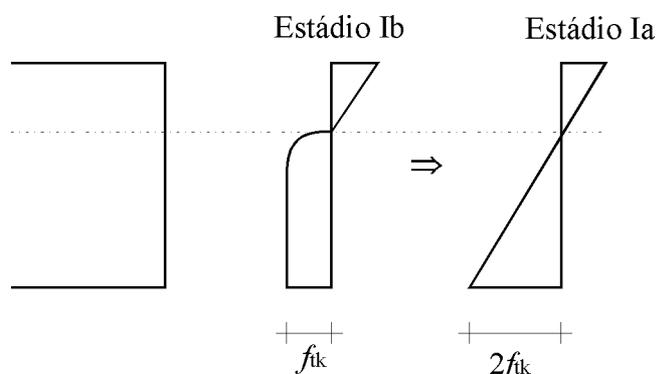


Fig. 4.8 : Equivalência do Estádio Ia para a fibra tracionada plastificada (seção retangular submetida à flexão)

Outras observações que podem ser extraídas dos resultados são:

a) Aumentando-se a deformabilidade do solo, aumentam os esforços. Para ambos os reservatórios, os esforços praticamente duplicaram ao se utilizar as características da argila como material de apoio (o que é evidente, pois uma maior deformabilidade implica em maiores deslocamentos, ocasionando a elevação dos esforços);

b) De modo geral, os resultados levantados mostraram-se satisfatórios, vindo de encontro à expectativa de comportamento em relação ao material. Confirmou-se a pressuposta concentração de tensões nas regiões das arestas. Isto indica que, para o caso de ações hidrostáticas, essas regiões necessitam de maior quantidade de armadura. O dimensionamento dessa armadura depende da magnitude dos esforços desenvolvidos. Estes, por sua vez, estão intimamente relacionados às dimensões do reservatório e às condições de apoio;

Tabela 4.4: Zonas de fissuração na membrana sujeita à ação hidrostática (análise por diagrama de momentos fletores)

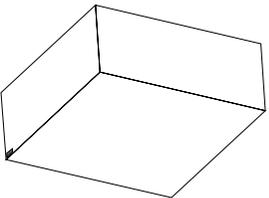
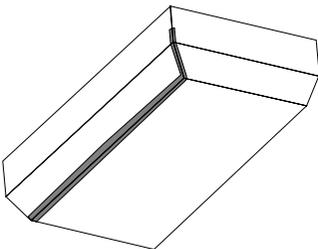
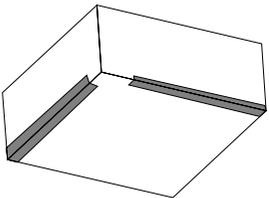
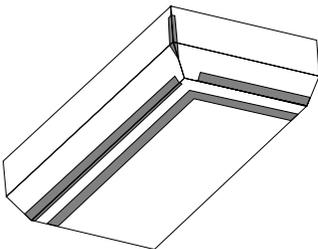
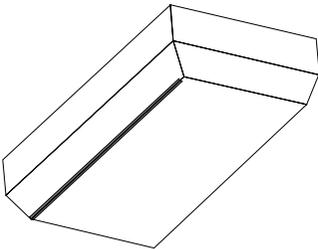
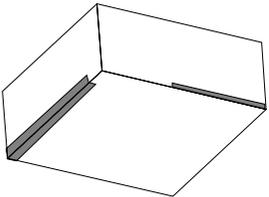
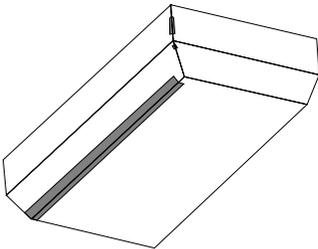
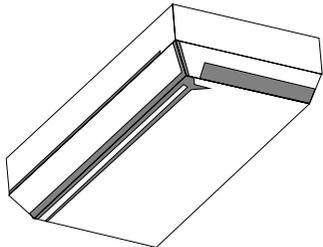
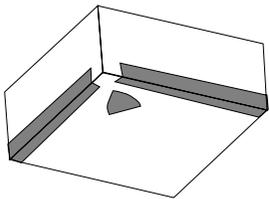
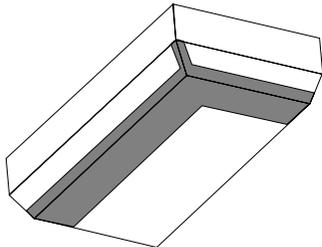
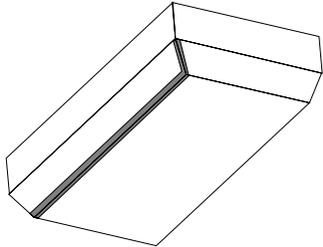
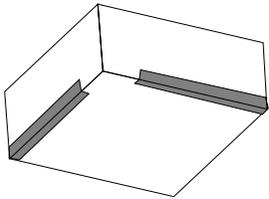
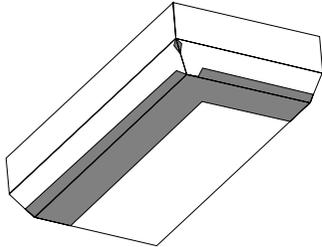
	Apoio em areia		Apoio em argila	
$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$				
$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	(não fissura)			

Tabela 4.5: Zonas de fissuração na membrana sujeita à ação hidrostática (análise pelo Critério de Mohr simplificado)

	Apoio em areia		Apoio em argila	
$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$	(não fissura)			
$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	(não fissura)			

c) Como a alteração da qualidade da argamassa não influía na ação em si, o comportamento esperado era que as tensões permanecessem praticamente inalteradas, enquanto o valor da resistência se elevava. Isto resultaria num melhor desempenho da membrana. De fato, como mostram as Figs. 1 a 24 do Apêndice 1, é pequeno o efeito do aumento do módulo de elasticidade nos esforços e deslocamentos. Note-se que, enquanto a resistência aumenta em 63 %⁶, o máximo aumento de tensões ocorrido não ultrapassa 20%;

d) Aumentando-se a resistência da argamassa, as áreas sujeitas à fissuração geralmente diminuem — chegando mesmo a desaparecer, conforme mostra o diagrama do reservatório menor apoiado em areia (vide Tabelas 4.4 e 4.5). Pode-se inferir dessas observações que, para um reservatório de pequenas dimensões apoiado sobre solo pouco deformável, a simples elevação da resistência da argamassa poderia solucionar o problema da fissuração;

e) A relação momento máximo/momento de fissuração decresce com o aumento da resistência da argamassa. Isto indica que, mesmo ocorrendo fissuras, elas terão menor abertura sendo, portanto, menos críticas.

4.1.2. Ação hidrostática e enrijecimento da membrana

Pelo que foi visto no item anterior, somente a elevação da resistência da argamassa não é, em geral, suficiente para evitar a fissuração. Uma outra alternativa seria aumentar a espessura da membrana — talvez até mais eficiente, pois o momento fletor de fissuração varia linearmente com a resistência da argamassa, mas de forma quadrática com a variação de espessura.

No entanto, somente as regiões mais solicitadas necessitam desse enrijecimento. Por isto, a partir dos resultados obtidos anteriormente, tomou-se as regiões sujeitas à fissuração para cada caso e adotou-se espessuras maiores para elas.

A espessura do enrijecimento foi determinada a partir do método simplificado da NBR-11.173 ($M_r = 0,25bh^2f_{tk}$). Tomou-se os valores máximos de momento

$$^6 \frac{M_{r_{40}}}{M_{r_{20}}} = \frac{0,25f_{40}bh^2}{0,25f_{20}bh^2} = \frac{f_{40}}{f_{20}} = \frac{0,06 \cdot 40 + 0,7}{0,06 \cdot 20 + 0,7} = \frac{3,1}{1,9} = 1,63$$

fletor para cada caso, igualou-se à expressão do momento de fissuração e daí extraiu-se a espessura necessária para que, teoricamente, não ocorresse fissuração. Assim:

$$h = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{\max}}{b \cdot f_{tk}}} \quad (4.8)$$

Vale ressaltar que, apesar de o método considerar a retração de modo simplificado, na obtenção dos valores de M_{\max} (momento máximo) partiu-se de uma somatória entre os esforços máximos provenientes da ação hidrostática e aos máximos derivados da retração⁷. Estes valores *não* acontecem necessariamente no mesmo ponto e na mesma direção. A somatória, portanto, é crítica e não real; mas pode ser vista como a favor da segurança. A Tabela 4.6 indica os resultados.

Tabela 4.6: Obtenção da espessura do enrijecimento

		Caso ^(*)		
		A	B	C
M_{\max} (kNcm/cm)	ação hidrostática	78,0	63,0	133,0
	retração	2,5	12,0	12,0
h (cm)	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}^{(+)}$	4,1	4,0	5,5
	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}^{(+)}$	3,2	3,1	4,3

^(*) Caso A: reservatório de $5 \times 5 \text{ m}^2$ apoiado em argila
 B: reservatório de $10 \times 20 \text{ m}^2$ apoiado em areia
 C: reservatório de $10 \times 20 \text{ m}^2$ apoiado em argila

⁽⁺⁾ $f_{tk} = 1,9 \text{ MPa}$ e $3,1 \text{ MPa}$, respectivamente.

Nota-se pela Tabela 4.6 que, em alguns casos, o enrijecimento necessário resultou pouco superior à espessura inicialmente adotada. Numa situação real, o aumento de espessura seria associado a um aumento do número de telas. Ora, caso se obedecesse ao resultado da formulação, o aumento mínimo de espessura poderia

⁷ Tais resultados serão mostrados em item posterior.

ser insuficiente para encaixar novas telas — afastando-se, portanto, a simulação numérica da situação real. Outro aspecto importante a ser considerado diz respeito à execução: variações de espessura muito pequenas dificultariam o trabalho na obra — talvez não sendo sequer exequíveis. Por estes motivos, adotou-se uma espessura de 4,5 cm para todos os caso de enrijecimento.

A Fig. 4.9 indica as regiões de enrijecimento em cada caso⁸. Note que a região do canto foi toda enrijecida, apesar de os diagramas não indicarem estar essa região toda sujeita à fissuração. A explicação para esta escolha também fundamenta-se na facilidade de execução. A Fig. 4. 10 mostra uma indicação para o detalhe dessa região⁹.

⁸ As linhas tracejadas indicam zonas de transição, com espessura variável (a alteração brusca de espessura imporia à parte menos rígida a absorção de esforços maiores provenientes da zona mais rígida; isto poderia provocar a ruptura do material nessa região). As áreas internas às linhas com traço e ponto correspondem à zona enrijecida.

⁹ O engrossamento também pode ser para o lado interno do reservatório.

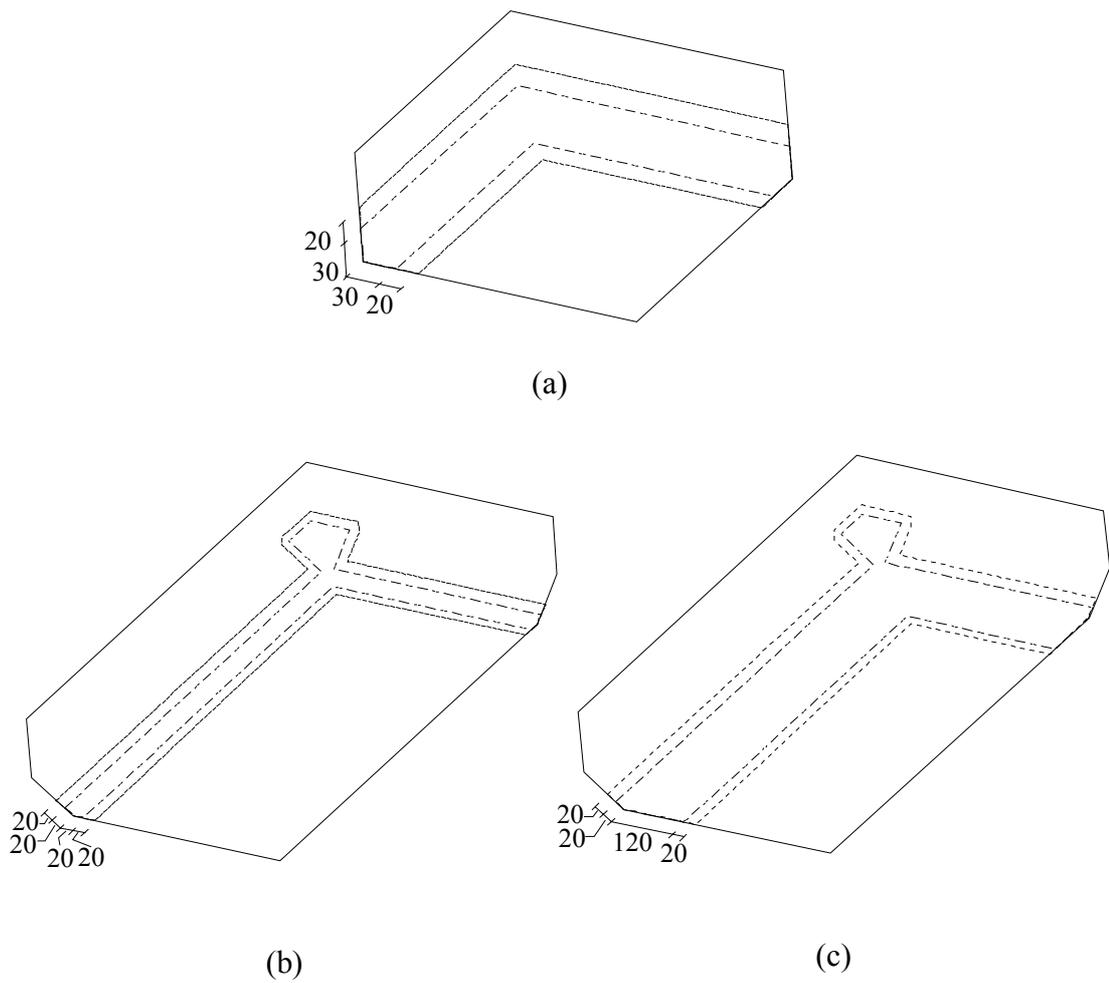


Fig. 4.9: Zonas de enrijecimento para apoio em argila (a) (c) e areia (b)

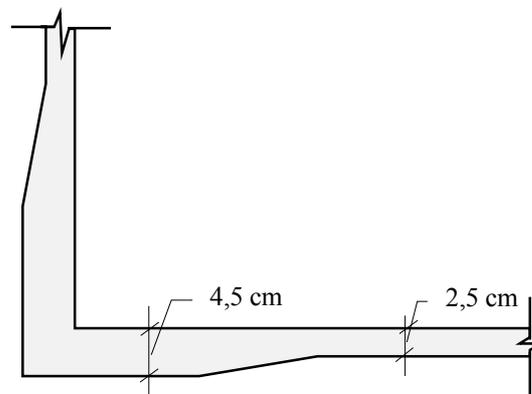


Fig. 4.10 : Detalhe ilustrativo da zona de enrijecimento (sem escala)

a) Análise dos resultados

As Figs. 25 a 36 do Apêndice 1 indicam os resultados dessa simulação. Nota-se que, ao contrário do que se esperava, a fissuração não deixa de ocorrer. As Tabs. 4.8 e 4.9 mostram as zonas de fissuração determinadas pelo critério do momento de fissuração e de Mohr, respectivamente¹⁰.

É importante notar também que a redistribuição dos esforços, ocasionada pelo enrijecimento, causa um aumento das tensões, podendo provocar fissuras na zona de ligação entre parede e talude.

A Tabela 4.7 indica os valores das relações momento fletor máximo/resistência à tração. Poder-se-ia questionar se, em termos práticos, os valores mostrados nesta tabela seriam válidos, pois o material já se encontraria fissurado e, logicamente, as tensões máximas não seriam as indicadas. No entanto, foi feita uma análise linear, com material elástico e isotrópico. Dentro das hipóteses adotadas, estes resultados podem indicar que:

Tabela 4.7: Comparação entre valores teóricos máximos e resistentes

Apoio	M_{\max}/M_r				σ_{\max}/f_k ¹¹			
	Areia		Argila		Areia		Argila	
Reservatório	menor(*)	maior(+)	menor	maior	menor	maior	menor	maior
$f_{ck} = 20$ MPa	1,18	1,85	2,39	3,95	0,96	2,89	2,12	5,76
$f_{ck} = 40$ MPa	0,81	1,29	1,65	2,71	0,65	1,98	1,52	3,92
$f_{ck} = 20$ MPa (enrijecido)	—	1,19	1,53	2,13	—	1,81	1,31	3,14
$f_{ck} = 40$ MPa (enrijecido)	—	0,80	1,04	1,43	—	1,21 ¹²	0,92	2,09

(*) reservatório menor: 5×5 m²

(+) reservatório maior: 10×20 m²

— no reservatório menor predominam os efeitos de flexão (as relações

¹⁰ Notar que a diferença entre os dois métodos é maior que no caso anterior, principalmente para o reservatório de maior dimensão. Provavelmente isto se deva ao fato de estruturas mais rígidas redistribuírem melhor os esforços sem um grande aumento das deformações. Assim, os esforços normais da membrana se elevam, sem que haja uma elevação das deformações (ou seja, da flexão); talvez seja essa a causa da maior diferença entre os métodos de análise de ruptura. Caso se considere o efeito da plastificação, como foi descrito no item anterior, essas diferenças reduzem-se (comparar Figs. 7 a 36 do Apêndice 1).

¹¹ Se fosse considerado o efeito da plastificação, os valores destas colunas deveriam ser divididos por 1,5, como exposto anteriormente.

¹² Este valor é pontual; na prática não existe, devido a distribuição de tensões nas proximidades de determinado ponto.

M_{\max}/M_r são superiores àquelas de σ_{\max}/f_{tk}). O aumento das dimensões do reservatório provoca um crescimento do efeito de membrana (a estrutura desenvolve esforços normais mais elevados);

— o simples enrijecimento parece mostrar-se um pouco mais eficiente que o aumento da resistência da argamassa. Mas a associação de ambos reduz sensivelmente o risco de fissuração; e, mesmo esta ocorrendo, deve-se lembrar que momentos mais próximos ao momento de fissuração geram fissuras de menor abertura, desde que haja uma armadura mínima. Portanto, tal associação é mais interessante tanto do ponto de vista da durabilidade quanto da estanqueidade.

A Tabela 4.10 mostra o esquema das deformações ocorridas para os reservatórios com $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ ¹³. A partir deles, pode-se observar o seguinte:

- de acordo com o esperado, a tendência da ligação é abrir-se. O enrijecimento dificulta essa abertura, reduzindo as deformações nas regiões próximas a ele;
- as placas tem uma deformação abaulada, em virtude das restrições nas extremidades;
- a diferença entre os coeficientes de reação vertical e horizontal da areia provocam uma tendência ao arredondamento do canto no reservatório maior. Já para a argila isto não acontece, pois os coeficientes iguais geram deslocamentos maiores onde o carregamento também o é, ou seja, no fundo;
- nota-se ainda como o enrijecimento da ligação talude/fundo influencia a zona de união parede/talude: as tensões aí se elevam porque há um impedimento à tendência de aumentar-se o ângulo de ligação.

¹³ O aumento da resistência da argamassa não altera significativamente as deformações. Portanto, as deformadas para este caso são em tudo similares.

Tabela 4.8: Zonas de fissuração na membrana enrijecida sujeita à ação hidrostática (análise por diagrama de momentos fletores)

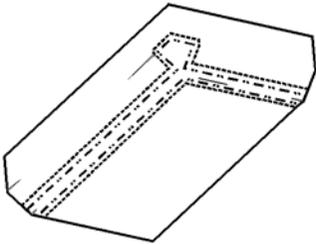
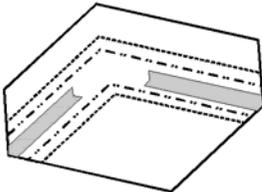
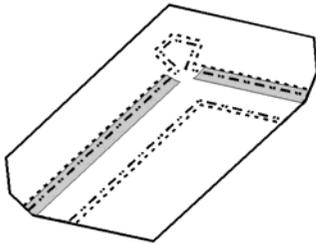
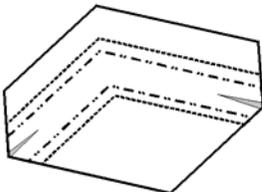
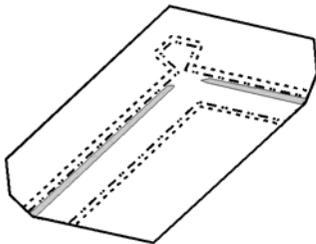
	Apoio em areia		Apoio em argila	
$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$				
$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$		(não fissura)		

Tabela 4.9: Zonas de fissuração na membrana enrijecida sujeita à ação hidrostática (análise pelo Critério de Mohr simplificado)

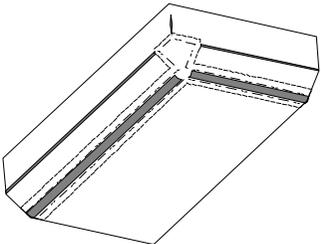
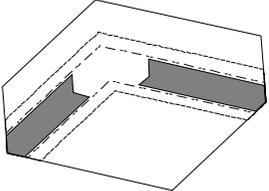
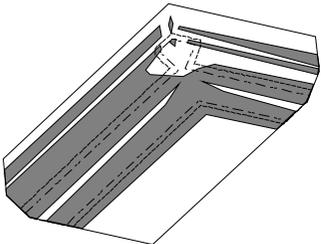
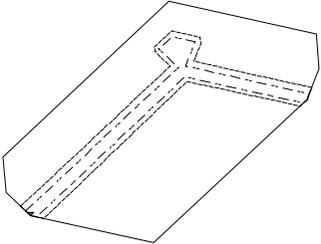
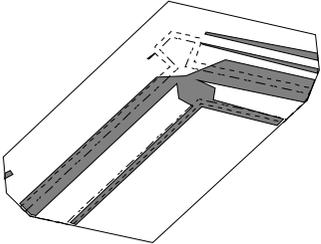
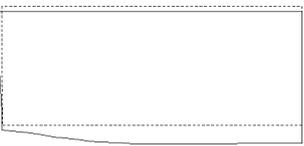
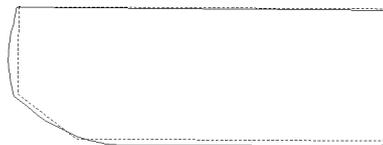
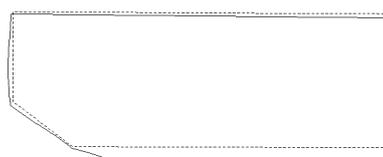
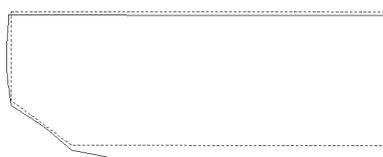
	Apoio em areia		Apoio em argila	
$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$				
$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$			(não fissura)	

Tabela 4.10: Detalhes das deformações provenientes da ação da água ($f_{ck} = 20$ MPa)

	Sem enrijecimento	Com enrijecimento
Areia	 <p>f.e.: 150</p>	
Argila	 <p>f.e.: 37,5</p>	 <p>f.e.: 37,5</p>
Areia	 <p>f.e.: 200</p>	 <p>f.e.: 200</p>
Argila	 <p>f.e.: 40</p>	 <p>f.e.: 40</p>

(*)f.e. : fator de escala (número de vezes que as deformações são ampliadas)

4.1.3. Retração

Como dito anteriormente, a retração é um fenômeno bastante difícil de ser simulado, devido à sua ocorrência ser complexa, além de variável no tempo. Buscou-se, dentre algumas, uma alternativa que, de maneira simples, fornecesse

alguns dados iniciais para a análise dos efeitos de variações volumétricas na estrutura.

A forma adotada foi aplicar à estrutura uma redução de temperatura de 15 °C. O caso mais crítico acontece quando há uma variação volumétrica diferencial. Por este motivo, aplicou-se o carregamento de temperatura apenas no fundo do reservatório¹⁴.

O solo não pode ser considerado como apoio elástico neste caso. A oposição ao deslocamento se deve ao atrito entre a membrana e a camada de regularização. Então, estas foram simuladas como duas cascas justapostas e interligadas. A mais externa, correspondente à regularização, possuía 1 cm de espessura e resistência à compressão igual a 8 MPa (dados correntes na prática, uma vez que essa é uma camada pobre e delgada). Para a membrana de argamassa armada foi adotada uma espessura de 2,5 cm e resistências da argamassa de 20 e 40 MPa, como nos casos anteriores. Apenas o fundo encontrava-se apoiado verticalmente (no início do capítulo já se fez alusão à necessidade de força normal para que haja atrito; com essa adoção, despreza-se a parcela correspondente à aderência entre o filtro e a camada de regularização — o que, além de não ser significativo, dificultaria a simulação numérica).

a) Análise dos resultados

Como previsto, neste tipo de solicitação predominam os esforços axiais¹⁵. As Figs. 37 a 46 do Apêndice 1 confirmam tal afirmação.

Coerentemente, as zonas críticas situam-se nos cantos — pois aí se concentram as restrições ao movimento. O aumento das dimensões do reservatório causa um crescimento dessas áreas, mas não de forma proporcional — é por isso que, nas estruturas correntes de concreto armado são feitas juntas. Nota-se que, para o caso do reservatório maior com $f_{ck} = 20$ MPa, praticamente todo o fundo está sujeito à fissuração. No entanto, como mostra a Fig. 43 do Apêndice 1, grande parte dessa

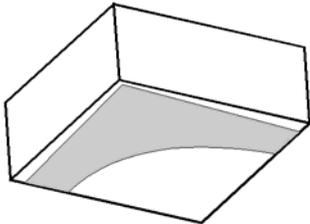
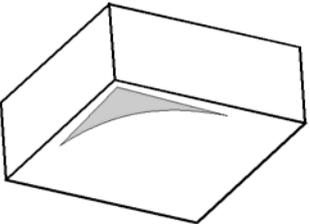
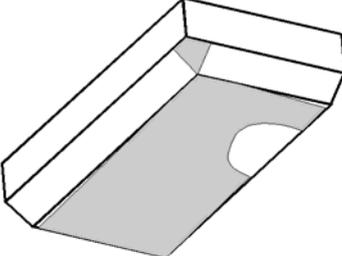
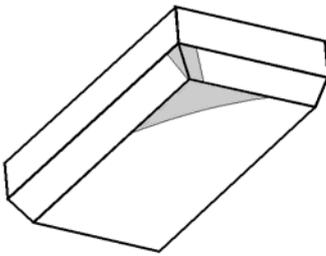
¹⁴ No reservatório de 10×20 m2 foi aplicada uma redução de 10 °C nos cantos para simular uma retração um pouco menor que no fundo (essas regiões são moldadas anteriormente ao fundo).

¹⁵ Portanto, o critério de ruptura utilizado foi o de Mohr simplificado.

área está apenas na iminência de fissuração¹⁶.

A elevação da resistência da argamassa melhora o desempenho da membrana reduzindo as áreas sujeitas à fissuração. No entanto, a relação entre a tensão máxima atuante e a de resistência da argamassa não se altera muito — o que, em outras palavras, significa abertura de fissuras de mesma ordem de grandeza. A Tabela 4.11 mostra as zonas sujeitas à fissuração para este tipo de solicitação.

Tabela 4.11: Zonas propensas à fissuração na membrana sujeita a variações volumétricas

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
	
	

Como já foi dito, a análise feita aqui partiu de uma simplificação (adoção de uma contração de volume devido a redução de temperatura). Diversos fatores, tais como a variação do valor da resistência e do módulo de elasticidade ao longo do tempo, a redução da solicitação, bem como a associação de variações de temperatura com deformações de contração, não puderam ser investigados neste momento.

¹⁶ Além disso, deve-se lembrar que, devido à característica da solicitação, o surgimento de uma fissura dissipa energia, reduzindo as tensões na argamassa. Sendo assim, a peça provavelmente fissuraria e a região com tensões mais elevadas reduziria de tamanho.

Apesar da análise simplista, os resultados obtidos fornecem uma primeira idéia do comportamento da membrana sujeita a reduções de volume. Todavia tal efeito pode e deve ser melhor avaliado.

Um outro importante aspecto relativo às variações volumétricas na argamassa está relacionado às variações de temperatura. Em uma estrutura exposta à insolação, a variação diária de temperatura pode ser da ordem de 40 °C, conforme a estação do ano (valor bastante superior ao estudado aqui). A ordem de grandeza dessas variações de temperatura depende do grau de exposição da estrutura, de sua localização geográfica e da estação do ano. Portanto, no que concerne a variações volumétricas, há ainda muito a se pesquisar.

4.1.4. Recalques

A simulação de deformações impostas também se fundamenta na *Hipótese de Winkler*. Portanto, a forma de se entrar com os dados no programa difere do primeiro caso apenas no tipo de carregamento.

Três foram as formas propostas para a simulação de recalques.

A primeira consiste na imposição de deformações à membrana. Ao se aplicar uma carga no solo (por exemplo, o carregamento provocado pela cobertura de um reservatório, transmitido ao solo por meio de uma sapata flexível) ele se deforma (vide Fig.4.11a). Através dos procedimentos disponíveis na teoria de Mecânica dos Solos pode-se obter uma estimativa dessas deformações, denominada de perfil de recalques. Conhecendo-se este perfil, impõe-se essas deformações à membrana a fim de estudar o seu comportamento.

A segunda forma de simulação baseia-se na idéia de falta de apoio sob a membrana associada à ação hidrostática. Neste caso, supõe-se que a falta de apoio seria decorrente de uma falha localizada na compactação da base, somada a uma lixiviação do solo, ou a um recalque deste.

A terceira hipótese é praticamente uma decorrência da primeira, pois, a partir de um perfil de recalques, pretendeu-se estudar o efeito do enrijecimento provocado pela disposição de uma sapata de espessura variável, e inversa ao referido perfil, na

região de influência dos recalques. Seriam duas as funções dessa variação gradual de espessura: evitar a concentração elevada, e conseqüente fissuração, nas regiões de ligação entre membrana e sapata (onde existiria uma variação brusca de espessura), além de reduzir os esforços aplicados ao solo devido ao aumento da área de aplicação do carregamento. A disposição dessa sapata pressupõe o conhecimento das deformações provocadas por recalque, uma vez que a sapata deverá ser disposta na região de influência do referido perfil. A Fig. 4.11b esquematiza a configuração dessa sapata. Neste caso, em virtude da maior rigidez da sapata, durante a simulação impôs-se somente o valor do recalque máximo, pois a imposição do perfil completo ocasionaria o surgimento de esforços absurdos, que não correspondem à situação real.

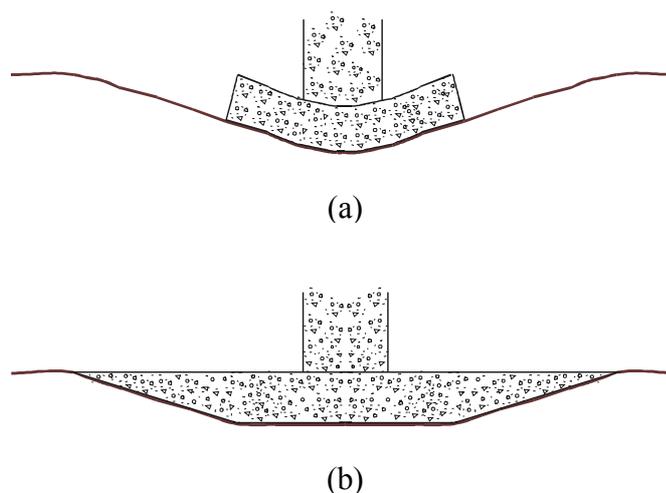


Fig. 4.11 : (a) perfil de recalques decorrente da atuação do pilar; (b) sapata de espessura variável acompanhando o perfil de recalque anterior

As dimensões dos reservatórios adotados anteriormente eram relativamente pequenas, dispensando a existência de pilares ou provocando um carregamento muito pequeno em função do reduzido peso da cobertura. Em virtude disso, aumentou-se as dimensões do reservatório a ser simulado. A forma e a profundidade deste novo modelo são idênticas à do reservatório maior utilizado anteriormente

(vide Fig. 4.12), diferindo apenas nas dimensões em planta: agora 15 x 30 m².

Os recalques máximos obtidos do perfil e aplicados à estrutura foram de 0,11 cm, para apoio em areia, e 0,97 cm, para argila.

O perfil de recalques foi obtido por meio dos seguintes passos:

— calculou-se a intensidade do carregamento atuante na sapata através da adoção de laje pré-moldada e do pré-dimensionamento do pilar (embora pequena, considerou-se também a contribuição da água no carregamento da sapata);

— com dados obtidos na bibliografia para os valores de tensões admissíveis dos solos, calculou-se as dimensões em planta da sapata;

— tomando-se os procedimentos para o dimensionamento de sapatas flexíveis, determinou-se a altura da sapata;

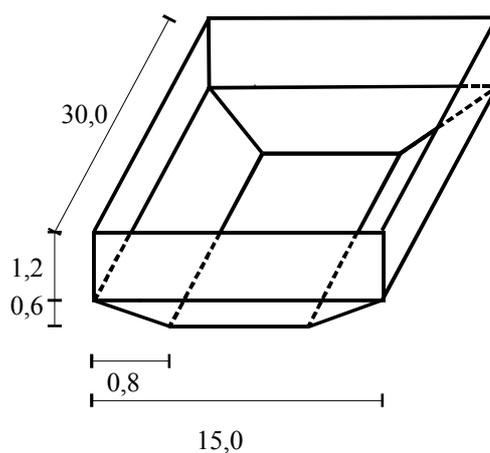


Fig. 4.12: Modelo de reservatório utilizado na simulação de recalques (sem escala)

— escolheu-se vários pontos dentro e nas proximidades da sapata de fundação. Determinou-se para cada ponto, através da solução de Boussinesq, o acréscimo de tensões em várias profundidades z dentro da região de influência do bulbo de tensões. Esse acréscimo é determinado pela seguinte expressão:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \cdot \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 \cdot n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \operatorname{arctg} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2 \cdot n^2 + 1} \right) \right]$$

onde, de acordo com a Fig.4.13, tem-se:

- q - carregamento distribuído na placa retangular;
 $m = a/z$ - sendo z a profundidade e a a largura da placa;
 $n = b/z$ - b o comprimento da placa.

— determinou-se as deformações em cada profundidade z dividindo-se os acréscimos de tensão pelo módulo de elasticidade do solo ($\varepsilon = \sigma / E$);

— calculou-se os deslocamentos verticais de cada profundidade z , multiplicando-se as deformações obtidas pela espessura da camada Δh ;

— obteve-se o recalque em cada ponto, que corresponde à somatória dos deslocamentos verticais em cada camada.

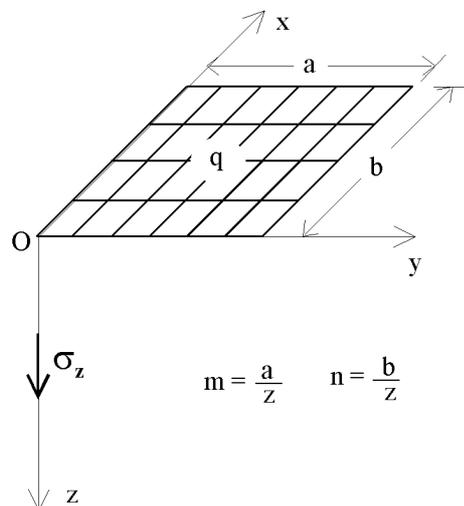


Fig. 4.13 : Elementos usados na obtenção do acréscimo de tensões em placa retangular uniformemente carregada pela solução de Boussinesq [VILAR & BUENO (1984)]

a) Análise dos resultados

As Figs. 47 a 72 do Apêndice 1 indicam os diagramas obtidos na análise dos

recalques.

A hipótese que forneceu resultados mais coerentes foi a terceira: sapata com espessura variável na região de influência dos recalques. A imposição de deformações à membrana gerou um nível de tensões muito elevado, chegando mesmo até ser inadmissível. No caso de apoio em areia, essa hipótese mostrou tensões mais elevadas até que a suposição de falta de apoio sob a membrana. As Figs. 4.14 e 4.15 indicam, em mesma escala, as deformações ocorridas em cada caso.

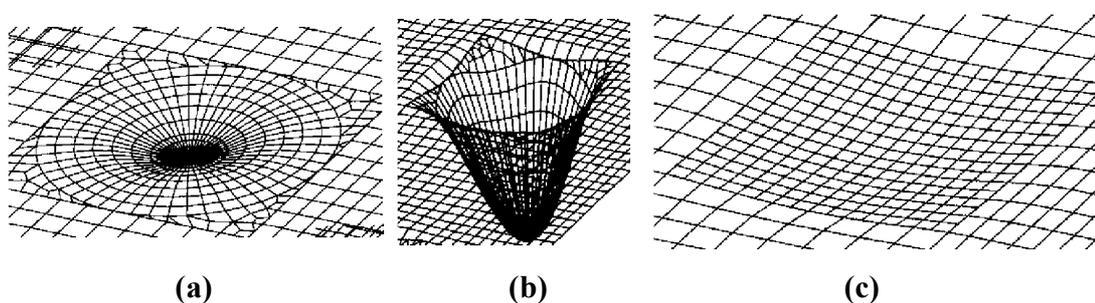


Fig. 4.14: Deformações ocorridas na simulação de recalques do reservatório apoiado em areia para as hipótese de (a) imposição de deformações à membrana, (b) falta de apoio sob esta e (c) pilar com sapata de espessura variável

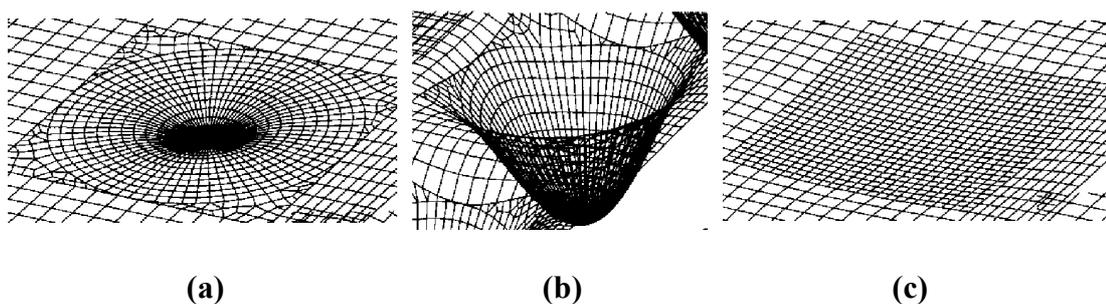


Fig. 4.15: Deformações ocorridas na simulação de recalques do reservatório apoiado em argila para as hipótese de (a) imposição de deformações à membrana, (b) falta de apoio sob esta e (c) pilar com sapata de espessura variável

Na verdade, nem a primeira nem a segunda hipótese correspondem ao que ocorre na prática. Uma situação real seria intermediária entre as duas: o solo recalcaria deixando a membrana sem apoio; ela não acompanharia exatamente essa

deformação — uma vez que não estava solidamente vinculada a ele —, mas se deformaria livremente até encontrar novamente o apoio no solo. Tal situação é de difícil simulação, uma vez que o programa computacional utilizado não possibilita um controle de deformações. Mesmo não sendo as hipóteses mais realistas, algumas conclusões relativas ao comportamento da membrana puderam ser tiradas.

Como era de se esperar, a sapata desenvolve tensões mais elevadas em virtude da sua maior rigidez. No entanto, esses valores seriam tomados para o dimensionamento da sua armadura, não estando diretamente relacionados ao comportamento da membrana em si. No caso de apoio em areia, as tensões se mantêm abaixo da resistência à tração do material, não ocorrendo, portanto, a fissuração da membrana. Já para a argila, ocorreriam fissuras em regiões paralelas aos lados da sapata, um pouco além do encontro sapata/membrana (vide Figs. 55 a 60 do Apêndice1) — essa região corresponderia à zona de inflexão da membrana quando da sua deformação. Devido à proximidade das sapatas adjacentes, as linhas de isotensão se inter cruzam, elevando as tensões na membrana e, conseqüentemente, aumentando a área das zonas sujeitas à fissuração.

Sem o enrijecimento da sapata, o efeito de recalques tende a ser mais localizado — daí as tensões serem muito elevadas. Quanto menor a deformabilidade do solo, menor será a zona de influência destas tensões. Neste caso, a ordem de grandeza destas tensões também é mais baixa. E isto se justifica pelas condições de vinculação: os recalques são maiores em argilas. Conseqüentemente, as deformações são maiores, gerando tensões mais elevadas; a membrana de argamassa armada se deforma na região cujo apoio é deficiente, distribuindo as tensões para as regiões adjacentes mas, sendo o solo mais deformável, ocorrerão ainda tensões que necessitam ser distribuídas, o que expande a área de influência dos recalques ocorridos.

4.2. Proposta de dimensionamento à flexão

Tendo em vista os resultados obtidos no item anterior para os efeitos de flexão decorrentes da ação hidrostática, faz-se aqui uma proposta de dimensionamento da membrana.

No caso de reservatórios, a situação crítica corresponde ao Estado Limite de Utilização, pois há a necessidade de garantir um bom funcionamento da estrutura — o que corresponde a se falar em estanqueidade e durabilidade. Dessa forma, deve-se então dimensionar a armadura de modo que ela garanta uma abertura de fissura tal que não prejudique o funcionamento do reservatório.

A NBR-11.173 indica a seguinte expressão para o cálculo da abertura de fissuras devidas a solicitações normais, especificamente no caso de telas de aço soldadas com fios paralelos ao eixo da peça:

$$w = 1,658 \cdot s \cdot \varepsilon_s \quad (4.9)$$

sendo:

$$\begin{aligned} s &= s_1 & \text{se} & \quad s_1 \geq e \\ s &= 1,8 s_1 & \text{se} & \quad 1,8 s_1 < e \\ s &= e & \text{se} & \quad 1,8 s_1 > e \quad \text{e} \quad s_1 < e \end{aligned}$$

$$s_1 = 1,5 \cdot \left(c + \frac{\phi}{2} \right) + 0,16 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{E_s} \cdot \left[\sigma_s - \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{tk}}{\rho_r} \right]$$

onde:

- s - espaçamento entre fissuras
- s₁ - espaçamento de referência entre fissuras
- e - espaçamento entre os fios da tela que são transversais ao eixo da peça
- E_s - módulo de deformação longitudinal do aço
- ε_s - deformação média da armadura mais tracionada da seção
- σ_s - tensão em serviço da armadura
- f_{tk} - resistência característica da argamassa à tração
- ρ_r - taxa geométrica de armadura (= A_s/A_c de acordo com a NBR-6118)
- φ - diâmetro do fio da tela na direção do eixo da peça
- c - cobertura da armadura

Basta então estabelecer um valor limite para a abertura de fissuras e, a partir dele, calcular a deformação da armadura mais tracionada da seção. Por compatibilidade do diagrama de deformações obtém-se as deformações nas outras armaduras e, por equilíbrio de forças na seção, o momento resistente do arranjo. A NBR-11.173 estabelece o limite de 0,1 mm para fissuras em peças expostas a ambientes agressivos. Já o ACI 549.1R-88 recomenda 0,05 mm para o caso de reservatórios. Este valor pode ser rigoroso no caso em questão, uma vez que as telas soldadas têm maior abertura. Além disso, pode-se contar com a proteção extra proporcionada pela pintura¹⁷. Por este motivo, preferiu-se adotar o valor especificado pela norma brasileira.

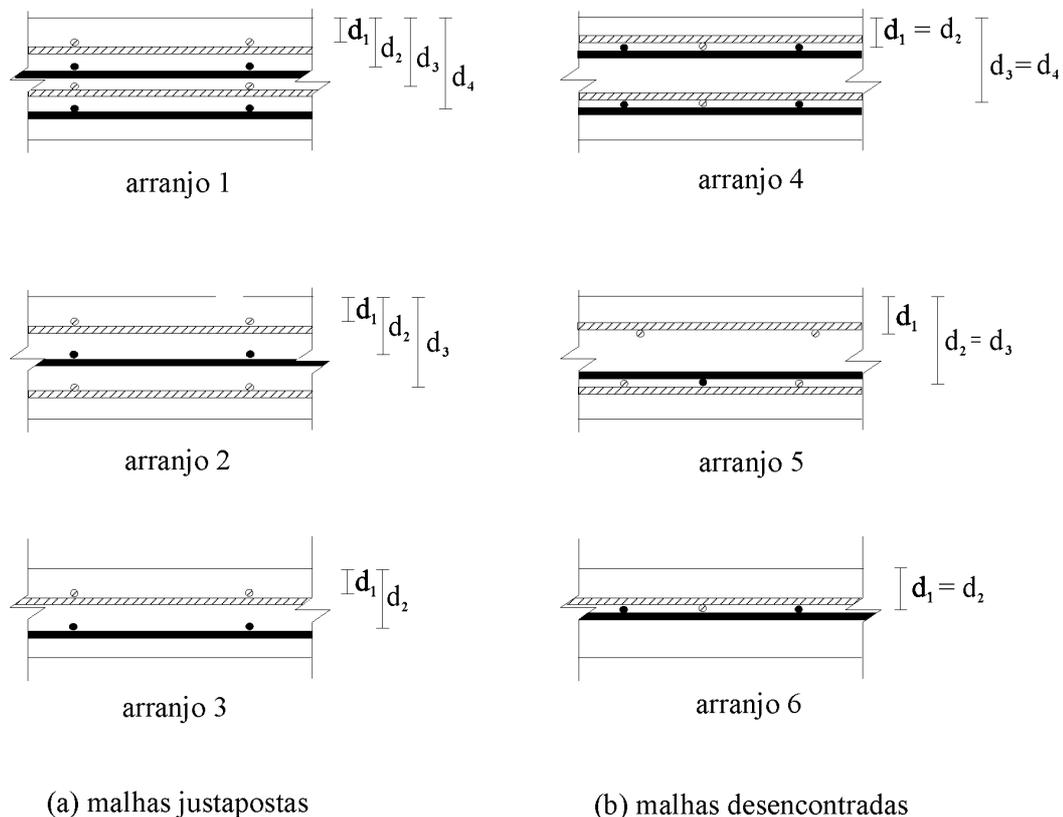


Fig. 4.16: Arranjos de armadura

Seis são os tipos de arranjos de armadura possíveis para as espessuras e tipos de telas utilizadas neste trabalho (vide Fig. 4.16). A partir dos procedimentos descritos acima, calculou-se o momento resistente da seção para cada arranjo. As

¹⁷ Como comentado em capítulo anterior, a pintura em epóxi é capaz de vedar fissuras pré-existentes de até 0,1 mm.

Tabelas 1 a 5 do Anexo A discriminam os cálculos. Comparando-se estes valores aos dos momentos solicitantes obtidos pelo programa, fez-se o dimensionamento das seções, que são mostradas nas Tabelas 4.12 e 4.13. Nas seções em que foi necessário dispor fios adicionais, a abertura de fissuras foi verificada de acordo como o preconizado pela norma de concreto armado (NBR-6118) — pois então já não se tinha um caso exclusivo de armadura com telas soldadas.

Tabela 4.12: Dimensionamento para a membrana não enrijecida ($h=25\text{mm}$) apoiada em argila((a) e (c)) e areia (b)

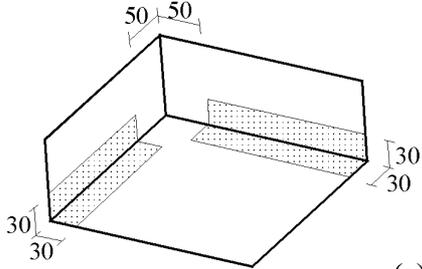
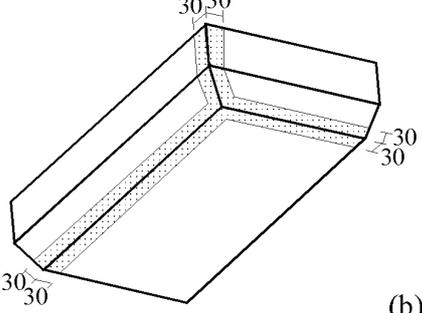
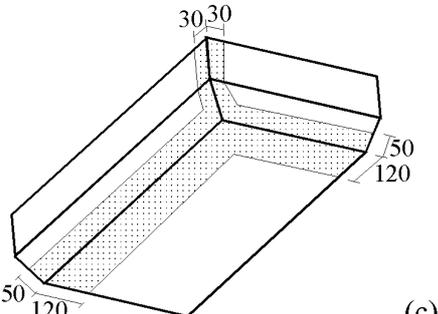
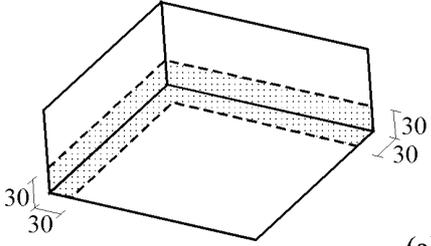
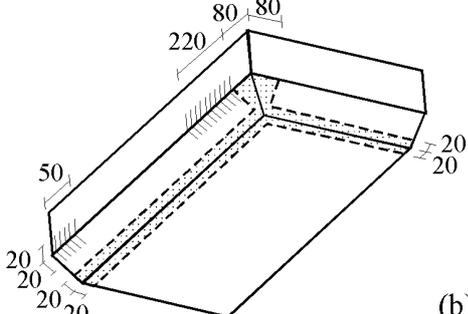
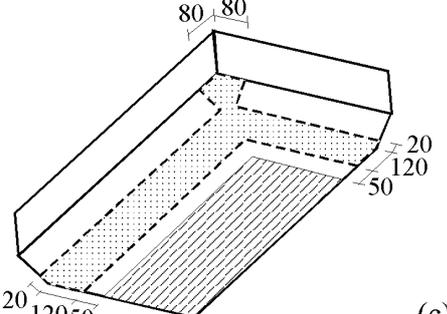
 <p>(a)</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 EQ98  3 EQ98 (arranjo 5) ou 3 EL126 c/ direção principal perpendicular à borda
 <p>(b)</p>	<ul style="list-style-type: none">  1EQ98  3 EQ98 (arranjo 5) ou 2 EL126 (arranjo 6 transversal à borda ou direção longitudinal do arranjo 2 perpendicular à borda)
 <p>(c)</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 EQ98  3 ou 4 EL126 (arranjos 4 ou 5 c/ direção principal perpendicular à borda)

Tabela 4.13: Dimensionamento para a membrana enrijecida ($h=25\text{mm}$ e $h_{rj}=45\text{mm}$) apoiada em argila((a) e (c)) e areia (b)

 <p>(a)</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 EQ98  4 EQ120 (arranjo 4; $p/f_{ck}=40\text{ MPa}$ devem ser acrescentados fios de 3,2 mm espaçados de 10 cm) ou 4 EL126 c/ direção principal perpendicular à borda (arranjo 1)
 <p>(b)</p>	<ul style="list-style-type: none">  1EQ98  -$p/f_{ck}=40\text{ MPa}$: 2 EQ98 (todo em armadura mínima) -$p/f_{ck}=20\text{ Mpa}$: 3 EQ120  $\phi 3,2\text{ mm c/ }10\text{ cm}$ (só $p/f_{ck}=20\text{ Mpa}$)
 <p>(c)</p>	<ul style="list-style-type: none">  1 EQ98  -$p/f_{ck}=40\text{ MPa}$: 2 EQ98 -$p/f_{ck}=20\text{ Mpa}$: 1 EQ98  4 EQ120 (arranjo 4) + $\phi 8\text{ mm cd }20\text{ cm}$

É importante salientar que o dimensionamento feito aqui é particular aos casos adotados para a análise. No entanto, eles podem servir como indicativo para outros casos.

Com relação ao dimensionamento e ao estabelecimento de especificações construtivas, algumas observações podem ser feitas:

- a) Na medida do possível especificar arranjos diferentes, mas com o mesmo tipo de tela. Tal atitude proporciona economia — pois será menor a

- quantidade de sobras provenientes dos cortes de telas —, além de reduzir a probabilidade de erros no momento da execução;
- b) Procurar manter uma uniformidade na distribuição dos arranjos (também por motivos executivos);
 - c) Na região dos cantos ocorrerá um acúmulo de telas a serem traspassadas. Poder-se-ia sugerir a suspensão de algumas delas, quando do detalhamento, pois nestas regiões ocorre um decréscimo dos momentos fletores — mas é necessário fazer a verificação do momento resistente da seção resultante frente ao momento fletor atuante ¹⁸;
 - d) Quando houver traspasse de armadura numa direção, pode ocorrer acúmulo de fios na outra. Neste caso, poder-se-ia proceder ao corte dos fios excedentes nas proximidades dos pontos de solda.

4.3. Procedimentos de projeto: indicações iniciais

4.3.1. Escolha do local da obra

Quando não se puder evitar a construção de reservatórios em solos com deformabilidade mais alta, é preciso que os cuidados, tanto na fase de projeto quanto na de execução, sejam redobrados. Pode-se também, conforme o caso, tentar reduzir a deformabilidade do apoio através de reforço aplicado ao terreno. Uma das maneiras de se reforçar o solo seria a utilização de malhas plásticas, tais como as fabricadas pela Rhodia-Ster (vide Figs. 4.17 a 4.19).

(*) Produto fabricado pela Rhodia-Ster.

¹⁸ Não esquecer, no entanto, que a região dos cantos é crítica para o caso dos esforços provenientes da retração.

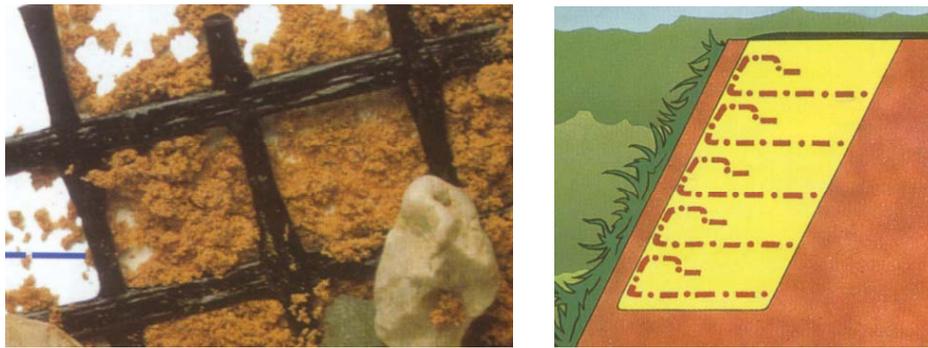


Fig. 4.17 : Geogrelha de poliéster de alta tenacidade para reforço de solos (Fortrac^(*))



Fig. 4.18: Sistema de confinamento celular Geoweb^(*)

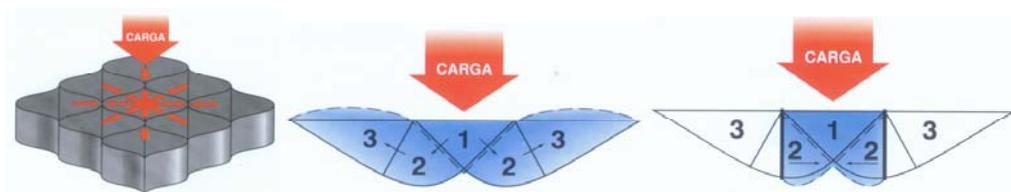


Fig. 4.19: Esquema de funcionamento do sistema de confinamento celular Geoweb^(*)

4.3.2. Zonas de solicitação

A partir dos resultados obtidos com as simulações numéricas, diferenciou-se áreas de acordo com o tipo de solicitação: abaixo ou acima do momento de fissuração. As zonas não sujeitas à fissuração ocupam, em geral, a maior parte da

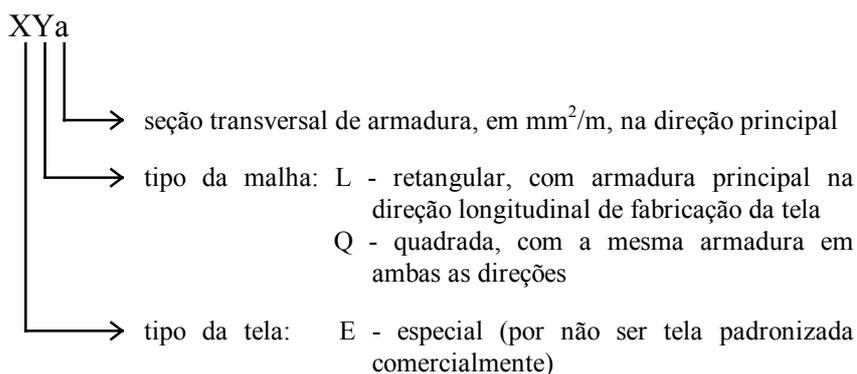
extensão dos reservatórios. Estas áreas, portanto, exigem apenas uma armadura mínima construtiva — o que propicia grande economia. Nas demais áreas há de se tomar providências para que a fissuração não ocorra ou, se ocorrer, mantenha-se dentro de limites toleráveis, que ainda garantam a consideração do reservatório como estanque.

Pode-se concluir da análise dos resultados que, em solos deformáveis, é necessário usar argamassas mais resistentes. Além disso, quanto menor o reservatório, maior a proporção de áreas com armadura e espessura mínimas.

4.3.3. Espessuras mínimas construtivas

A espessura mínima da membrana de argamassa armada não é determinada exclusivamente pela magnitude dos esforços solicitantes. É preciso atentar também para o aspecto construtivo, pois os fios da armadura, variáveis de acordo com o tipo de tela empregado, devem ser devidamente protegidos por um revestimento adequado. Em virtude disso, descreve-se aqui quais seriam as mínimas espessuras para os tipos¹⁹ e arranjos de telas mais empregados em argamassa armada.

A denominação das telas segue o seguinte critério:



Como mencionado em capítulo anterior, as telas soldadas mais empregadas em argamassa armada são EQ98, EQ120, e EL126, cujos diâmetros das barras são, respectivamente, 2,5 , 2,76 , e 2,0 mm.

As telas são fornecidas em tamanhos pré-fixados, sendo necessário, portanto, emendas para se obedecer às especificações de projeto. Nestas regiões as telas se sobrepõem, exigindo uma espessura maior. Por este motivo, essa região crítica é que determina a espessura mínima admissível — uma outra alternativa poderia ser o engrossamento da membrana somente na região de sobreposição. No entanto, essa decisão comprometeria a estética do reservatório, além de dificultar a execução.

A espessura mínima e taxa de armadura resultante são definidas pelas expressões:

$$h = n\phi + 2c + t \quad (4.10)$$

$$\rho = \frac{A_s}{h}$$

onde:

h - espessura da membrana

ϕ - diâmetro da barra

n - número de fios ao longo da espessura

c - cobrimento da armadura (adotado igual a 6 mm²⁰)

t - tolerância de execução (adotado igual a 3 mm)

ρ - taxa de armadura

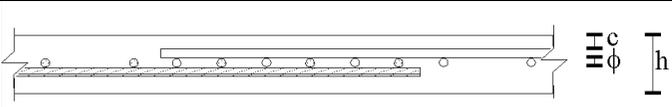
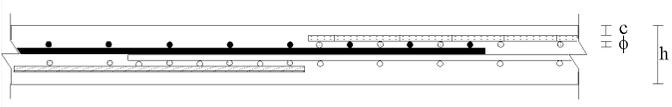
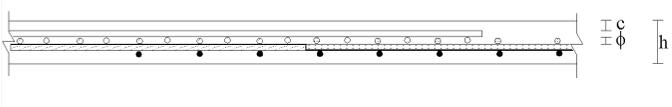
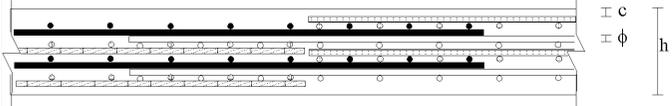
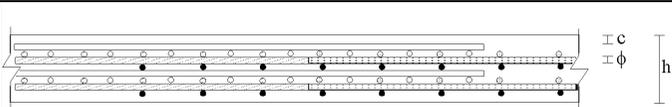
A_s - seção transversal de aço por metro linear

Uma vez que a espessura da peça é determinada pelas condições do traspasse, as demais regiões terão um cobrimento maior. Esse cobrimento resultante, para os casos analisados aqui, é mostrado na Tabela 4.15.

¹⁹ Serão descritas somente as telas soldadas pois, em virtude da maior facilidade de execução do trabalho e conseqüente economia de tempo, parecem ser mais indicadas ao tipo de obra em estudo.

²⁰ O valor utilizado aqui é o nominal indicado pela NBR 11.173 — embora aspectos relativos à durabilidade, especialmente corrosão das armaduras, devam ser melhor analisados, inclusive considerando que os reservatórios construídos até hoje têm sido revestidos com pintura à base de resina epóxi ou borracha clorada.

Tabela 4.14 : Espessuras mínimas para os arranjos usuais de telas soldadas

Nº de telas	Arranjo de malhas	Esquema	espessura	Tela					
				EQ98		EQ120		EL126	
				h(mm)	ρ (%)	h(mm)	ρ (%)	h(mm)	ρ (%)
1	-		$= 3 \cdot \phi + 2 \cdot c + t$	25	0,39	25	0,48	25	0,50 ²¹ 0,25
2	sobrepostas		$= 6 \cdot \phi + 2 \cdot c + t$	30	0,65	30	0,80	30	0,85 0,43
2	desencontradas		$= 4 \cdot \phi + 2 \cdot c + t$	25	0,78	25	0,96	25	1,01 0,50
4	sobrepostas		$= 11 \cdot \phi + 2 \cdot c + t$	45	0,87	45	1,07	40	1,26 0,63
4	desencontradas		$= 8 \cdot \phi + 2 \cdot c + t$	35	1,12	40	1,20	30	1,68 0,84

²¹ O primeiro valor corresponde à direção com abertura de malha de 2,5cm e o segundo àquela com 5,0 cm.

Tabela 4.15: Cobrimentos médios (mm) nas regiões onde não há traspasse de armaduras

Arranjo		Cobrimento (mm)			
Nº de telas	Malhas		EQ98	EQ120	EL126
1	-	$= \frac{h - 2\phi}{2}$	10	10	10
2	sobrepostas	$= \frac{h - 5\phi}{2}$	9	8	10
	desencontradas	$= \frac{h - 3\phi}{2}$	9	8	9
4	sobrepostas	$= \frac{h - 10\phi}{2}$	10	9	10
	desencontradas	$= \frac{h - 7\phi}{2}$	9	10	8

KHAZANDI & RAMESHT(1996) estudaram a influência do cobrimento e do arranjo da armadura no comportamento à tração da argamassa armada. As telas empregadas possuíam espaçamento de 10 mm e fios com diâmetro de 1 mm²². Eles observaram que cobrimentos menores propiciam o surgimento de um maior número de fissuras e, conseqüentemente, com aberturas menores. Uma outra conclusão é que a resistência à tração da argamassa e a espessura da peça influenciam sensivelmente a resistência à fissuração da peça, mas são insignificantes na sua ruína.

XIONG & SINGH(1996) observaram que o cobrimento da armadura não influencia somente o espaçamento e a abertura de fissuras, mas também o comportamento mecânico, como a resistência à flexão e à fadiga²³. Outra afirmativa

²² Note-se que os diâmetros e espaçamentos diferem daqueles utilizados no presente trabalho. Os autores relatam a dificuldade de execução das peças. O uso de valores maiores para esses parâmetros favorecem o trabalho de montagem. A eventual perda no comportamento à fissuração pode ser contornada com a adição de fibras.

²³ De acordo com os autores, um aumento de 2 mm no cobrimento pode reduzir a capacidade da peça em absorver momento em mais de 10 %.

é de que uma boa proteção do aço pode ser obtida pelo uso de uma argamassa de boa qualidade. Além disso, eles discordam em prever o efeito do cobrimento em argamassa a partir do comportamento observado no concreto — em virtude da argamassa possuir um menor número de vazios, e estes serem menores, dificultando a penetração de agentes corrosivos.

Nota-se, portanto, que o uso de cobrimentos elevados em argamassa armada talvez não seja desejável; logo, os valores da Tabela 4.15 parecem de magnitude razoável²⁴.

No entanto, a adoção de um valor para o cobrimento não deve ser considerado absoluto. HELENE(1986) chama a atenção para alguns fatores que devem ser observados quando da especificação de um cobrimento: situação de exposição da estrutura ao meio ambiente, consideração de diferentes atmosferas (fatores regionais), natureza da solicitação a que estará sujeita (cíclica ou estática), qualidade das técnicas construtivas empregadas, relação água/cimento, tipo e consumo deste último. Logicamente, em argamassa armada as variações no valor do cobrimento serão mínimas, em virtude da pequena espessura da membrana. Mas o conhecimento destes fatores é essencial para que se possa estimar os riscos relativos à durabilidade da estrutura, bem como a ordem de grandeza das folgas que poderão ser adotadas.

4.3.4. Existência de pilares

Quando o projeto exigir a cobertura do reservatório, sendo necessário pilares para suportá-la, alguns cuidados devem ser tomados.

Em primeiro lugar deve-se levantar o perfil de recalques provocado pela sapata, a fim de se determinar a sua área de influência. Ao longo desta, recomenda-se dispor uma sapata de espessura variável.

Em se tratando de solos deformáveis, como a argila, o espaçamento entre pilares deve ser tal a obedecer dois limites: grande o suficiente para evitar a sobreposição de tensões entre sapatas adjacentes — o que eleva demasiado os

esforços na membrana; mas, por outro lado, pequeno o bastante para respeitar a baixa capacidade de carga do solo. A ordem de grandeza desses limites, variável de caso a caso, é determinada pelo tipo de solo de apoio e pelas dimensões do reservatório.

Um outro cuidado a ser tomado é não dispor pilares muito próximos às bordas e cantos, pois isto pode elevar ainda mais as tensões nessas áreas, podendo conduzir a valores demasiadamente altos. Além disso, nas regiões da membrana próximas à sapata deve-se prever um arranjo de armadura adequado para controlar a fissuração — através do aumento do número de telas ou a disposição de fios adicionais.

²⁴ Contudo, aspectos relativos à durabilidade, tais como a corrosão das armaduras, devem ser melhor avaliados.

5 Técnicas de construção

Duas são as técnicas empregadas para a execução da membrana de argamassa armada: moldagem no local e pré-moldagem parcial. Nesta última, apenas as paredes verticais e os seus enrijecedores constituem-se de placas pré-moldadas (que podem ser executadas no próprio canteiro de obras), enquanto os taludes e o fundo continuam sendo moldados na sua posição definitiva¹. Uma outra diferença é a existência de pilaretes, que exercem a função de fixação e apoio das referidas placas. A moldagem no local pode ser feita manualmente — com o auxílio de uma colher de pedreiro e posterior vibração com vibradores de superfície adaptados — ou por projeção de argamassa.

Em linhas gerais, a sequência construtiva corrente engloba as seguintes etapas:

- a) Preparação do terreno;
- b) Execução da camada drenante;
- c) Execução da membrana;

- d) Construção da “prainha”;
- e) Teste de desempenho;
- f) Pintura.

Os itens seguintes detalham cada etapa construtiva.

5.1. Preparação do terreno

Esta fase consiste da escavação e nivelamento do solo no local da obra. O terreno deve ser escavado obedecendo a conformação prevista no projeto da piscina, deixando-se uma folga destinada à posterior construção do filtro e pilaretes — no caso de moldagem no local o valor recomendado é de 8 cm, enquanto para pré-moldagem é de 45 cm.

Deve-se evitar ao máximo a construção sobre aterros. Tal recomendação justifica-se pela dificuldade de se garantir, nesse caso, uma elevada compactação — veja-se, por exemplo, o caso de paredes e taludes: de que forma compactá-los? O melhor então é tentar fugir dessa situação.

Outro ponto importante: a forma de se realizar a escavação. O uso de máquinas implica na obtenção de uma superfície irregular, além de exigir acessibilidade. Uma solução seria realizar um plano de escavação, deixando uma rampa de acesso. O corte final das superfícies, bem como a extração da rampa, seriam feitas manualmente (vide Figs. 5.1 e 5.2)

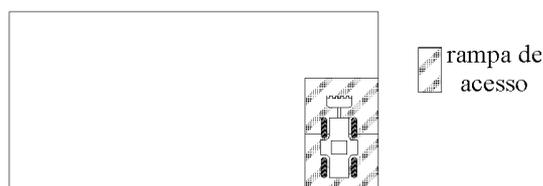


Fig. 5.1: Visão em planta de um possível plano de escavação

¹ A facilidade construtiva justifica tal alternativa.



Fig. 5.2: Superfícies de corte realizadas mecânica e manualmente

No caso de reservatórios pré-moldados que possuam taludes no fundo, as operações de escavação são feitas em duas etapas. Primeiramente escava-se até a profundidade prevista para as paredes verticais; nesta fase, realiza-se a concretagem das sapatas dos pilaretes². A segunda fase corresponde ao corte manual dos taludes.

Finda a escavação, procede-se à compactação e regularização do fundo e dos taludes com equipamento apropriado.

Nesta etapa devem ser executadas todas as instalações hidráulicas que interfiram com o fundo, além da colocação da tubulação de drenagem para escoamento de água porventura infiltrada. Para isto deve-se prever inclinação do fundo em direção aos drenos suficiente para o seu adequado desempenho.

5.2. Execução da camada drenante

No Capítulo 2 já se discorreu sobre possíveis tipos de camada drenante: o sistema pré-fabricado Multidren, uma camada de 6 cm constituída por agregado graduado para ser filtro do solo local ou por brita protegida de colmatação por uma manta geotêxtil.

A execução do sistema de drenagem pré-fabricado é absolutamente simples: dispõe-se a manta geotêxtil diretamente sobre o solo; em seguida, coloca-se o núcleo drenante de polietileno e, por fim, outra manta. A membrana de argamassa armada pode ser moldada diretamente sobre tal sistema.

A associação de brita e manta geotêxtil tem um modo construtivo bastante similar: dispõe-se a manta e, em seguida, a brita. Neste caso, deve ser feita uma camada de 2 cm de argamassa pobre de cimento e areia com a finalidade de proteger o dreno e de preparar

a superfície que irá apoiar a membrana. O revestimento deve ser sarrafeado para se garantir uma superfície regular mas ao mesmo tempo rugosa suficiente para proporcionar uma boa aderência com a membrana de argamassa armada.

No caso de material graduado para filtro, a execução é praticamente idêntica, dispensando-se apenas a disposição da manta.

Estas duas últimas alternativas só permitem a construção de dreno vertical para o sistema pré-moldado. Neste caso, a execução deste seria posterior à fixação das placas pré-moldadas. Uma alternativa para contornar tal restrição seria o uso de concreto sem finos, pois a coesão provocada pela adição de pasta de cimento viabilizaria a construção do dreno vertical e facilitaria a execução da camada drenante dos taludes. Contudo, deve-se atentar para dois detalhes: mesmo que a análise da estabilidade dos taludes permitisse a execução de uma parede vertical de grande profundidade, é preciso lembrar que a estabilidade desta fina camada de concreto sem finos depende da relação espessura \times altura (em outras palavras: haveria mais uma limitação à altura da parede vertical dos reservatórios e piscinas); a presença da pasta de cimento reduz a porosidade do material — então o agregado deste tipo de filtro deve possuir diâmetro médio maior que o determinado inicialmente, a fim de que a porosidade resultante seja equivalente à primeira.

5.3. Execução da membrana

Para a moldagem no local esta etapa divide-se em montagem das telas, lançamento e adensamento da argamassa. Já para a pré-moldagem parcial, esta fase engloba:

- Montagem das placas verticais;
- Concretagem dos pilaretes;
- Colocação da armadura e moldagem do fundo e dos taludes;
- Execução da “prainha”.

² Executar as sapatas antes da escavação dos taludes permite acessibilidade dos materiais e facilidade de trabalho dos operários.

5.3.1. Pré-moldagem

a) Montagem das placas verticais

Antes da montagem das peças que constituem as paredes, deve-se distribuir uma faixa de telas (prevista para a armadura do fundo e dos taludes) em toda a extensão da piscina, na zona de interferência com as placas verticais. Uma recomendação prática é que as telas soldadas ultrapassem o eixo da parede em 15 cm. As paredes são montadas sobre as telas, tendo-se o cuidado de calçá-las adequadamente para garantir o alinhamento, o prumo e uma perfeita execução das juntas. A ligação das telas justapostas é feita por amarração de fios de arame (vide Fig. 5.3).

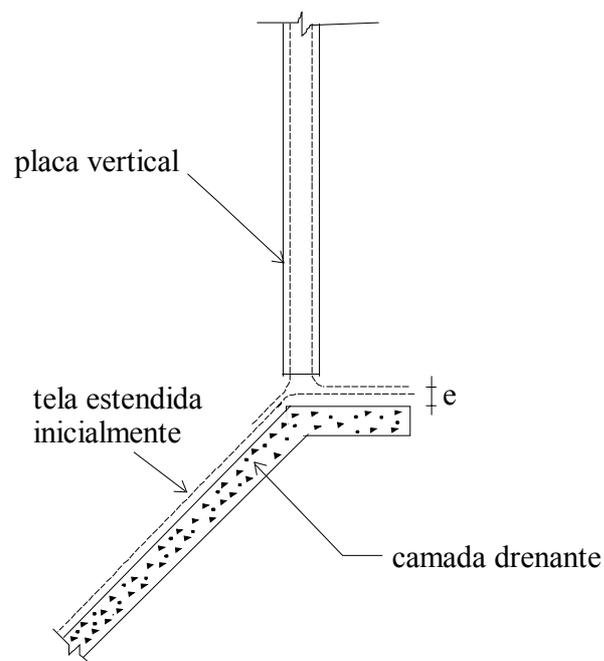


Fig. 5.3: Posicionamento das telas salientes durante a montagem das placas verticais [MACHADO JR.(1978)]

Uma recomendação para a dobragem das telas é evitar o posicionamento da dobra próximo às regiões de solda, pois estas zonas são menos dúcteis, podendo ocasionar problemas quando a estrutura for posta em uso.

b) Concretagem dos pilaretes

A altura dos pilaretes deve coincidir com a borda superior das placas verticais. As armaduras devem ser ajustadas antes da colocação das fôrmas. As telas internas das placas verticais são dobradas em direção ao interior dos pilaretes, sendo que os estribos verticais se justapõem a essas telas. As fôrmas dos pilaretes tem apenas três lados, pois as placas verticais já constituem parte da fôrma. A região da junta deve ser coberta com o auxílio de um sarrafo de madeira (vide Fig. 5.4).

Os sarrafos podem ser retirados decorridas 24 horas após a concretagem. As telas externas das placas verticais são então alinhadas e amarradas com arame.

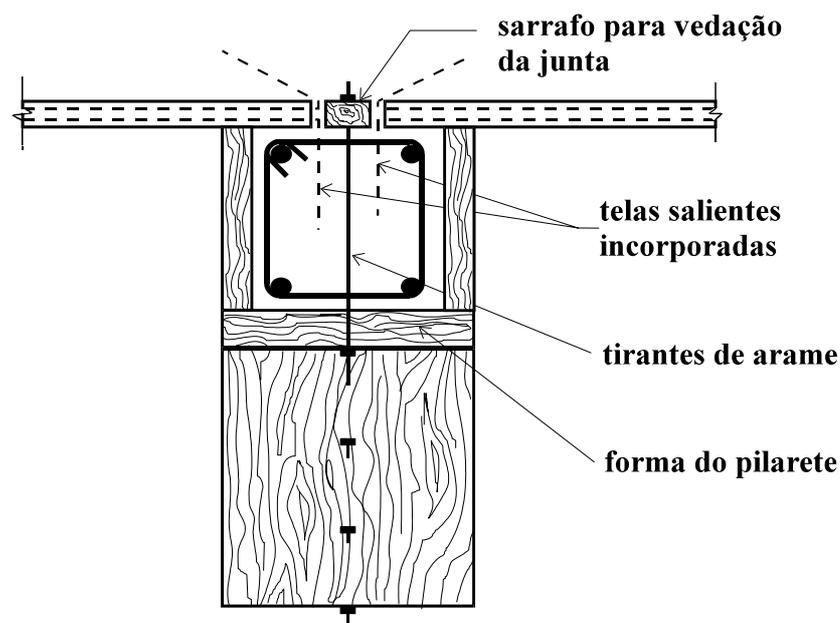


Fig. 5.4: Detalhe das formas dos pilaretes [MACHADO JR.(1978)]

c) Colocação da armadura do fundo e dos taludes

Após a execução das paredes, dispõe-se sobre o fundo e os taludes as telas que irão constituir a armadura da membrana de argamassa armada. Para a emenda das telas, o Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS) recomenda a sobreposição de duas malhas

para o caso de telas soldadas de diâmetro inferior ou igual a 8 mm (vide Fig. 5.5). Outra indicação é a de que os fios emendados devem estar preferencialmente no mesmo plano. As emendas devem ser amarradas com arame e defasadas uma das outras (quando se usa duas ou mais camadas de telas), a fim de se evitar regiões de menor resistência. Deve-se ter bastante cuidado com as pontas desses arames de fixação, a fim de que não fiquem salientes e com cobrimento reduzido — o que favoreceria o desenvolvimento de zonas de corrosão. LIBÓRIO(1989) recomenda a sua dobragem para o interior da armadura.

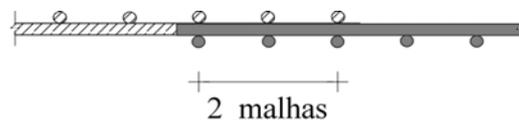


Fig. 5.5: Emendas para armaduras principais

A posição e o cobrimento corretos das telas são garantidos com o auxílio de grampos metálicos, cravados na superfície do fundo ou talude e retirados quando da moldagem da membrana.

d) Moldagem do fundo e taludes

Nesta fase são argamassadas as juntas verticais — que devem ser executadas de baixo para cima. A união das placas verticais com o fundo ou os taludes é feita concomitantemente à moldagem destes.

O ACI 549.1R-88 indica a seguinte sequência de mistura dos materiais: primeiro a água e depois o cimento, para formar a pasta; em seguida, a sílica ativa ou pozolana, caso sejam utilizadas; só então deve se juntar a areia à mistura³.

O controle da espessura de argamassa especificada em projeto é feito por meio de espaçadores de cobrimento ou cordões de argamassa. Uma recomendação de uso corrente

³ Essa sequência também é válida para a execução das placas pré-moldadas.

especifica que a moldagem seja feita em faixas de no máximo 1,5 m⁴, sendo que as juntas dessas faixas devem ser defasadas das juntas verticais.

O lançamento da argamassa geralmente é feito em duas etapas. Na primeira, lança-se metade do material necessário ao recobrimento da armadura, que é espalhado com colher e vibrado. Na segunda etapa, procede-se ao lançamento e vibração do restante do material.

O acabamento da superfície é feito com desempenadeira. Logo após esta operação deve-se proteger a superfície com capa plástica de cor clara (para não absorver calor e acentuar a possível fissuração decorrente de variações de temperatura e secagem), devendo ser iniciada cura cuidadosa tão logo a argamassa atinja consistência que o possibilite.

Os cuidados inerentes a essa fase executiva são:

- posicionar corretamente as telas, a fim de garantir o cobrimento especificado em projeto;
- cumprir fielmente o traço especificado para a argamassa, tendo em vista a garantia da trabalhabilidade e durabilidade da mesma;
- cuidar para que as pontas dos arames de amarração não excedam o cobrimento da armadura, favorecendo o processo de corrosão;
- não vibrar excessivamente a argamassa e atentar para que não ocorram vazios.

e) Execução da “prainha”

Terminada a execução do fundo e decorrido o tempo de cura dos pilaretes, as fôrmas e os escoramentos podem ser removidos. São executadas então as instalações de abastecimento e tratamento da piscina. Em seguida procede-se à execução da camada drenante vertical. O topo dessa camada deve ser capeado com argamassa pobre de cimento e areia, com inclinação para dentro da piscina⁵.

As telas da armadura e a espessura da “prainha” são idênticas às das placas

⁴ Essa recomendação fundamenta-se num aspecto construtivo: 1,5 m é uma distância confortável para que um trabalhador sarrafeie e regularize a superfície.

⁵ Recomenda-se caimento de 1%.

verticais. Os trechos de telas salientes no topo das paredes são dobrados e justapostos à armadura da “prainha”. Deve-se executar um fechamento lateral desta, que também serve como enrijecedor. Detalhes da armadura são mostrados na Fig. 5.6. A moldagem e cura devem ser feitas de maneira análoga à realizada no fundo e nos taludes.

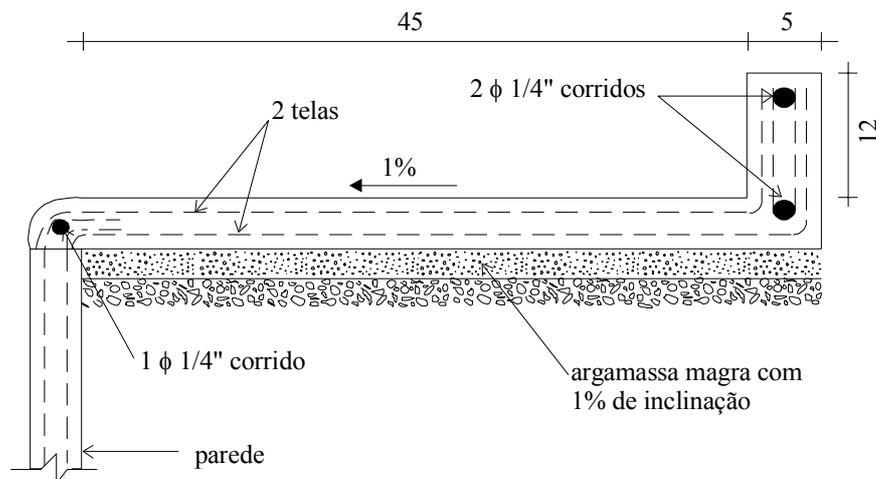


Fig. 5.6: Detalhe construtivo da “prainha” [MACHADO JR.(1978)]

5.3.2. Moldagem no local

A moldagem *in loco* pode ser executada de duas formas: por lançamento manual ou por projeção de argamassa. A escolha do modo mais adequado depende de vários fatores, tais como porte da obra, custo, disponibilidade de materiais, equipamentos e mão-de-obra especializada.

O processo de projeção possibilita uma execução mais rápida, dispensa vibração (pois a própria velocidade de impacto e consistência resultam num material auto-adensável), reduz o número de juntas em virtude do aumento na velocidade de lançamento e proporciona uma maior confiabilidade quanto ao controle de qualidade da argamassa. O lançamento manual, apesar de mais lento, resulta em custo inferior pois, em

países como o nosso, a mão-de-obra tem remuneração mais baixa.

WAINSHOTK(1992) alerta para uma desvantagem da projeção por via úmida: “devido à consistência fluida da argamassa, torna-se difícil aplicá-la em superfícies verticais ou muito inclinadas, onde o número de malhas seja relativamente pequeno”. A fim de contornar tal problema deve-se buscar aumentar a coesão da argamassa através da adição de sílica ativa ou fibras não-metálicas.

A seqüência executiva e os cuidados referentes ao lançamento manual são os mesmos descritos nos itens 5.3.1 c) a e).

Se, por um lado, a projeção proporciona argamassas de melhor qualidade, por outro exige maiores cuidados na sua execução. A fim de situar o leitor a respeito desta técnica, o item 5.7 discorre sobre ela.

5.4. Cura

As estruturas em argamassa armada têm maior superfície exposta e maiores teores de cimento, o que as torna mais susceptíveis aos efeitos nocivos decorrentes da retração. Portanto, para evitar a fissuração inicial é imprescindível a realização de uma cura cuidadosa, iniciada tão logo o endurecimento do material o permita.

HELENE(1986) atenta para o fato da ausência de cura criar uma série de canalículos superficiais, aumentando a permeabilidade do componente estrutural como um todo: “Todos os fenômenos de permeabilidade à água, a gases, absorção d’água, retenção de fuligem, difusão de elementos agressivos, etc., serão intensificados e comprometerão a proteção da armadura”.

O procedimento de cura pode ser subdividido em duas etapas. A primeira, também chamada de cura inicial, corresponde às primeiras 24 horas. Conforme o tipo de cimento, a cura final pode se estender por 3 ou 7 dias — o primeiro caso é aplicável aos cimentos de alta resistência inicial. No entanto, SILVA(1991) recomenda estender este período em até 14 dias para se evitar o surgimento de fissuras decorrentes da retração.

É fundamental que não se permita a rápida secagem da superfície após o término

do período de cura, pois isto poderia provocar o surgimento de fissuras.

A cura inicial pode ser efetuada de cinco formas:

- (I) por imersão⁶;
- (II) por aspersão⁷;
- (III) por cobrimento da superfície com mantas, espuma ou areia constantemente umedecidas;
- (IV) cura química, por aplicação de uma camada de material selante que impede a evaporação da água dos capilares presentes no concreto⁸;
- (V) cura a vapor⁹.

Passadas as primeiras 24 horas, pode-se optar por manter o método de cura ou alterá-lo. Por exemplo, realizar cura inicial por aspersão e cura final por cobrimento da superfície com espuma.

O ACI só permite a cura ao ar livre se a umidade relativa do ar for igual ou superior a 85%.

5.5. Teste de desempenho

Apesar da pintura ser capaz de fechar microfissuras, não se deve contar com esse auxílio, sendo a estanqueidade do reservatório ou piscina inteiramente proporcionada pela membrana de argamassa.

Por este motivo, antes da pintura deve-se encher o reservatório e observar se não há fuga de água pelos drenos. Recomenda-se iniciar esse enchimento somente depois de decorridos 10 dias da última moldagem, além de ele ser feito lentamente (0,5m por dia), com observações constantes da saída dos drenos.

Verificada a eficiência do reservatório, ele deve ser esvaziado, seco, e só então

⁶ A imersão só é aplicável a elementos pré-moldados.

⁷ Aspersões intermitentes não são recomendadas devido às contrações e dilatações alternadas.

⁸ A cura química é indicada para moldagens em clima frio, onde a cura com água é contra-indicada em virtude da possibilidade de congelamento. Para o caso de reservatórios, seria necessária uma pré-avaliação de custos e de possíveis perdas de aderência à posterior pintura.

⁹ Como a cura química, é um processo caro. Além disso, no caso de reservatórios, pode ser de difícil execução.

pintado.

5.6. Pintura

Já foi dito em capítulo anterior que, até hoje, a pintura de reservatórios e piscinas tem sido considerada apenas como função estética. Tal posicionamento está absolutamente a favor da segurança, pois se desconsidera uma proteção que na realidade existe.

A pintura obstrui os poros superficiais do concreto e até mesmo fissuras de pequena abertura, impedindo, portanto, a penetração de elementos agressivos na argamassa. Em outras palavras: influencia diretamente a durabilidade da estrutura, desempenhando importante papel na proteção das armaduras.

SILVA(1995) afirma sobre este tipo de material: “são capazes de vedar uma fissura existente de até 0,1mm, porém rompem a película se a estrutura vier a fissurar após o revestimento impermeabilizante de superfície estar concluído”. Relacionando essa afirmação à proposta de dimensionamento mostrada no capítulo anterior, pode-se levantar mais uma função do teste de desempenho: ao impor-se o carregamento hidrostático à estrutura, provavelmente surgiriam fissuras decorrentes dessa ação; no entanto, ela teria sido dimensionada para que a abertura de fissura não ultrapassasse 0,1 mm — justamente o que a pintura é capaz de vedar. Portanto, estar-se-ia garantindo a impermeabilidade, proteção das armaduras e conseqüente durabilidade da estrutura.

Os tipos usuais de pintura utilizada em estruturas do gênero são a borracha clorada e a resina epóxi. Possuem alta aderência com concretos e argamassas, além de alta resistência a produtos químicos, mas são sensíveis aos raios ultravioleta, podendo surgir alterações de cor e ressecamento. Tal desvantagem é contornada com uma manutenção adequada, procedendo-se a uma repintura quando se fizer necessário. Um outro tipo de borracha sintética utilizada como impermeabilizante é o Hypalon que, segundo BAUER(1994) apresenta resistência às intempéries, à luz solar e ao calor.

Apesar de a boa aderência às argamassas ser característica dos materiais

comumente utilizados como impermeabilizantes, não se deve descuidar de alguns cuidados essenciais à garantia de tal propriedade: o substrato a ser pintado deverá estar livre de umidade e isento de elementos que possam prejudicar a aderência entre os materiais, tais como poeira, graxas e óleos. Além disso, é essencial atender as recomendações de manuseio e estocagem fornecidas pelo fabricante do produto.

5.7. Projeção de concretos e argamassas: estudo da técnica construtiva

Descrever-se-á a seguir um pouco sobre a tecnologia de projeção de concretos e argamassas, cujas técnicas são semelhantes e, por isso, não se fará distinção entre uma e outra.

5.7.1. Definição e aplicações

Há muitas definições para o concreto projetado. Dentre elas, a que parece ser mais adequada é justamente a mais sucinta e abrangente. Essa é a definição dada pelo ACI 506.R-90, *Guide to Shotcrete*, para concreto projetado: “argamassa ou concreto pneumaticamente projetado a alta velocidade sobre uma superfície”.

Os concretos e argamassas projetados apresentam grande versatilidade, podendo ser empregados para as mais diversas finalidades, tais como revestimentos, obras subterrâneas, contenção de taludes, reparos e reforços estruturais, impermeabilizações, elementos auto-portantes, reservatórios, piscinas, chaminés de fornos, silos e outros.

O concreto projetado pode ser aplicado para substituir o concreto convencional em alguns casos. No entanto, ele é mais indicado para os casos onde a colocação de fôrmas seja muito trabalhosa (ou se deseje reduzir o seu custo), o acesso ao local de moldagem seja difícil, haja necessidade de pequenas espessuras ou estas sejam variáveis.

Uma das vantagens do concreto projetado é a sua ótima aderência a vários tipos de material. No entanto, comparado ao concreto convencional, ele é mais susceptível a falhas quando houver grandes concentrações de armadura.

5.7.2. Problemas inerentes

São quatro os defeitos mais comuns que ocorrem no concreto projetado: laminação, oclusão de material refletido, efeito de “sombra” e alterações na superfície do produto final. Tais defeitos reduzem a resistência mecânica do material, bem como sua durabilidade.

A oclusão de material decorre da reflexão: os agregados refletidos, ao invés de se precipitarem no chão, aderem-se às barras da armadura, às fôrmas, às cambotas e aos cantos. Ao se projetar sobre as superfícies onde este material está aderido, eles se incorporam à camada de concreto projetado, formando um material poroso e com carência de finos. Tais regiões apresentam então baixa resistência e alta permeabilidade. Estas falhas devem ser removidas preferencialmente antes do seu endurecimento. O controle desse defeito é visual e feito pelo mangoteiro.

O efeito de “sombra” está relacionado à projeção sobre armaduras. Uma projeção inadequada, decorrente de uma distância de projeção incorreta ou o uso excessivo de aditivos aceleradores, provoca a formação de vazios atrás das barras da armadura (vide Fig. 5.7). Isto é essencialmente perigoso, pois facilita a exposição do aço a agentes agressivos, que podem provocar sua corrosão. O efeito de “sombra” é mais intenso em projeções sobre barras de maior diâmetro.

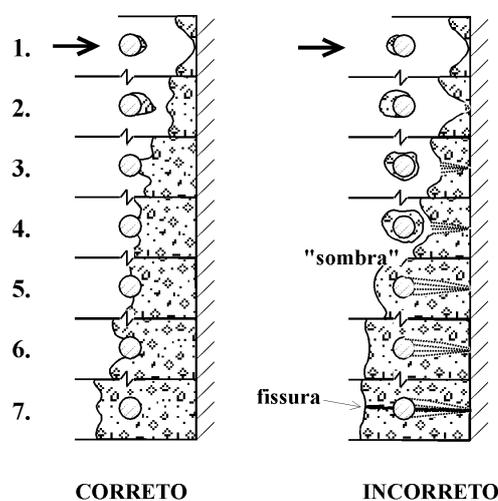


Fig. 5.7: Esquema de ocorrência do efeito de “sombra”
[FIGUEIREDO(1992)]

A laminação, como o próprio nome indica, corresponde à formação de camadas com características diferentes, resultando num produto final anisotrópico e de durabilidade reduzida. As causas geradoras de tal defeito podem ser: o próprio modo de jateamento do material, a utilização de mão-de-obra pouco qualificada ou supervisão inadequada e a mistura incorreta dos materiais secos. Uma outra causa, menos importante seria a utilização de aditivos aceleradores à base de aluminato.

Em virtude da pequena espessura das peças de argamassa armada, o efeito de laminação não é preocupante — pois, geralmente se atinge a espessura desejada com apenas uma camada.

Um quarto defeito que pode surgir em peças moldadas em concreto projetado é a existência de imperfeições superficiais. A Tabela 5.1 indica as principais imperfeições que podem ocorrer, juntamente com suas causas.

Tabela 5.1: Imperfeições superficiais do processo de projeção e suas causas

Tipo de imperfeição	Causa provável
---------------------	----------------

Grandes eflorescências	Uso excessivo ou inadequado de aditivos aceleradores de pega ou de outros produtos químicos
Afloramentos dos agregados graúdos (aparência superficial rústica)	A água em excesso, ao escorrer pela superfície, provoca a lavagem dos finos
Formação de dunas na superfície	Ângulo de projeção incorreto
Variações na rugosidade e manchas superficiais	Manejo inadequado do bico de projeção

5.7.3. Tipos de projeção

Os concretos e argamassas projetados são usualmente classificados de acordo com o seu processo de produção: por via seca ou por via úmida. Esta classificação dá-se em virtude do processo de projeção influenciar intensamente as propriedades do material, tais como resistência mecânica, reflexão de material projetado, formação de poeira e deslocamento.

Os processos de projeção diferenciam-se pelo local de adição da água à mistura. Na projeção por via seca, a água é adicionada somente no bico de projeção, através de um anel umidificador. Já no processo por via úmida, a água é misturada aos agregados e ao cimento antes da mistura ser introduzida na máquina de projeção. Um terceiro processo, que é praticamente uma particularidade do primeiro, consiste em se dispor um anel umidificador alguns metros antes do bico de projeção. Este processo é denominado via semi-úmida. As Figs. 5.8 a 5.10 esquematizam estes processos.

A Tabela 5.2 indica a comparação entre os processos de projeção feita pelo ACI, enquanto a Tabela 5.3 reproduz o quadro comparativo apresentado por FIGUEIREDO(1992).

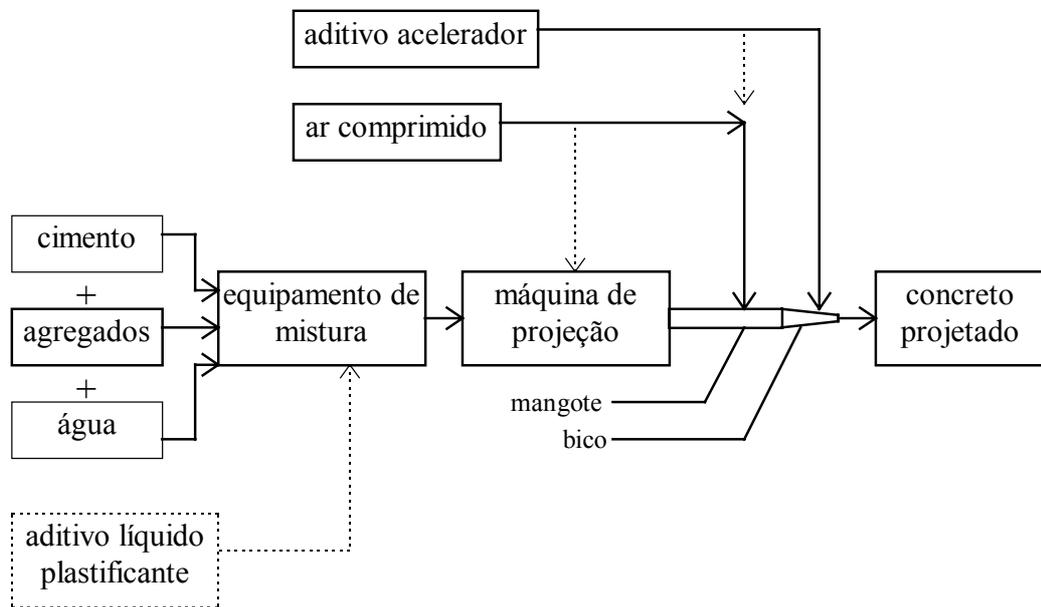


Fig. 5.8: Diagrama esquemático da projeção por via úmida [BERTINI (1996)]

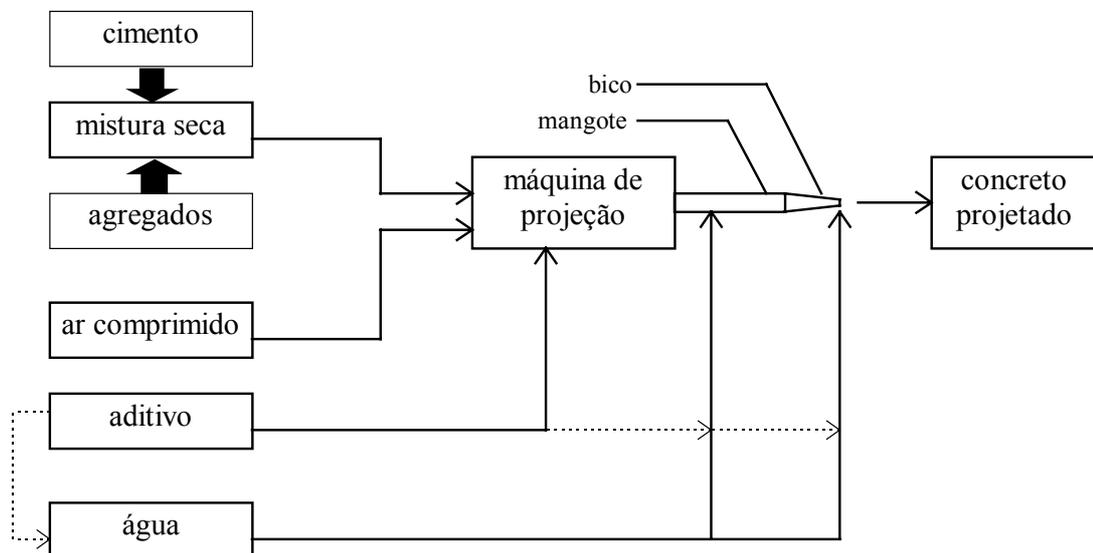


Fig. 5.9: Diagrama esquemático da projeção por via seca [BERTINI(1996)]

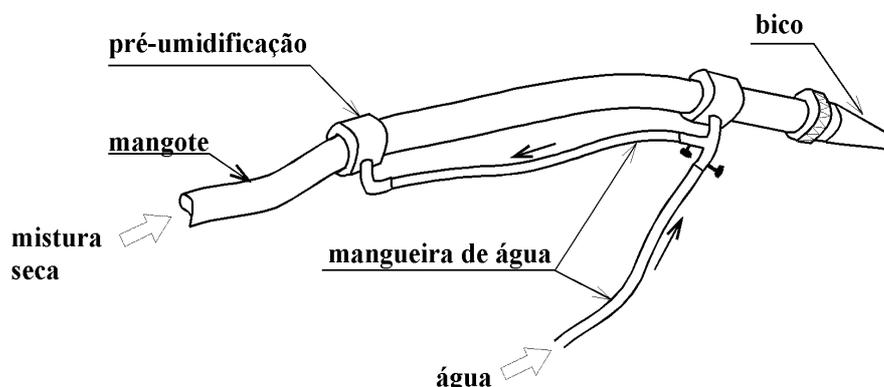


Fig. 5.10: Detalhe do bico de projeção para o processo por via semi-úmida
[BERTINI(1996)]

Tabela 5.2: Comparação entre os processos de projeção (ACI)

Via seca	Via úmida
<ul style="list-style-type: none"> – O controle da consistência e do teor de água da mistura é feito durante a saída do material no bico de projeção, a fim de se adequar as propriedades da mistura às condições do campo. 	<ul style="list-style-type: none"> – O controle do teor de água é feito durante a mistura dos materiais, proporcionando uma determinação precisa desse valor.
<ul style="list-style-type: none"> – Mais indicado para concretos contendo agregados leves ou materiais refratários, além de concretos que necessitem altas resistências iniciais. 	<ul style="list-style-type: none"> – Maior garantia de que a água é completamente misturada aos outros ingredientes da mistura.
<ul style="list-style-type: none"> – Possibilita o transporte da mistura por longas distâncias. 	<ul style="list-style-type: none"> – Menor produção de poeira e de perda de cimento peculiares ao processo de produção.
<ul style="list-style-type: none"> – As características de início e parada do lançamento são melhores, com mínimas perdas e maior flexibilidade de lançamento. 	<ul style="list-style-type: none"> – Normalmente resulta em índices de reflexão mais baixos, proporcionando menores perdas de material.
<ul style="list-style-type: none"> – Proporciona resistências mais altas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Proporciona uma maior produtividade.

Tabela 5.3: Comparação detalhada entre os processos de projeção

[FIGUEIREDO (1992)]

Fator	Via seca	Via úmida
Equipamento	<ul style="list-style-type: none"> - menor investimento total - manutenção simples e pouco freqüente, fácil operação 	<ul style="list-style-type: none"> - menos equipamentos no local de trabalho - menor desgaste do bico, mangueiras e bomba para a mesma produção - consumo de ar até 60 % menor
Mistura	<ul style="list-style-type: none"> - na obra ou na usina - possibilidade de utilização de misturas pré-dosadas - desempenho alterado pela umidade da areia 	<ul style="list-style-type: none"> - na usina e apurada - a umidade da areia não interfere no processo
Produção e alcance	<ul style="list-style-type: none"> - raramente ultrapassa os 5 m³/h no campo - pode transportar material a maiores distâncias 	<ul style="list-style-type: none"> - 2 a 10 m³/h na projeção manual - até 20 m³/h na produção mecanizada - robô
Reflexão	<ul style="list-style-type: none"> - 15 a 40 % em paredes verticais - 20 a 50 % para o teto - ocorre formação de bolsões de material refletido - variação do traço na estrutura por perda intensa de agregado 	<ul style="list-style-type: none"> - baixa reflexão, que pode ser menor de 10 % - não ocorre formação de bolsões de material refletido - pequena perda de agregado
Qualidade	<ul style="list-style-type: none"> - alta resistência devido ao baixo fator a/c - menor homogeneidade do material - depende da experiência da mão-de-obra 	<ul style="list-style-type: none"> - maior dificuldade para obter resistências elevadas (alto fator a/c) - maior homogeneidade na qualidade
Velocidade de impacto	<ul style="list-style-type: none"> - maior, com melhor aderência de aplicação no teto - maior facilidade de compactação do material 	<ul style="list-style-type: none"> - geralmente adequada para emprego em túneis e minas - material menos compactado, geralmente
Aditivos	<ul style="list-style-type: none"> - em pó: adicionados na betoneira ou antes da cuba de alimentação - líquidos: adicionados junto ao bico de projeção 	<ul style="list-style-type: none"> - utiliza-se apenas os aditivos líquidos
Poeira e névoa	<ul style="list-style-type: none"> - grande produção de poeira - dificuldade de visualização do trabalho - formação de ambiente insalubre (em túneis, exige ventilação) 	<ul style="list-style-type: none"> - muito pouca formação de poeira - melhor visibilidade - pode produzir névoa de aditivo líquido de alta alcalinidade e tóxica, exigindo ventilação
Versatilidade	<ul style="list-style-type: none"> - pode ser utilizada para jateamento de areia, projeção de argamassa, materiais refratários e recobrimentos 	<ul style="list-style-type: none"> - pode ser utilizada com sistema de bombeamento convencional
Flexibilidade	<ul style="list-style-type: none"> - facilidade de interrupção, com pouca ou nenhuma perda de material - ajustável às condições da superfície (em presença de água) 	<ul style="list-style-type: none"> - exige planejamento cuidadoso para minimizar perdas por interrupção do trabalho - apresenta dificuldade de operação em superfície molhada (exige maiores teores de aditivos aceleradores)

A escolha do processo de produção mais adequado depende de vários fatores,

dentre os quais se pode citar: custo e manutenção dos equipamentos, características operacionais, adequação e disponibilidade dos agregados e características do lançamento.

5.7.4. Propriedades

Geralmente, um concreto ou argamassa projetados de maneira adequada apresentam uma boa durabilidade e uma excelente aderência ao concreto, à alvenaria, a rochas, aos aços e a outros materiais. Esta técnica construtiva propicia a obtenção de um material com resistência elevada, baixo coeficiente de absorção, boa resistência ao intemperismo, aos ataques químicos e ao fogo. Contudo, para que estas propriedades sejam alcançadas são necessários bons materiais, uma boa especificação, uma boa supervisão dos trabalhos, além de uma preparação da superfície do substrato, mistura e lançamento adequados.

Comparando-se os concretos e argamassas projetados àqueles de mesma composição e moldados no sistema convencional, os primeiros apresentam propriedades físicas comparáveis às dos últimos — chegando mesmo até serem superiores em alguns casos. Mas o ACI 506.R-90 enfatiza que as propriedades e o desempenho do concreto projetado são amplamente dependentes das condições sob às quais é lançado, que vão desde a escolha do equipamento de projeção até a competência e experiência da mão-de-obra empregada.

Os concretos projetados, em sua maioria, são mais susceptíveis aos efeitos da retração por secagem, em virtude de possuírem teores de cimento mais elevados quando comparados aos concretos convencionais — esse efeito é causado pela ocorrência da reflexão. Isto exige um menor espaçamento das juntas de concretagem ou um maior consumo de armadura.

A fim de se melhorar certas propriedades do material, pode-se lançar mão do uso de algumas adições, tais como fibras e sílica ativa. As primeiras melhoram o controle da retração plástica e algumas propriedades do concreto endurecido. Já a sílica ativa melhora a coesão, a aderência, a resistência mecânica e a durabilidade.

O consumo de cimento, a porosidade e a permeabilidade do material, além do uso

de aditivos aceleradores de pega, interferem num importante aspecto do produto final: a durabilidade. Em relação à execução, uma baixa durabilidade poderia advir de três causas: limpeza inadequada do substrato, espessura insuficiente (especialmente cobrimento da armadura inadequado), além de mistura e ou aplicação inapropriadas.

5.7.5. Materiais

Como já foi dito anteriormente, a qualidade dos materiais constituintes do concreto projetado influenciam as propriedades do produto final. Portanto, a escolha dos materiais mais adequados, seu transporte e armazenamento devem satisfazer a certas condições especificadas.

Após o exame de vários aspectos relacionados à durabilidade, FIGUEIREDO(1992) afirma ser possível a obtenção de um concreto projetado de boa qualidade a partir de materiais convencionais e uma equipe habilitada. O ponto crítico do processo tem sido a mão-de-obra, capaz de tornar um material de qualidade em potencial em outro cheio de falhas executivas. O ACI chega a apontar a equipe de projeção como o elemento mais importante para o sucesso do empreendimento. Portanto, para se obter um concreto projetado com as qualidades desejadas deve haver um rigoroso controle de qualidade, que está relacionado, por sua vez, ao conhecimento, à habilidade e à experiência.

a) Cimento

As especificações para o cimento empregado em concreto projetado seguem as mesmas regras referentes àqueles utilizados em concreto convencional. Mas, durante a determinação das proporções da mistura deve-se estar atento ao fato do teor final de cimento ser maior que o dosado.

GEBLER(1989) indica o uso de cimentos de composição regulada para a projeção de concretos em estruturas onde o tempo disponível para a execução dos trabalhos seja curto. Tais cimentos constituem-se basicamente de alita, fluor-aluminato de cálcio e um retardador adequado. As principais vantagens do cimento de composição regulada é

dispensar o uso de aditivos aceleradores e desenvolver resistências elevadas a pequenas idades.

No concreto projetado, um aumento do consumo de cimento não é fator preponderante para a elevação da resistência à compressão, sendo a umidificação adequada da mistura uma dos fatores principais (senão o principal) para que isto aconteça. Isto porque misturas com um teor de umidade ótimo proporcionam máxima compactação com boa aderência.

Praticamente não há restrições quanto ao tipo de cimento empregado na projeção de concretos. Deve-se ter cuidado apenas com cimentos muito finos, como os de alta resistência inicial. Os efeitos negativos que poderiam surgir desse uso seriam um aumento da liberação de pó e maior probabilidade de ocorrer entupimentos na câmara do rotor. O primeiro efeito decorre da dificuldade de umedecimento dos materiais de elevada área específica. Quando o teor de água na mistura é elevado, os grãos de cimento tendem a se aderir às paredes da câmara do rotor, o que provoca os entupimentos. Em contrapartida, tem-se como efeito positivo do uso de cimentos finos uma diminuição da reflexão, em virtude destes cimentos proporcionarem a obtenção de misturas mais coesas.

b) Agregados

À medida que se aumenta o teor de agregados, bem como sua dimensão, eleva-se os índices de reflexão. A primeira causa é justificada pelo fato de um maior número de agregados aumentar a probabilidade de colisões entre eles. Para que o agregado se fixe à camada projetada, é necessário que haja uma camada de amortecimento suficiente para absorver a energia do impacto. Ora, agregados maiores exigem maior energia para serem fixados. Portanto, a formação do colchão de amortecimento demandará mais tempo, resultando num índice de reflexão maior. Logicamente, quanto maior o teor de finos na mistura, menor será a reflexão. É por isso que o uso de sílica ativa é indicado para reduzir a reflexão, pois além de elevar o teor de finos, aumenta a coesão do material, justamente pela sua elevada finura.

c) Água

A água utilizada na mistura deve estar isenta de substâncias deletérias tanto ao aço quanto ao concreto. Recomenda-se o uso de água potável. Caso contrário, o ACI afirma ser necessária a realização de ensaios de qualidade da água disponível, a fim de se detectar a existência de agentes agressivos ao material.

Elevando-se o teor de água na mistura, diminui-se a produção de poeira e aumenta-se sua plasticidade. Isto significa uma maior capacidade de absorção da energia proveniente do impacto dos agregados e, conseqüentemente, uma menor reflexão. No entanto, se o teor de umidade for excessivamente elevado, ocorre uma fluidificação da mistura, acarretando perda de coesão e conseqüentes deslocamentos.

É pelos motivos citados acima que o processo por via úmida mostra-se vantajoso em relação ao índice de reflexão. FIGUEIREDO(1992) afirma : “isto ocorre devido a dois fatores básicos, quais sejam, a maior coesão do material projetado por via úmida, que já vem total e homoganeamente umidificado, e a menor velocidade de projeção em relação à via seca”.

No processo de projeção por via seca o controle de umidificação deve visar a obtenção de um teor de umidade ótimo, de modo a maximizar a compactação e, conseqüentemente, a resistência mecânica do produto final. Um expediente empregado para se reduzir a produção de poeira inerente ao processo consiste em se realizar uma pré-umidificação da mistura (via semi-úmida).

d) Aditivos

Os aditivos utilizados na projeção de concretos ou argamassas podem ter a finalidade de melhorar as características da mistura fresca ou as propriedades do material endurecido. O ACI recomenda que, antes de serem utilizadas em larga escala, as misturas que fazem uso de aditivos devem ser testadas e avaliadas. Ele alerta ainda para dois aspectos: alguns aditivos aceleradores são prejudiciais à saúde de quem os manuseia e podem resultar em reduções consideráveis na resistência última do concreto projetado.

Os aditivos incorporadores de ar, que podem ser utilizados no processo por via

úmida, tendem a tornar a mistura mais trabalhável e com menores índices de reflexão. Este tipo de aditivo é bastante utilizado em regiões sujeitas a congelamento e degelo.

Os aditivos aceleradores são os mais comumente utilizados nos processos de projeção. A sua função é obter um rápido endurecimento do material, além de garantir a execução de camadas espessas numa só passada. Este último aspecto relaciona-se ao aumento da reflexão e da heterogeneidade conforme se aumenta o número de camadas necessárias para se atingir determinada espessura. É válido ressaltar que este aspecto não é importante para o trabalho em questão, pois a espessura dos elementos de argamassa armada é bem pequena, sendo necessária, portanto, apenas uma camada de aplicação.

Os aditivos plastificantes e superplastificantes, empregados para reduzir o teor de água na mistura sem prejudicar a trabalhabilidade, são mais empregados no processo por via úmida.

Em vista do que foi dito acima, percebe-se que o controle do teor de aditivos é fundamental por três aspectos: o alcance de resistências elevadas rapidamente; a obtenção de fluidez que melhore a trabalhabilidade, mas suficiente para não ocorrer deslocamentos; a melhoria das propriedades a pequenas idades sem provocar um prejuízo muito grande à durabilidade do material. Segundo o ACI, esse controle é mais facilmente realizado com o uso de aditivos líquidos, cuja dosagem poderia ser controlada por uma bomba dosadora, proporcionando uma maior homogeneização do aditivo na mistura.

FIGUEIREDO(1992) ressalta a importância do uso de dosadores de aditivo: “a utilização de dosadores é fundamental por dois aspectos. Em primeiro lugar porque, da precisão com que é dosado o aditivo depende o desempenho do material. Em segundo lugar, quando se utiliza o dosador, reduz-se o contato do operário com um material que traz riscos à saúde”.

Entre os componentes do concreto, o aditivo é o mais susceptível à perda de suas propriedades devido a más condições de armazenamento. Logo, deve-se tomar uma série de cuidados na estocagem do produto.

e) Adições

Materiais pozolânicos podem ser adicionados ao concreto projetado para melhorar sua trabalhabilidade e facilitar o bombeamento nos processos por via úmida. As pozolanas colaboram para o aumento da resistência do material ao ataque de sulfatos e para a redução das reações álcali-agregado. Mas o ACI alerta que o uso de pozolanas em substituição a parte do cimento pode resultar em ganhos de resistência inicial mais baixos.

A sílica ativa pode ser considerada com uma super-pozolana, cujo uso melhora a adesão e a coesão — o que resulta em menores índices de reflexão¹⁰ e menor risco de ocorrer deslocamentos. O seu uso parece promissor, principalmente para reduzir ou substituir os aditivos aceleradores. Isto porque ela apresenta grande facilidade de aplicação em presença de umidade e, ao contrário dos aditivos aceleradores, traz benefícios às propriedades do material endurecido, tais como o aumento da resistência à compressão e da durabilidade e a redução da permeabilidade.

Dois inconvenientes da utilização de sílica ativa seriam uma maior geração de poeira e uma maior dificuldade de umidificação — efeitos causados pelo seu alto módulo de finura e elevada área específica. Estes efeitos negativos podem ser combatidos pré-misturando-se a sílica ativa à água, formando uma nata que só então será adicionada à mistura.

Uma outra alternativa para a melhoria de algumas propriedades do concreto projetado é a adição de fibras à matriz.

No caso de fibras de aço, os aspectos relacionados ao seu uso são:

- aumento da ductilidade e da resistência à fissuração e ao impacto;
- desempenho em alguns casos comparável ao concreto reforçado com telas de aço;
- o teor de fibras incorporado à matriz é diferente do teor dosado para a mistura, em virtude de haver grandes perdas por reflexão;
- ao se aumentar o comprimento das fibras, eleva-se também a resistência ao cisalhamento, além de melhorar o comportamento pós-fissuração. Em

contrapartida, as fibras mais longas favorecem o entupimento dos condutos, aumentam os índices de reflexão e reduzem a trabalhabilidade¹¹;

- as fibras curtas são mais facilmente misturadas e bombeadas, além de refletirem menos. No entanto, o comportamento pós-fissuração não é tão bom¹².

ARMELIN & HELENE(1995) apresentam uma fórmula para avaliar a porcentagem de perda no teor de fibras causado pela reflexão. Aplicando valores experimentais à equação, eles estimaram perdas de até 30 % para a projeção por via úmida e superiores a 50 % para a projeção por via seca. Eles observaram ainda o comportamento anisotrópico do material: a orientação das fibras influencia a resistência à compressão. Já o comportamento à flexão é influenciado pelo tipo e taxa de fibras e pelo aditivo acelerador utilizados. Em virtude disso, não é recomendável estimar o desempenho do concreto projetado com fibras a partir dos resultados obtidos para o concreto com fibras moldado no local — mesmo com composições idênticas.

As fibras de polipropileno não exigem equipamento diferenciado para sua aplicação e proporcionam uma redução dos índices de reflexão. Contudo, nem sempre provocam mudanças significativas nas propriedades do produto final. RICHARDSON(1990) observou que as fibras longas de polipropileno aumentam a capacidade do concreto em absorver carga após a fissuração. Tal comportamento é atribuído ao maior comprimento de aderência fibra/concreto, uma vez que as fibras curtas tendem a ser arrancadas quando submetidas a esforços axiais. O autor comenta ainda que a reflexão das fibras de polipropileno não constitui risco de ferimentos aos funcionários da obra.

As fibras e a sílica ativa podem ser consideradas complementares. O uso das primeiras aumenta a reflexão, que é combatida pelo aumento da coesão e da aderência

¹⁰ FIDJESTOL(1993) relata que a redução nos índices de reflexão chega a 50 a 70%, proporcionando a execução de camadas de até 30 cm em uma única passada.

¹¹ CEDERQVIST(1988) recomenda que a relação de aspecto (comprimento/diâmetro da fibra) seja inferior a 100. Ele mostra ainda uma máquina de projeção, devidamente projetada para concreto com fibras, capaz de proporcionar menores índices de reflexão.

¹² RICHARDSON(1990) comenta que o comprimento de fibra comumente utilizado é de cerca de 2,5cm.

provocado pela adição de sílica ativa. A utilização desta última gera um aumento de resistência mecânica do material, mas em contrapartida surge um comportamento à ruptura mais frágil. Este efeito pode ser combatido pelas fibras, que aumentam a tenacidade do material.

5.7.6. Equipamentos

Os componentes básicos do equipamento para a projeção de concretos e argamassas são: máquina de projeção (bomba ou canhão), compressor de ar, misturador (betoneira), bomba de água, mangueiras e bico de projeção. O equipamento pode dispor ainda de alimentador e dosador de aditivos.

Antes da escolha do equipamento a ser utilizado, deve-se realizar uma minuciosa avaliação da extensão e do tipo do trabalho, das condições no canteiro de obras, da qualidade e disponibilidade dos agregados e da mão de obra e tempo disponíveis. Tal cuidado é fundamental para uma boa aplicação, cujo sucesso requer um equipamento com operação e manutenção apropriadas.

O cuidado com a manutenção do equipamento relaciona-se à necessidade de se ter um material o mais homogêneo possível: o equipamento de projeção deve estar sempre em condições de evitar grandes variações de fluxo da mistura seca — o que produziria um material heterogêneo.

Os equipamentos para projeção por via seca podem ser classificados em (a) com câmara de alimentação simples ou dupla e (b) com alimentação contínua (vides Figs. 5.11 a 5.15).

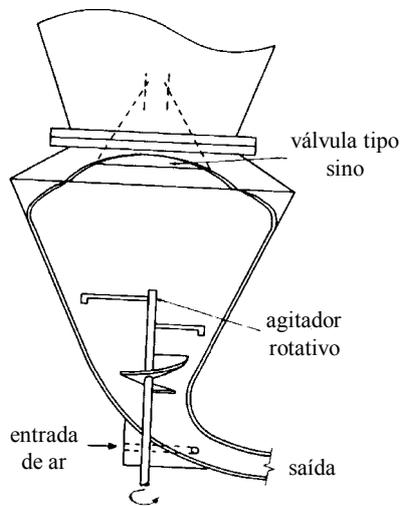


Fig. 5.11: Bomba de projeção com câmara simples (via seca)[ACI(1994)]

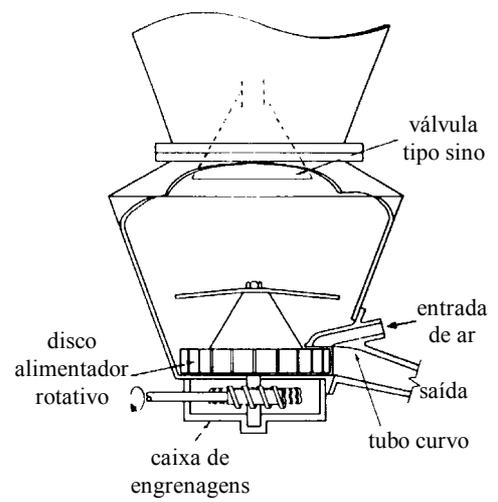
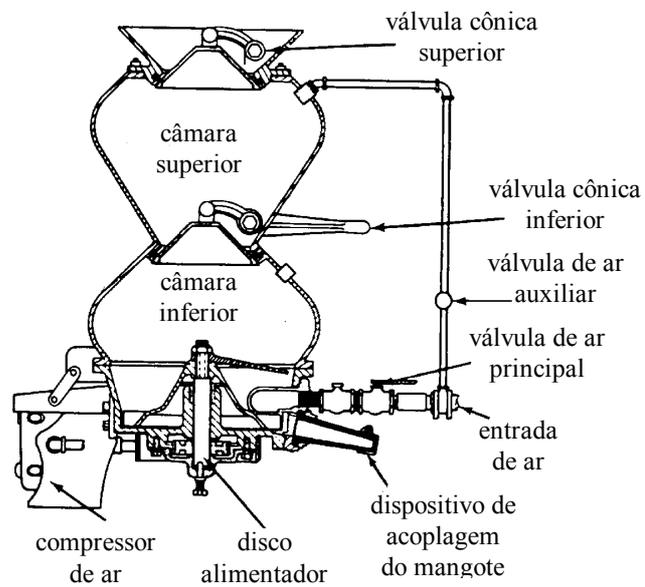


Fig. 5.12: Bomba de projeção com câmara simples e disco alimentador (via seca)
[ACI(1994)]



5.13: Bomba de projeção com câmara dupla (via seca) [ACI(1994)]

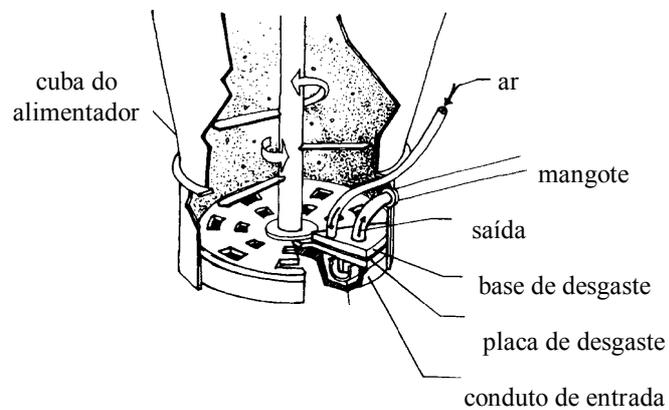


Fig. 5.14: Esquema da bomba de projeção de rotor tipo calha em "U" (via seca) [ACI(1994)]

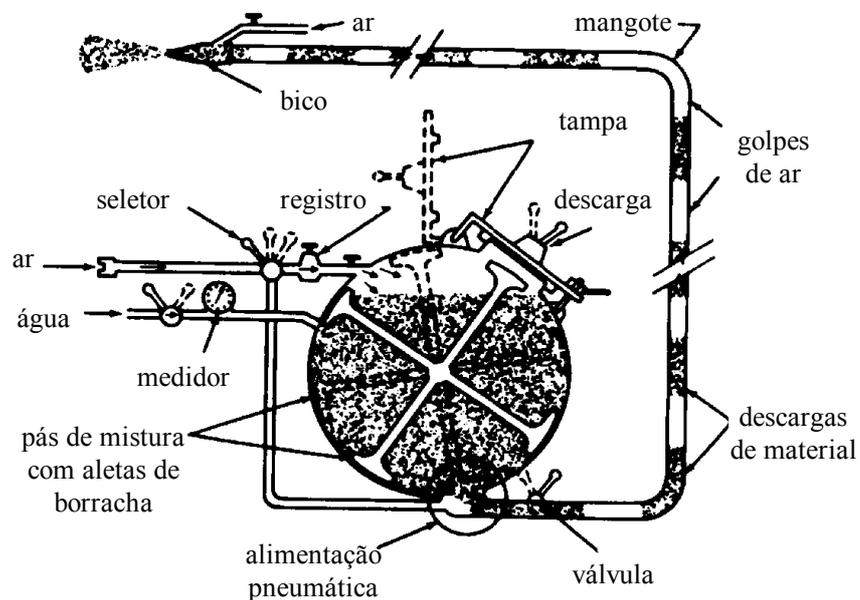


Fig. 5.15: Bomba de projeção pneumática (via úmida) [ACI(1994)]

Para a projeção por via úmida os equipamentos podem ser de dois tipos: com

alimentação pneumática ou por deslocamentos constantes (vide Figs. 5.16 e 5.17).

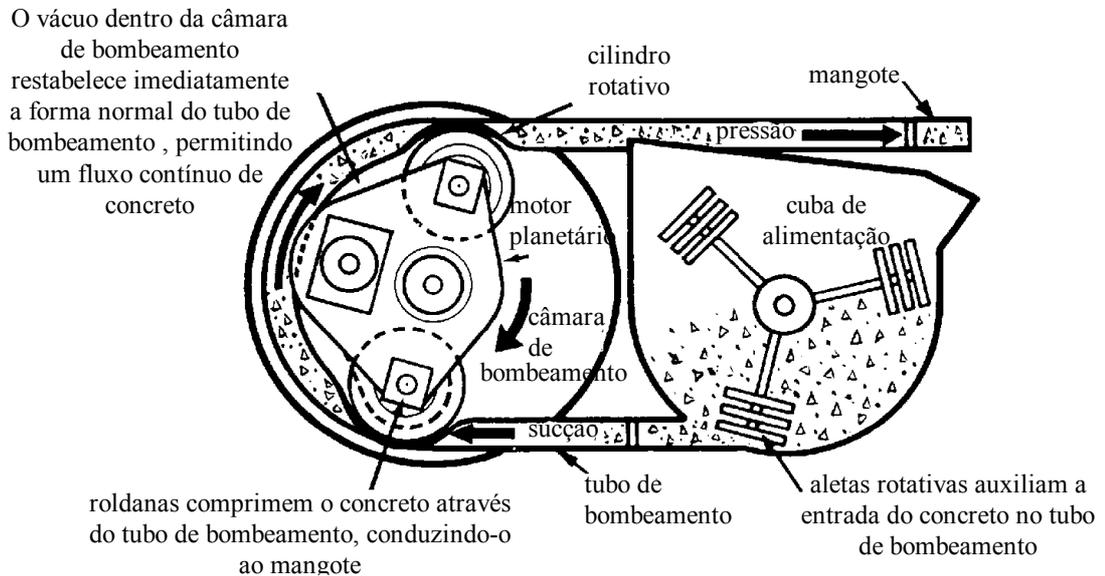


Fig. 5.16: Esquema do bombeamento por compressão (via úmida) [ACI(1994)]

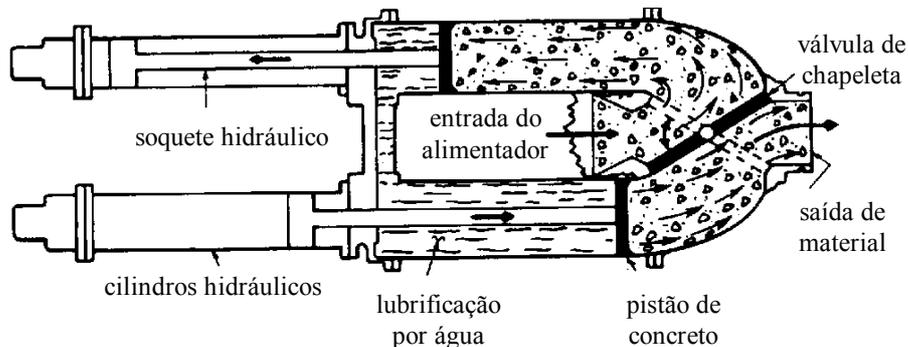


Fig. 5.17: Desenho esquemático de bomba de deslocamento tipo pistão (via úmida) [ACI(1994)]

GLASSGOLD *apud* FIGUEIREDO (1992) afirma : “a qualidade do concreto projetado aplicado, incluindo aí sua durabilidade, é diretamente proporcional à velocidade de projeção”. A projeção por via úmida proporciona velocidades mais baixas que as alcançadas pela via seca. Isto pode ocasionar um nível de compactação mais baixo, o que

explica, em parte, o melhor desempenho apresentado por concretos projetados por via seca. No entanto, apesar de ser fato conhecido que altas velocidades proporcionam melhor compactação, não há parâmetros quantitativos que definam *alta velocidade*.

A velocidade de projeção influencia ainda a resistência à compressão do material e a reflexão. A primeira propriedade decorre do grau de compactação: concretos mais compactos apresentam maior resistência mecânica. O índice de reflexão relaciona-se à energia de impacto: velocidades mais altas provocam um aumento dessa energia e, portanto, da reflexão.

Entre os fatores que influenciam a velocidade de projeção, o ar comprimido ocupa uma posição de destaque. O seu fornecimento com pressão e vazão adequadas são essenciais para a obtenção da velocidade de projeção que atenda às especificações do material. É preciso atentar que velocidades exageradas, além de aumentar a reflexão, provocam uma maior liberação de poeira (no caso de via seca), piorando as condições de trabalho para os operários.

O fornecimento de ar comprimido está diretamente relacionado às características do compressor. Deve-se dispor de tal equipamento com capacidade e em condições adequadas para atender à demanda exigida pela máquina de projeção. A pressão do compressor deve ser ajustada de acordo com sua idade, altitude, comprimento do mangote, altura de recalque, tipo de equipamento, massa de material a ser transportado e o número de singularidades (dobras, cotovelos, reduções, junções, etc).

Outro fator que influencia a velocidade de projeção são as características do bico. Reduzindo-se o diâmetro do bocal, aumenta-se a velocidade de projeção (e conseqüentemente a reflexão). Com este intuito, pode-se usar bicos simplesmente afunilados ou bicos especiais. Além de velocidade adequada, o bico de projeção deve proporcionar uma boa umidificação da mistura e a formação de um cone de projeção com a maior concentração possível.

A alimentação da máquina de projeção com os materiais secos pode ser manual ou mecânica (vide Figs. 5.18 e 5.19). Ao primeiro tipo são inerentes a falta de homogeneidade e falhas no proporcionamento da mistura, principalmente os aditivos.

Uma alternativa seria uma alimentação contínua através de equipamento mecânico. Este segundo tipo de alimentação garante um fluxo constante de materiais secos, aumentando a produtividade, facilitando a dosagem de aditivos (quando utilizados em pó) e reduzindo as perdas de material. O alimentador mecânico pode ser provido de esteira rolante ou rosca-sem-fim — este segundo tipo proporciona uma melhor mistura do aditivo com os materiais e, conseqüentemente, uma maior homogeneidade do produto final.

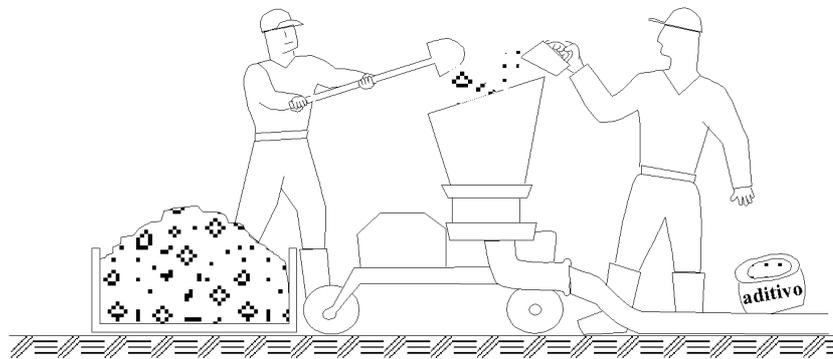


Fig. 5.18: Alimentação manual da máquina de projeção [FIGUEIREDO(1992)]

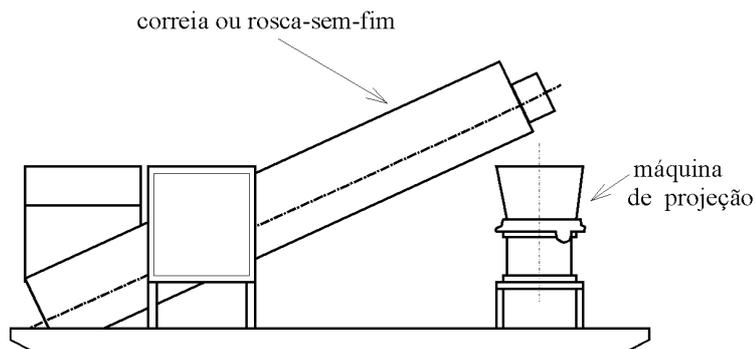


Fig. 5.19: Alimentação mecânica da máquina de projeção FIGUEIREDO(1992)]

A vazão fornecida pela alimentadora deve ser igual à produtividade da máquina de projeção. Com este fim, as alimentadoras devem dispor de reservatório que garanta o correto fornecimento do material. No entanto, deve-se evitar uma longa permanência dos

materiais dentro dele para que não ocorram perdas por pré-hidratação.

5.7.7. Equipe de trabalho

Cerca de oito pessoas podem constituir uma equipe básica de projeção. As funções que definem o trabalho são:

- encarregado: dedica-se à organização e ao gerenciamento do trabalho, à motivação dos demais elementos da equipe, à manutenção das condições de segurança e ao controle de qualidade;
- mangoteiro: responsável pela aplicação do concreto. No processo via seca é ele quem faz o controle visual do teor de água na mistura. O correto posicionamento do bico de projeção é tarefa dele, em ambos os processos. Daí sua importância capital na qualidade do produto final.
- auxiliar de mangoteiro: ajuda o mangoteiro na movimentação do bico, transmite a informações deste ao restante da equipe e pode realizar a limpeza das áreas adjacentes à projeção;
- operador da máquina de projeção: deve zelar pelo bom funcionamento da máquina de projeção e pelo fornecimento de um fluxo constante de material;
- operador de betoneira: responsável pela adequação entre dosagem especificada e mistura executada;
- encarregado de acabamento: faz o acabamento do material projetado — no caso de reservatórios, esse acabamento resume-se ao alisamento da superfície;
- ajudantes: transportam equipamentos, mangueiras e materiais, removem os detritos da reflexão e limpam a área de trabalho. Desempenham funções de suporte ao andamento geral do trabalho.

5.7.8. Processo de execução

5.7.8.1. Procedimentos preliminares

a) Preparação da superfície

O desempenho do concreto projetado depende também das condições da superfície

que o recebe. As condições do substrato influenciam tanto no momento da aplicação — superfícies irregulares e rígidas provocam um aumento da reflexão — quanto nas condições do material endurecido — em virtude da aderência substrato/concreto. Percebe-se, portanto, que o primeiro passo para a projeção de concretos é a preparação da superfície que irá recebê-lo.

As superfícies de projeção podem ser de terra, de concreto, de aço, de alvenaria ou de madeira. Para o caso em questão, interessa discorrer apenas sobre substratos de concreto ou alvenaria — pois são eles que podem constituir a regularização da camada de filtro ou o próprio filtro em si.

A preparação das superfícies de concreto consiste na remoção de regiões onde existam fissuras em demasia, lascas e concreto solto ou deteriorado. Na região de extração do concreto defeituoso deve ser feito um reparo, evitando-se mudanças bruscas de espessura e bordas onduladas. Se o substrato de concreto for muito liso, deve-se aumentar a rugosidade da superfície por jateamento de areia ou outro meio mecânico. Após a conclusão dos reparos, deve-se proceder à limpeza da superfície por meio de jateamento de água ou areia. Se o último meio for utilizado, os grãos soltos devem ser removidos por aspersão de ar comprimido. Para evitar a absorção de água da mistura projetada, deve-se umidificar a superfície de aplicação — é válido ressaltar que não deve existir água em excesso, senão o efeito será contrário ao desejado.

O preparo de substratos de alvenaria é semelhante aos de concreto. Atenção especial deve ser dada à pré-umidificação, pois o seu coeficiente de absorção é maior que o de concretos.

b) Fôrmas

As fôrmas devem possuir rigidez suficiente para receber o impacto da projeção sem apresentar grandes deformações ou vibração excessiva. Elas podem ter como material constituinte a madeira, o aço, papelão reforçado com telas ou sarrafos de metal expandido.

No caso de piscinas e reservatórios enterrados, as fôrmas (ou anteparos) seriam necessárias apenas nos casos onde, por algum motivo construtivo, a camada de filtro tivesse de ser executada posteriormente à moldagem da membrana.

c) Armaduras

O dimensionamento da armadura obedece o mesmo critério daquelas para concreto convencional. Uma combinação de barras e telas pode reduzir o número de telas necessárias em elementos mais espessos, suprimindo a carência de seção transversal de armadura — essa redução do número de telas também facilita a aplicação do concreto. O ACI ressalta que o arranjo de armadura deve ser feito de modo a facilitar a projeção e minimizar a formação de vazios e bolsões de areia.

Outro cuidado de extrema importância é a fixação das armaduras. Elas devem estar devidamente amarradas com arame a fim de se evitar vibrações (que podem gerar vazios nas regiões adjacentes às barras e falhas na aderência) e deslocamentos — no caso de peças de pequena espessura, a garantia do cobrimento é fundamental.

Devem ser evitados nós de amarração muito grandes, pois eles podem favorecer a formação de vazios e bolsões de areia.

As sobreposições de telas devem ser de pelo menos uma vez e meia o espaçamento entre os seus fios, além de serem devidamente amarradas.

Caso seja necessário mais de uma tela, projeta-se o concreto na primeira camada de telas e só então procede-se à colocação e moldagem da próxima camada¹³. Quando for utilizada uma combinação de barras e telas, as últimas são dispostas exteriormente às primeiras.

As barras da armadura devem estar isentas de quaisquer impurezas.

d) Fixação das armaduras

Ancorar, apoiar ou garantir o cobrimento e espaçamento da armadura são as funções de alguns dispositivos especiais, comumente utilizados no sistema de

projeção de concretos e argamassas. Alguns destes dispositivos são: cavilhas de expansão, pinos de aço, pregos especiais, grampos auto-perfuráveis e anteparos de ampliação. Também podem ser utilizados adesivos em alguns casos.

A escolha do dispositivo de fixação relaciona-se à extensão da obra, ao tipo de armadura empregado, à posição de projeção, ao tamanho do dispositivo, à sua quantidade e ao seu custo. O ACI ressalta a importância de se seguir rigorosamente as prescrições do fabricante para a colocação dos dispositivos.

Para peças menos espessas, os dispositivos de fixação mais utilizados são os pregos e cavilhas de expansão.

O ACI recomenda que o espaçamento entre dispositivos de ancoragem não deve ser superior a:

1 - 90 cm para projeção em pisos;

2 - 60 cm para projeção em superfícies verticais e inclinadas.

Outra recomendação é de que os espaçadores e dispositivos de fixação não devem dificultar o cobrimento adequado da armadura.

e) Controle de alinhamento

A fim de se obter as espessuras especificadas em projeto e uma superfície plana regular, faz-se necessário alguns expedientes que garantam um correto alinhamento. Fios esticados, faixas de guia, espaçadores, barras graduadas cravadas no substrato, e mesmo fôrmas convencionais, são utilizadas com o intuito de se garantir a espessura desejada.

As barras graduadas cravadas no substrato devem ser aplicadas onde os orifícios de perfuração não sejam prejudiciais à estrutura. Portanto, para as peças de pequena espessura de que trata o presente trabalho, não é recomendável o uso deste tipo de dispositivo.

f) Juntas

As juntas de concretagem devem ser executadas de modo a evitar o

¹³ Entretanto, isto é praticamente inviável no caso de reservatórios em argamassa armada, em virtude da

enfraquecimento da região. Para tanto, recomenda-se que as bordas sejam afuniladas (inclinadas) e, antes da projeção seguinte, devem ser limpas e pré-umidificadas.

g) Proteção das superfícies adjacentes

As superfícies próximas à região de projeção devem ser protegidas, por dois motivos: o primeiro refere-se aos danos causados pelos resíduos de projeção em equipamentos ou estruturas; o segundo motivo está relacionado à qualidade do concreto — caso haja projeção sobre o material refletido, o produto final resultará mais pobre e com aderência insatisfatória.

Entre os tipos de proteção que podem ser levados a efeito citam-se: cobrimento das áreas adjacentes com madeira compensada, filme plástico ou lonas; proteção das superfícies com graxa, óleo diesel ou outros materiais facilmente removíveis. Caso não sejam empregados nenhum desses métodos, deve-se proceder à limpeza das áreas com resíduos antes do endurecimento destes.

5.7.8.2. Dosagem e ensaios anteriores à construção

Para o concreto projetado por via úmida, a dosagem dos materiais segue as linhas básicas dos concretos convencionais. Mas, antes de se dosar a mistura, é necessário lembrar algumas diferenças entre os métodos, quais sejam:

- I - a reflexão provoca perdas de agregado graúdo, resultando num concreto com teor de finos mais alto;
- II - concretos projetados apresentam um consumo de cimento mais elevado que os executados pelo sistema convencional.

Tais diferenças também tornam o produto da projeção mais susceptível aos efeitos da retração — fenômeno mais crítico no sistema por via úmida.

Para a projeção por via seca, não existem métodos padronizados que correlacionem resistência do concreto e proporção de componentes da mistura.

O ACI atenta para o fato da resistência à compressão não ser o fator mais

dificuldade de amarração das telas e garantia do correto posicionamento.

importante para determinar a qualidade da projeção. Em algumas aplicações, principalmente aquelas constituídas por camadas de projeção pouco espessas, a permeabilidade e a durabilidade são aspectos essenciais a serem considerados ao se determinar a dosagem dos materiais. Deve-se atentar também para:

- as características desejadas para o concreto e restrições envolvidas;
- o desempenho e as especificações relativas ao trabalho;
- o tipo de equipamento ser adequado à projeção (se por via seca ou úmida, com ou sem agregado graúdo).

Uma curva granulométrica dos agregados bem graduada e uma boa compactação são fatores que conduzem a um produto final com bom desempenho. A Betomaq Industrial Ltda., especializada no fornecimento de equipamentos para a projeção de argamassas, recomenda que a curva granulométrica da areia esteja dentro dos limites mostrados na Fig. 5.20. Alerta ainda que as argamassas devem ser plásticas, pois misturas muito fluidas tendem a segregar a areia e entupir os equipamentos. Afirma que uma argamassa boa para ser utilizada com a colher é a mais adequada para bombeamento.

Em obras de pequeno porte e responsabilidade, costuma-se fazer a dosagem tomando-se por base o desempenho demonstrado por obras similares construídas na região. Para estas obras, o custo da execução de ensaios em escala real seria proibitivo. Este tipo de ensaio consiste na moldagem de parte da estrutura, variando a proporção dos componentes, a fim de avaliar o seu desempenho. A estrutura deverá ser construída com o traço que mostrar melhores resultados.

O ACI indica a realização de ensaios em escala real nos casos onde não houver dados disponíveis acerca das condições do local da obra e da relação entre as propriedades do concreto e o tipo de materiais empregados, a curva granulométrica dos agregados e a resistência da argamassa. Este tipo de estudo preliminar não se justifica em trabalhos relativamente pequenos ou naqueles onde os materiais, a proporção da mistura, os equipamentos e a mão-de-obra mostraram resultados satisfatórios em obras anteriores.

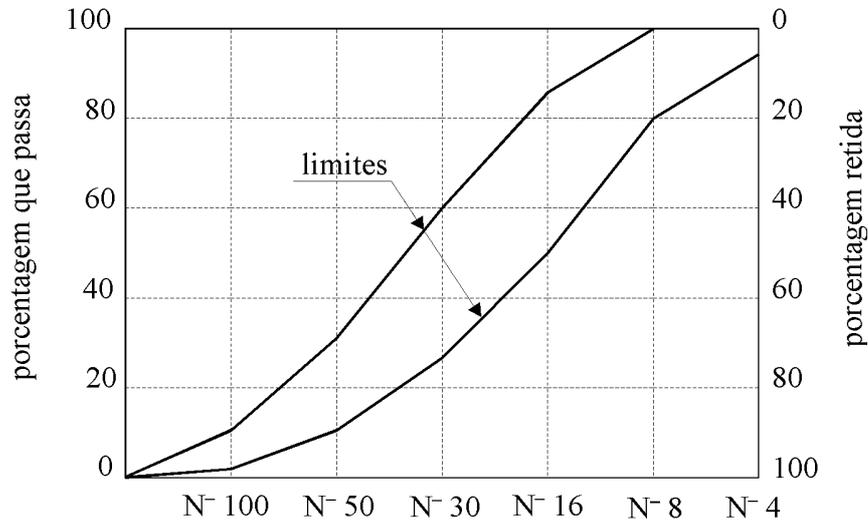


Fig. 5.20: Indicação dos limites granulométricos da areia para argamassas bombeáveis [BETOMAQ Industrial Ltda(s.d.)]

5.7.8.3. Mistura

A dosagem dos materiais em peso é a mais indicada. No entanto, dosagens em volume podem ser feitas, principalmente nos casos onde houver dificuldade de acesso ou o volume projetado for pequeno. Nestes casos, os agregados são medidos em volume e o cimentos em quantidade de sacos.

Nos casos onde as condições de campo forem desfavoráveis à dosagem em peso, mas o trabalho exigir rigor no proporcionamento dos materiais, pode-se usar o expediente de pré-misturar os materiais secos em usina, sendo adicionados no local somente a água e os aditivos líquidos.

O teor de umidade da areia é um aspecto de merecida atenção, pois variações nesse valor devem evitadas.

Os aditivos em pó são adicionados à massa quando da mistura dos materiais secos. Já os aditivos líquidos, pré-misturados à água, são incorporados à matriz quando esta for adicionada à mistura — lembrar que o local de adição da água varia conforme o processo

utilizado. Tanto para via seca quanto para via úmida, os aditivos aceleradores só devem ser introduzidos no bico de projeção.

Deve-se tomar os devidos cuidados para evitar o embolamento das fibras, garantindo sua distribuição uniforme na argamassa — o uso de fibras curtas e/ou coladas favorece esse aspecto.

5.7.8.4. Lançamento

O ACI afirma que, sob o ponto de vista da construção, qualidade, utilidade e custo, a projeção é mais indicada para elementos de pequena espessura (igual ou inferior a 15 cm), não muito armados. Nota-se, portanto, que este método construtivo pode ser promissor para a execução de piscinas e reservatórios em argamassa armada.

A projeção também é indicada para casos especiais, onde sejam necessárias estruturas leves, impermeáveis, resistentes ao calor ou a ácidos. Em qualquer destes casos, é fundamental que a mão-de-obra seja especializada e experiente.

A Tabela 5.4 enumera as diferenças entre os métodos de projeção em relação à forma de lançamento.

Como já foi dito anteriormente, a mão-de-obra é fundamental para a obtenção de um concreto projetado de boa qualidade: mangoteiros e operadores da máquina de projeção devem estar atentos à velocidade e à direção de projeção, à consistência do material e à distância entre o bico e a superfície de projeção.

Tabela 5.4 - Processo de lançamento :via seca × via úmida

Via seca	Via úmida
– Os materiais secos são colocados diretamente no misturador, anteriormente à entrada na máquina de projeção.	– A mistura fluida pré-dosada é novamente misturada antes do bombeamento.

<p>– Primeiramente injeta-se ar comprimido no mangote. A adição de material é feita aos poucos, até se atingir um fluxo constante.</p>	<p>– O ar comprimido é injetado somente no bico de projeção, com a finalidade de se aumentar a velocidade do material projetado.</p>
<p>– A quantidade de ar comprimido e o fluxo de material são controlados pelo operador da máquina de projeção. O mangoteiro controla o teor de água na mistura.</p>	<p>– A quantidade de água e a consistência do material são controlados no misturador. O mangoteiro ajusta apenas o fluxo de ar comprimido. O fluxo de material é controlado pelo operador da máquina de projeção.</p>
<p>– A suspensão dos trabalhos obedece a seguinte ordem de parada: material, água e ar comprimido.</p>	<p>– O encerramento dos trabalhos é simples, bastando interromper o bombeamento do material.</p>

A falta de água na mistura pode gerar defeitos como laminação e o surgimento de lentes de areia, bem como aumenta a reflexão. O excesso dela pode provocar deslocamentos, arqueamentos ou segregação. O surgimento de uma superfície do concreto levemente brilhante indica a quantidade de água ideal. Este controle é feito visualmente no processo por via seca, e através do abatimento de tronco de cone no processo por via úmida.

Fatores importantes para a qualidade do concreto são a velocidade, a direção e o ângulo de projeção. Aumentando-se a primeira, melhora-se a compactação, mas elevam-se os índices de reflexão. A velocidade de projeção depende do volume e da pressão do ar comprimido, do diâmetro e do comprimento do mangote, do tipo e do tamanho do bico de projeção, do tipo de material e da sua taxa de bombeamento.

A distância de projeção geralmente varia entre 0,6 e 1,8 m. Ela está diretamente relacionada à velocidade de projeção: velocidades mais baixas exigem distâncias menores.

O ângulo de projeção deve ser preferencialmente ortogonal à superfície de projeção. Ângulos menores que 90° provocam um aumento da reflexão e podem gerar ondulações indesejáveis na superfície (vide Figs. 5.21 e 5.22). O ângulo mínimo tolerável é de 45° , mas aceitável somente quando as condições de trabalho impedirem um melhor posicionamento do bico.

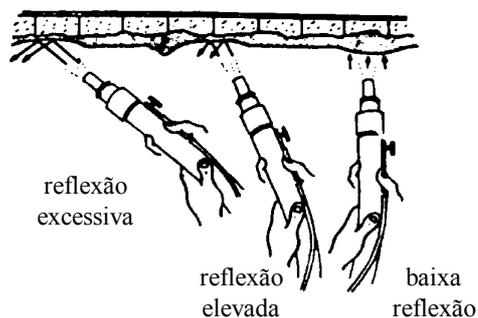


Fig. 5.21: Influência do ângulo de projeção nos índices de reflexão [ACI(1994)]

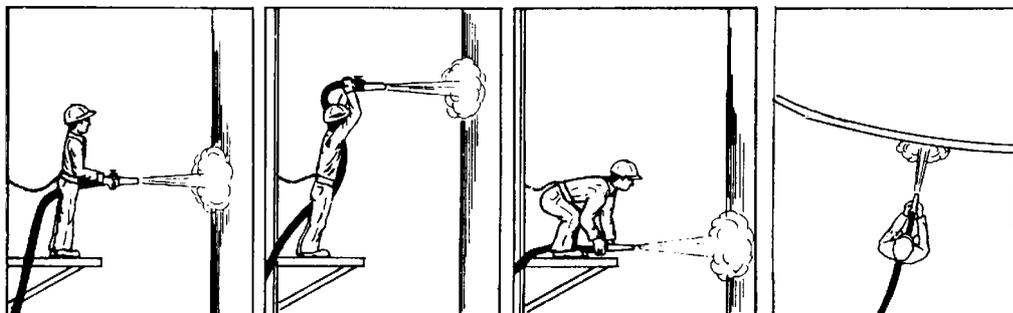


Fig. 5.22: Correto posicionamento do mangoteiro para a projeção vertical [ACI(1994)]

Durante a aplicação é recomendável que sejam feitos movimentos levemente ovalados com o bico de projeção (vide Fig. 5.23). O intuito dessa medida é homogeneizar o material, além de ajudar a reduzir a reflexão.

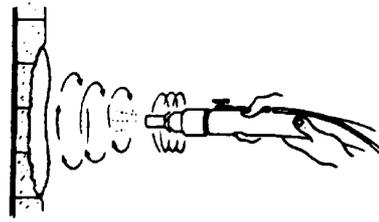


Fig. 5.23: Manipulação do bico de projeção para se obter um concreto projetado de melhor qualidade [ACI(1994)]

Não devem ser feitos movimentos consecutivos de aproximação e afastamento, pois tal procedimento gera um aumento da reflexão (desperdiçando material), além de provocar uma desnecessária rugosidade da superfície.

O controle de todos esses parâmetros é feito pelo mangoteiro.

A projeção pode ser feita em várias camadas. Cada camada é constituída por várias passadas. O detalhamento da execução de várias camadas não é importante para o presente trabalho, uma vez que ele trata de elementos de pequena espessura, formados por uma única camada de projeção.

O efeito de “sombra” pode ser evitado aproximando-se o bico de projeção das barras da armadura e inclinando-o levemente. A mistura projetada sobre armaduras deve ser um pouco mais fluida para permitir o perfeito envolvimento das barras pelo concreto. No entanto, essa água não pode ser excessiva pois, se assim o for, a argamassa poderá escorrer pela barra, causando falhas na aderência, surgimento de vazios e enfraquecimento do material.

Em superfícies verticais a projeção deve ser feita de baixo para cima. Quando houver quinas, estas devem ser preenchidas em primeiro lugar, só então sendo moldadas as regiões centrais (vide Fig. 5.24).

A fim de se evitar a oclusão do material refletido, pode-se incumbir um auxiliar do mangoteiro de realizar a limpeza das áreas com detritos. O auxiliar posiciona-se à frente do trabalho do mangoteiro e realiza a limpeza através do jateamento de ar.

Como dito anteriormente, a reflexão de agregados é inerente ao processo de projeção. Deve-se tomar providências apenas para minimizar os índices de material

refletido.

Não se deve reaproveitar os detritos da reflexão. Isto pode causar o enfraquecimento da matriz, em virtude da eventual contaminação do agregado.

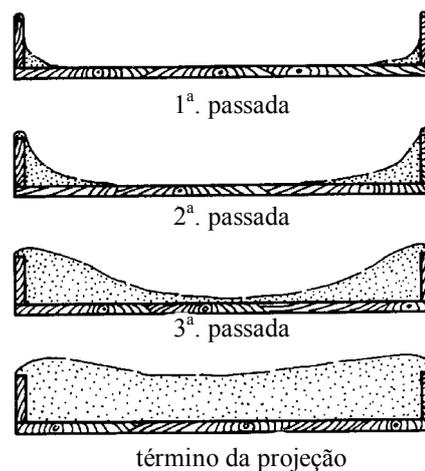


Fig. 5.24: Modo de projeção em cantos [ACI(1994)]

Segundo o ACI, as seguintes situações implicam na suspensão dos trabalhos:

- (I) ventos muito fortes — pois dificultam a correta aplicação do concreto;
- (II) chuvas — porque podem provocar a lavagem dos finos ou elevar o teor de água na mistura, enfraquecendo-a.

Para a projeção por via seca em regiões de clima quente, o tempo entre a mistura e a aplicação do concreto não deve exceder 15 min. O acabamento da superfície deve ser feito logo em seguida, procedendo-se à cura. O ACI recomenda que a temperatura do material deve permanecer entre 10 e 38 °C.

O sistema de projeção pode trazer riscos à equipe de trabalho. Portanto, devem ser tomadas medidas de proteção dos funcionários, tais como:

- 1) o uso de óculos de proteção, luvas e roupas adequadas;
- 2) em áreas fechadas, fornecer máscaras;

- 3) quando forem utilizadas fibras, todo o rosto e pele dos trabalhadores devem estar protegidos.

5.7.8.5. Acabamento

Por questões estéticas, os reservatórios, e principalmente as piscinas, devem possuir uma superfície de acabamento lisa. No entanto, a projeção em si conduz a uma superfície rugosa. Em virtude disso, é necessário sarrafejar a superfície — obedecendo o alinhamento através dos próprios gabaritos de projeção — e, em seguida, alisá-la com desempenadeira de aço. Em argamassas e concretos projetados por via úmida, pela sua própria consistência, é mais fácil se obter uma superfície lisa.

Este tipo de acabamento, apesar de ser apontado pelo ACI como trabalhoso, também é comum ao processo convencional de moldagem em argamassa armada. Portanto, mesmo não sendo recomendada por aquele comitê para os empregos usuais da projeção, o alisamento da superfície não pode ser citado como desvantagem do processo para utilização em argamassa armada.

5.7.8.6. Cura

Como em qualquer estrutura de concreto convencional, a cura é essencial para se obter um material com desempenho satisfatório. Esse aspecto é ainda mais importante no concreto projetado pois, em virtude de consumir maior quantidade de cimento, ele é mais susceptível aos efeitos da retração.

Os procedimentos para a cura da argamassa são idênticos aos descritos no item 5.4.

5.7.9. Controle de qualidade

Como se pôde perceber pela descrição do processo, o desempenho do concreto projetado depende da atenção dispensada a detalhes construtivos. Por isso é essencial o estabelecimento de um controle de qualidade que garanta a obtenção das propriedades desejadas para o concreto. Este controle deve estar associado ao projeto, à especificação dos materiais, ao equipamento de projeção, à mão-de-obra empregada e às técnicas de

instalação.

FIGUEIREDO (1992) classifica o controle de qualidade do processo de projeção em três fases. A Tabela 5.5 indica essa classificação.

Tabela 5.5: Fases do controle de qualidade

	- formação e qualificação da mão-de-obra (com atenção especial dedicada aos principais elementos do processo: o mangoteiro e o encarregado da máquina de projeção).
Cuidados	- verificar se os equipamentos são adequados ao processo a ser utilizado.
Anteriores	- realização de um estudo de dosagem e determinação dos materiais.
à projeção	- verificação da qualidade dos materiais recebidos e armazenamento adequado

	destes.
	- preparação da superfície.
Cuidados durante a projeção	- controle da mistura dos materiais (garantia da homogeneidade e atenção à umidade do agregado, pois valores de umidade altos favorecem o empelotamento);
	- verificação dos equipamentos quanto à instalação, à manutenção, ao funcionamento e à limpeza;
	- cumprir a seqüência de início de funcionamento dos equipamentos ¹⁴
	- garantir uma correta técnica de projeção (direcionamento do jato, distância de projeção, aplicação sobre cantos e armaduras).
	- obedecer a seqüência de desligamento dos aparelhos.
	- alertar os funcionários sobre os riscos inerentes ao trabalho e estabelecer o uso obrigatório dos equipamentos de proteção.
	- executar cura cuidadosa.
Cuidados posteriores à projeção	- controle da resistência e dos índices físicos do concreto através de ensaios (a idade do concreto determina a freqüência destes ensaios).
	- detecção e correção das falhas de produção.

¹⁴ Para a projeção por via seca, a seqüência é:

- 1) abrir o registro de água até se obter uma vazão constante, deixando o ajuste para o instante da projeção;
- 2) liberar o fluxo de ar;
- 3) prover a entrada da mistura seca na máquina de projeção;
- 4) se forem usados aditivos líquidos, o dosador deve ser acionado após a chegada da mistura seca no bico de projeção;
- 5) ajustar a água para se obter a consistência desejada;
- 6) dirigir o bico para superfície de projeção.

A seqüência de ligação dos equipamentos no processo por via úmida é mais simples, sendo ligado o ar comprimido anteriormente à alimentação da bomba com a mistura úmida.

6 Considerações finais

O processo de aprendizagem e produção do conhecimento pode ser comparado a uma espiral: ao se percorrer um ciclo, chega-se a um ponto próximo ao de início, mas não exatamente ele, pois agora avançou-se um tanto. A espiral também nos dá a idéia de repetição, movimento e continuidade. Assim é o saber: interminável, sendo sempre preciso rever e reavaliar conceitos, mas jamais repetir-se-á exatamente a mesma situação. Assim se processam os avanços...

O presente trabalho insere-se nesse contexto: depois de um ciclo de revisão e estudo do conhecimento já estabelecido, avaliações numéricas, comparação e análises, promove-se um passo a mais rumo ao aperfeiçoamento da argamassa armada aplicada a reservatórios enterrados. No entanto, ainda há muito o que se pesquisar...

Tendo em vista várias aplicações bem sucedidas do material, percebe-se sua adequação ao fim objetivado. Porém, os insucessos ocorridos alertam para a

necessidade de aperfeiçoamento. E, para melhorar, é preciso tentar identificar as causas dos problemas.

Com relação à fase de projeto, o presente trabalho parece ter caminhado no sentido de oferecer maior confiabilidade ao projetista:

a) Determinou-se zonas passíveis de fissuração (confirmando, inclusive, o comportamento já observado em alguns casos práticos), levantando-se casos críticos que poderão auxiliar quanto aos cuidados na concepção de futuras obras;

b) Tomou-se conhecimento da ordem de grandeza dos esforços atuantes (o que colabora quando da determinação da taxa de armadura necessária e proporciona maior confiabilidade quanto à ordem de grandeza de possíveis aberturas de fissuras);

c) Constatou-se a influência da deformabilidade do solo na extensão dos esforços (o que pode servir de indicação quanto à escolha do local de implantação da obra) e indicou-se um procedimento para a análise da estabilidade dos taludes que servirão de apoio à estrutura;

d) O enrijecimento da membrana parece não ter correspondido totalmente à expectativa quanto ao seu comportamento. Porém, apesar de aumentar os custos relativos à quantidade de material e tempo gasto para executar o trabalho, ele proporciona maior segurança com relação à durabilidade, pois os cobrimentos geralmente são maiores e as áreas com momentos elevados menores — o que implica em tensões mais baixas nas armaduras¹ e, conseqüentemente, fissuras com menor abertura;

e) Apesar de não se ter aprofundado os estudos relativos à durabilidade, ela não deixou de ser uma preocupação, sendo que as indicações feitas aqui visam favorecê-la. Por exemplo, os cobrimentos sugeridos são maiores que os de uso corrente. Espera-se, então, uma maior proteção da armadura e conseqüente aumento da vida útil da estrutura (contudo, é preciso acentuar que cobrimentos muito elevados também podem ocasionar fissuras de maior abertura, prejudiciais ao bom comportamento do material).

Vê-se, portanto, que a arte de projetar deve estar baseada no conhecimento do comportamento do material, suas limitações e possibilidades, bem como do conceito de durabilidade e vida útil. Além disso, a escolha do método construtivo deve

adequar-se às condições peculiares a cada caso, com relação ao custo e disponibilidade de materiais, equipamentos e mão-de-obra. É preciso ter em mente que a tecnologia, embora promissora, é sensível a pequenos erros (tão comuns em obras) em virtude da pequena espessura do material. Por isso, o projeto deve atingir tal nível de detalhe que forneça os arranjos de armadura e suas posições na estrutura, determine as regiões de sobreposição de telas e sua influência na redução do cobrimento, faça recomendações quanto aos cortes de tela, consistência da argamassa e outros detalhes construtivos, além de prever manutenções a fim de prolongar a vida útil da estrutura. É fundamental evitar improvisações na hora da execução e, para tanto, torna-se necessário tentar prever todas as etapas construtivas e especificar as recomendações necessárias a cada uma delas em um memorial.

SILVA(1995) faz algumas recomendações relativas à durabilidade de concretos, que também são válidas para a argamassa armada: “a fim de se obter uma estrutura durável (...) deve-se tomar os seguintes cuidados:

— selecionar uma forma arquitetônica apropriada no estágio inicial do projeto, a fim de se evitar arranjos estruturais susceptíveis de desproporcionalidade (...);

— os materiais constituintes do concreto não devem conter elementos nocivos ao mesmo;

— estudo de uma dosagem adequada que:

- a) satisfaça os desempenhos requeridos para o concreto fresco e endurecido (abatimento, impermeabilidade, resistência à compressão, etc);
- b) permita lançamento e adensamento que gerem um cobrimento denso, para proteger o aço;
- c) produza um concreto que resista às ações provenientes da atmosfera, solo, gases, líquidos, etc;
- d) evite defeitos superficiais provocados pelos componentes do concreto;

— a mistura, lançamento e adensamento, deverá nos fornecer um concreto homogêneo, não segregado e com uma estrutura fechada; garantir uma cura adequada ao concreto;

¹ Isto porque o enrijecimento é dimensionado para os valores de momento máximo.

— a espessura de cobrimento mínimo das armaduras deverá ser compatível com o meio ambiente;

— evitar ou limitar as fissuras;

— utilizar camadas protetoras de superfícies, em meios muito agressivos;

É de fundamental importância, em qualquer obra, que exista uma integração entre projetista, tecnólogo de concreto e construtor”.

Tendo em vista especificamente o caso de argamassa armada aplicada em reservatórios e piscinas, algumas medidas para se aumentar a confiança na durabilidade da membrana podem ser:

1. Melhorar a qualidade da argamassa: fazer uso de baixas relações água/cimento associado ao uso de superplastificantes (para aumentar a resistência e reduzir a permeabilidade e efeitos de retração), garantir uma compactação adequada através de uma boa vibração, adicionar pozolanas ou sílica ativa à mistura (visando a melhoria da coesão e da plasticidade da argamassa fresca, além da redução da porosidade e aumento da resistência do material endurecido), preferir a utilização de agregados de forma arredondada (para fins de aumento da plasticidade), além da possibilidade da modificação da argamassa com polímeros.

2. Controle da fissuração: por meio de armaduras de diâmetros menores e menos espaçados (conceito já inserido na própria definição de argamassa armada) ou pela adição de fibras não metálicas. Outro expediente seria diminuir as restrições aos deslocamentos, através da previsão de juntas elásticas entre painéis de dimensões determinadas² (vide Fig. 6.1);

3. Proteção da superfície inferior: a fim de evitar o ataque de água e substâncias percoladas pelo filtro, pode-se dispor uma manta plástica ou uma membrana de impermeabilização entre a camada de regularização e a membrana de argamassa armada (vide Fig. 6.1);

² Antes de serem utilizadas, deve ser feito um estudo sobre o seu desempenho, adesão com a argamassa da membrana, cuidados na execução, necessidades de manutenção e riscos de fissuração. Talvez esse fosse um bom tema a ser inserido em pesquisas futuras.

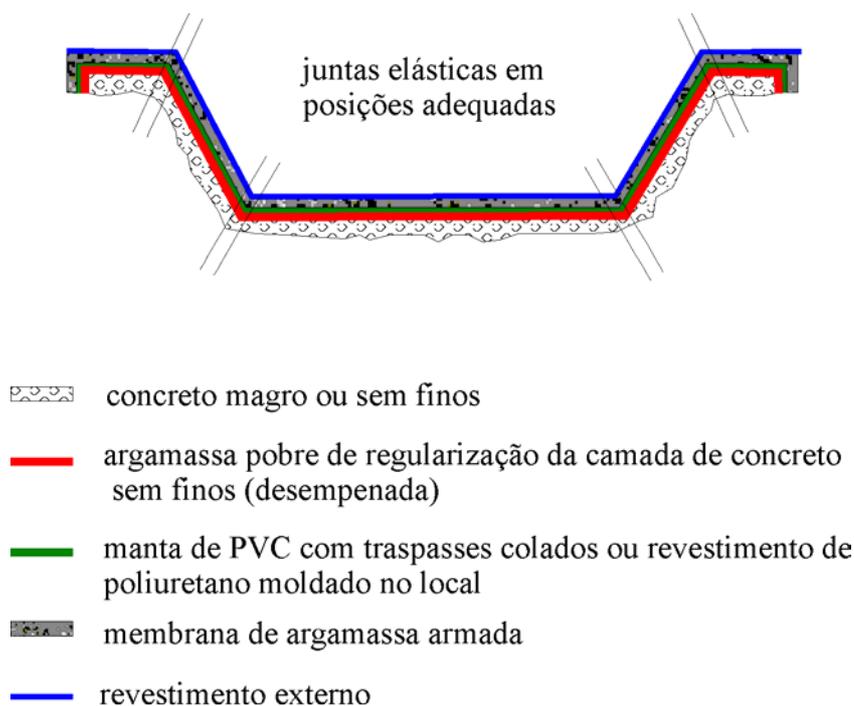


Fig. 6.1 : Sugestões para se aumentar a confiança na durabilidade da estrutura

4. Proteção da superfície superior: como já foi dito anteriormente, a pintura com epóxi ou borracha clorada contribui para a durabilidade da estrutura. Um sistema construtivo que tem se destacado atualmente constitui-se de uma estrutura de alvenaria revestida por uma capa de vinil. Possivelmente, o mesmo conceito pode ser aplicado aos reservatórios em argamassa armada, aplicando-se este tipo de proteção à membrana;

5. Manutenção adequada: ainda na fase de projeto devem ser previstas determinadas épocas para a repintura do revestimento, bem como os procedimentos ideais para executá-la. O mesmo procedimento deve ser adotado para a substituição do material das juntas elásticas;

6. Uso de armaduras alternativas: tais armaduras podem ser telas de aço banhadas em epóxi ou armaduras não-metálicas. A primeira sugestão influencia diretamente o custo da estrutura, pois a pintura das telas o elevará, sendo necessária uma avaliação da relação custo/benefício. A segunda relaciona-se ao uso de fibras não-metálicas adicionadas à matriz. Tais fibras podem ser de polipropileno, PVC ou

fibra de vidro resistente aos álcalis. Esta última, devido ao seu desempenho, poderia reduzir significativamente, ou mesmo eliminar, o uso de telas de aço — poderia então surgir a pergunta: mas, neste caso, não se estaria executando um material diferente da argamassa armada? A resposta é positiva, mas há de se situar a questão num contexto mais abrangente, no qual a Engenharia busca a solução de um problema (a impermeabilidade e durabilidade) visando o melhor desempenho em cada caso particular. E, para um mesmo problema, podem existir várias soluções...

Como o intuito de situar melhor o desempenho geral de reservatórios construídos em argamassa armada, foram realizadas duas visitas e uma tomada de informações com o engenheiro responsável por outro (Eng^o Eloy Ferraz Machado Jr.). As obras visitadas foram a piscina da Associação Beneficente dos Alfaiates de São Carlos (ABASC) e o reservatório situado na área norte da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC). Outras informações foram colhidas sobre reservatórios de 3000 m³ em Araraquara- SP. Apesar de serem em pequeno número e, portanto, insuficientes para serem consideradas como um estudo sobre o tema — o que, aliás, não era o objetivo —, alguns pormenores puderam ser observados:

- *Reservatório da EESC*: construído pelo sistema de moldagem no local, possui forma tronco-piramidal, profundidade de 3,45 m, armadura constituída por telas entrelaçadas tipo “peneira” com espaçamento entre os fios de 1,25 cm, espessura da membrana de 20mm³ e idade não inferior a 15 anos. Por motivos outros que não o desempenho, este reservatório foi desativado, estando exposto a intempéries há muitos anos.

Nesta obra pode-se observar o seguinte: existência de fissuras principalmente nas regiões das arestas, das juntas de argamassagem e próximas ao poço de inspeção⁴ (vide Figs. 6.2 e 6.3); as fissuras de maior abertura situam-se na região que recebe maior insolação; cobrimento superior elevado e inferior praticamente inexistente; sinais de carbonatação. Apesar destes defeitos, a aparência da argamassa ainda é

³ Dado levantado apenas no local da obra.

⁴ Nota-se aqui a importância de se prever a interferência da membrana com outros elementos estruturais, caso existam, pois isto pode provocar o desenvolvimento de tensões que devem ser previstas ainda no projeto.

boa e, com alguns reparos, possivelmente pode ainda ser aproveitado para uso.



Fig. 6.2: Aspecto do reservatório da EESC (notar fissuras nas juntas de argamassagem)



Fig. 6.3 : Fissura na região de interferência com poço de visita

- *Piscina da ABASC*: construída pelo sistema de pré-moldagem parcial, possui planta em polígono irregular, comprimento de 45 m, profundidade máxima de 1,8 m e mínima de 0,9 m, armadura constituída por duas telas tipo “peneira” (1,25 cm de espaçamento), espessura da membrana de 18 mm e cerca de 20 anos de idade. Ainda em uso, mostrou desempenho absolutamente satisfatório durante este tempo. Somente alguns reparos

precisaram ser feitos — mas foram de pequena extensão e fácil execução⁵. Existem apenas algumas fissuras nas regiões correspondentes à prainha⁶ (vide Fig. 6.4). É importante observar dois aspectos que, seguramente, muito contribuíram ao bom desempenho da estrutura: controle de execução e manutenção periódica (segundo informações, é feita repintura da piscina a cada dois anos aproximadamente — pois trata-se de equipamento de uso intenso). Notável ainda é o fato de a estrutura situar-se em local desfavorável, pois há interferência do lençol freático com o nível da obra (o que destaca a importância do sistema de drenagem).

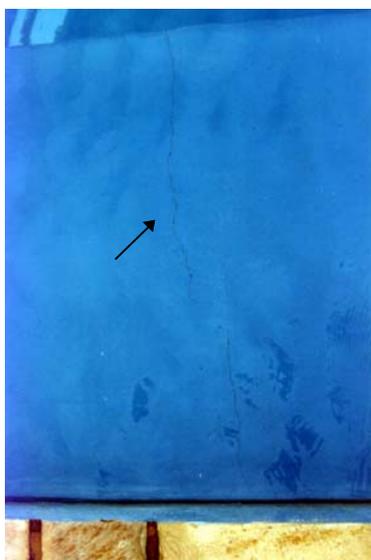


Fig. 6.4: Ocorrência de fissura na “prainha”

- *Reservatório de água em Araraquara*: construído pelo sistema de moldagem no local, possui forma tronco-piramidal, com $22,50 \times 48 \text{ m}^2$ de dimensões em planta, profundidade de 3,60 m, armadura constituída por telas de “peneira” e espessura da membrana de 20 mm. Para o suporte da cobertura do reservatório foi construída uma estrutura de concreto convencional constituída por pilares e sapatas. Uma peculiaridade da obra

⁵ O que reforça a afirmação que a tecnologia se caracteriza por possibilitar estruturas facilmente substituíveis.

⁶ De acordo com as informações fornecidas pelo Eng^o Eloy Ferraz Machado Jr., uma piscina residencial construída na mesma época apresentou as mesmas características de bom desempenho, apesar do surgimento de pequenas fissuras na “prainha”. E, nesta obra, não houve repintura freqüente.

foi a execução do sistema de drenagem dos taludes por tijolos em espelho assentados a seco. Segundo informações, a obra apresentou uma série de problemas de funcionamento devido a falhas executivas, tais como o incorreto reaterro do terreno nos taludes e na região da tubulação de saída, não cumprimento do cobrimento especificado, tentativas de reparo inadequadas e outros.

A ocorrência destes diferentes desempenhos mostram não bastar que se esteja atento a todas as particularidades inerentes à fase de projeto pois, mesmo que ele seja bom, se for mal executado resultará numa estrutura com desempenho insatisfatório. Assim, aspectos construtivos como a execução da camada drenante, a fixação das armaduras, a garantia do cobrimento especificado, o cuidado na execução de juntas e sobreposição de telas são de fundamental importância. A fim de se atingir a meta de uma boa execução, é necessário se ter um controle de todas as fases executivas — o que inclui o treinamento e conscientização da mão-de-obra acerca da importância dos cuidados a serem tomados.

Apesar de a técnica estar essencialmente fundamentada em bases empíricas, têm-se notícias que os reservatórios e piscinas construídos com ela tem uma expectativa de vida útil de pelo menos 20 anos. As análises e indicações feitas neste trabalho devem contribuir para que este prazo seja ainda maior, além de possibilitar um acréscimo na confiabilidade do sistema construtivo.

Vê-se, portanto, que a aplicação da argamassa armada para a construção de reservatórios duráveis, com um bom desempenho e custos competitivos é plenamente viável. Mas, para isso é preciso que cada equipe de trabalho tenha um palavra de ordem: aos projetistas, *detalhamento*; aos construtores, *controle*; à mão-de-obra, *conscientização*.

Bibliografia

- ALONSO, U.R (1983). **Exercícios de fundações**. São Paulo, Edgard Blücher.
- (1995) . **Previsão e controle das fundações**. São Paulo, Edgard Blücher.
- AMARAL, N.A. (1969). **Construções de concreto: notas de aula**. São Paulo, Grêmio Politécnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1994). **ACI 506R-90: Guide to Shotcrete**. In: *ACI Manual of Concrete Practice: Part 5*. Detroit, USA, 41 pp.
- (1987). **ACI 544.3R-84: Guide for specifying, mixing, placing and finishing steel fiber reinforced concrete**. In: *Manual of concrete practice*, part 5. Detroit, USA.
- (1989). **ACI 549.1R-88: Guide for the design, construction , and repair of ferrocement**. Detroit, USA, 27 pp.
- ARMELIN, H.S.; HELENE, P(1995). **Physical and mechanical properties of steel fiber reinforced dry-mix shotcrete**. *ACI Material Journal*, v. 92, nº 3, pp. 258-267, may-jun.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). **NBR-6118: Projeto e execução de obras de concreto armado.**, Rio de Janeiro.

- _____ (1989). **NBR-7197: Projeto de estruturas de concreto protendido.** Rio de Janeiro.
- _____ (1982). **NBR-7211: Agregados para concreto.** Rio de Janeiro.
- _____ (1987). **NBR-7217: Agregado: determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro.
- _____ (1987). **NBR-7218: Agregado: determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis.** Rio de Janeiro.
- _____ (1987). **NBR-7219: Agregado: determinação do teor de materiais pulverulentos.** Rio de Janeiro.
- _____ (1987). **NBR-7220: Agregado: determinação de impurezas orgânicas húmicas em agregado miúdo. NBR-7220** Rio de Janeiro.
- _____ (1989). **NBR-11.173: Projeto e execução de argamassa armada.** Rio de Janeiro.
- BADILLO, E. J; RODRÍGUEZ, A.R (1989). **Mecânica de Suelos.** México, Limusa.
- BALAGURU, P (1994). **Contribution of fibers to crack reduction of cement composites during the initial and final setting period.** *ACI Materials Journal*, v.91, nº 3, pp 280-288, may-june.
- BALLARIN, A.W. (1989). **Propriedades mecânicas da argamassa armada com telas soldadas.** São Carlos, 116p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP).
- BAUER, L.A.F. (1994). **Materiais de Construção.** Vols. 1 e 2, 5ª ed , Rio de Janeiro, LTC- Livros Técnicos e Científicos Editora..
- BEER, F.P. & JOHNSTON JR., E.R. (1995). **Resistência dos materiais.** Tradução e revisão técnica: Celso Pinto Morais Pereira. 3ªed, São Paulo, Makron Books,.
- BERTINI, A.A (1996). **Concreto projetado: definição, propriedades e aplicações.** Seminário apresentado à disciplina “Fundamentos do Concreto II”. São Carlos, nov.
- BETOMAQ Industrial Ltda. **Argamassas bombeáveis.** Boletim informativo. São Paulo, s.d.
- BORDEAUX, G.H.R.M. (1982). **Curso de projeto e construção de barragens de terra e enrocamento.** s.L., FEFUMEC.

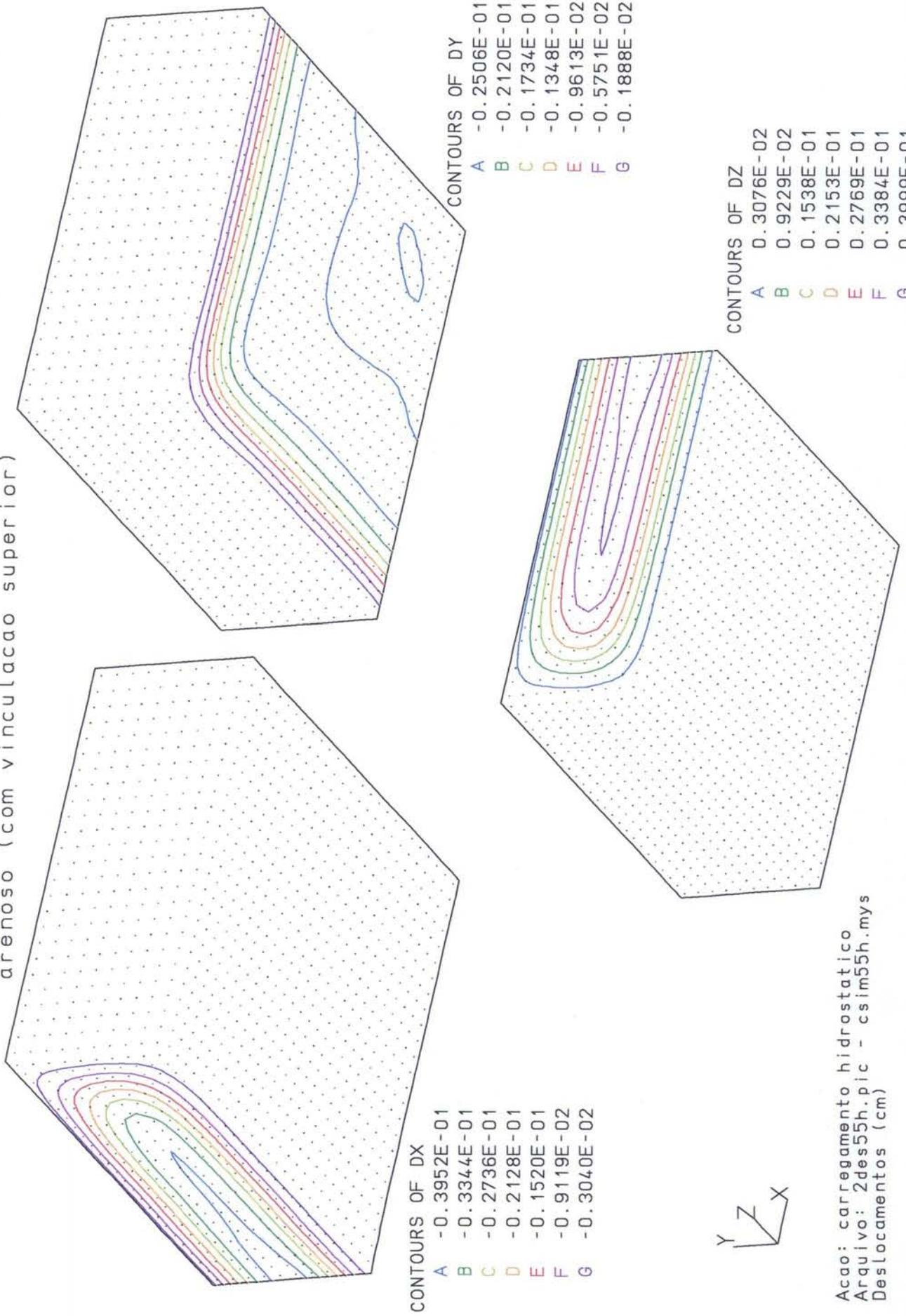
- BUCHER, H.R.E. (1983). **Propriedades das argamassas**. Notas sobre palestra proferida no 1º. Ciclo de Palestras sobre Tecnologia da Argamassa Armada. São Carlos, Out.
- CEDERQVIST, H. (1988). **Fiber Shotcrete**. *Journal of Ferrocement*, v. 18, nº 3, pp. 301-307, july.
- FIDJESTOL, P.(1993). **Applied silica fume concrete**. *Concrete International: Design and Construction*, v. 5, nº 11, pp. 33-36, nov.
- FIGUEIREDO, A.D.(1992). **Concreto projetado: fatores intervenientes no controle da qualidade do processo**. São Paulo. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP).
- GEBLER, S.H. (1989). **Durability of dry-mix shotcrete containing regulated-set cement**. *Concrete International: Design and Construction*, v. 11, nº 10, pp. 56-57, oct.
- GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M.(1976). **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo, Edgard Blücher, Ed. da Universidade de São Paulo.
- HACHIH, W. et al (1996). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo, Pini.
- HANAI, J.B (1992). **Construções de argamassa armada: fundamentos tecnológicos para projeto e execução**. São Paulo, Pini.
- (1996). **Projeto estrutural e dimensionamento de argamassa armada com telas soldadas**. São Paulo, Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS).
- HANAI, J.B.; PANIAGO, D.P.(1995). **Estudo experimental do comportamento de argamassa armada com telas de aço com malha de grande abertura e fibras de polipropileno**. In: *XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. Tucúman, Argentina, 18-22 Septiembre 1995, p. 47-58.
- HELENE, P.R.L. (1986). **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo, Pini/Instituto de Pesquisas Tecnológicas.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS(IBTS). **Telas soldadas: informações técnicas**. *Boletim técnico*. s/l, s/d.
- KHANZADI, M.K.; RAMESHT, M. H. (1996). **The effect of cover and arrangement of reinforcement on the behaviour of ferrocement in tension**. *Journal of ferrocement*, vol. 26, nº 2, pp. 85-94, april.
- LAMBE, T.W. (1951). **Soil Testing for Engineers**. New York, Jonh Wiley & Sons Inc.

- LIBÓRIO, J.B.L. (1989). **Estudo patológico de construções de argamassa armada existentes no Brasil**. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP).
- MACHADO JR., E.F. (1978). **Piscinas e reservatórios enterrados de argamassa armada**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP).
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (1994). **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, Pini.
- NEVILLE, A. (1982). **Propriedades do concreto**. Trad.: Salvador Giamusso. São Paulo, Pini.
- NOGUEIRA, J.B. (1995). **Mecânica dos Solos: Ensaio de Laboratório**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PADRON, I.; ZOLLO, R. F. (1990). **Effect of synthetic fibers on volume stability and cracking of portland cement concrete and mortar**. *ACI Materials Journal*, v. 87, nº 4, pp. 327-332, july-aug.
- PFEIL, W. (1983). **Pontes em concreto armado**. Vol. 2, 3ª ed. Rio de Janeiro, LTC - Livros Técnicos e Científicos S.A.
- RICHARDSON, B.W. (1990). **High-volume polypropylene reinforcement for shotcrete**. *Concrete Construction*, v. 35, nº 1, pp. 33-35, jan.
- ROGÉRIO, P.R. (1976). **Cálculo da estabilidade de taludes pelo Método de Bishop Simplificado**. São Paulo, Edgard Blücher.
- SALAS, J.A.J. et al. (1981). **Geotecnia y cimientos II: mecánica del suelo y de las rocas**. 2ª edición. Madrid, Editorial Rueda.
- SAVASSI, W. (1996). **Introdução ao método dos elementos finitos : em análise linear de estruturas**. Apostila. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SEEGEBRECHT, G.W.; LITVIN, A.; GEBLER, S.H. (1989). **Durability of dry-mix shotcrete**. *Concrete International: Design and Construction*, v. 11, nº 10, pp.47-50, oct.
- SILVA, M.R. (1991). **Materiais de construção**. 2ª ed. rev. São Paulo, Pini.
- SILVA, P.F.A. (1995). **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. 1ª ed. São Paulo, Pini.
- STANCATI, G.; NOGUEIRA, J.B.; VILAR, O.M. (1981). **Ensaio de Laboratório em Mecânica dos Solos**. Apostila. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- TIMOSHENKO, S.P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. (1959) **Theory of plates and shells**. Second Edition. Singapore, McGraw-Hill Inc.
- VARGAS, M. (1977). **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, Mc Graw Hill do Brasil.
- VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (1996). **Fundações**. vol. 1. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ.
- VILAR, O. M.; BUENO, B.S. (1984). **Mecânica dos Solos**. Apostila. v. 1. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP).
- (1985). **Mecânica dos Solos**. Apostila. v. 2. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP).
- WAINSHOTOK RIVAS, H. (1992). **Ferrocemento: diseño y construcción**. La Habana, Félix Varela.
- WAINSHOTOK RIVAS, H.; MORENO, E. (1994). **Ferrocement pools**. In: *Proceedings of the Fifth International Symposium on Ferrocement*. Manchester: E&FN Spon, 6-9 September 1994.
- XIONG, G. J.; SINGH, G. (1996). **Influence of cover thickness on the behavior of ferrocement**. *Journal of ferrocement*, vol. 26, nº 3, pp.181-190, july.
- WARNER, J. (1995). **Understanding shotcrete - Its application**. *Concrete International*, pp. 37-41, June.

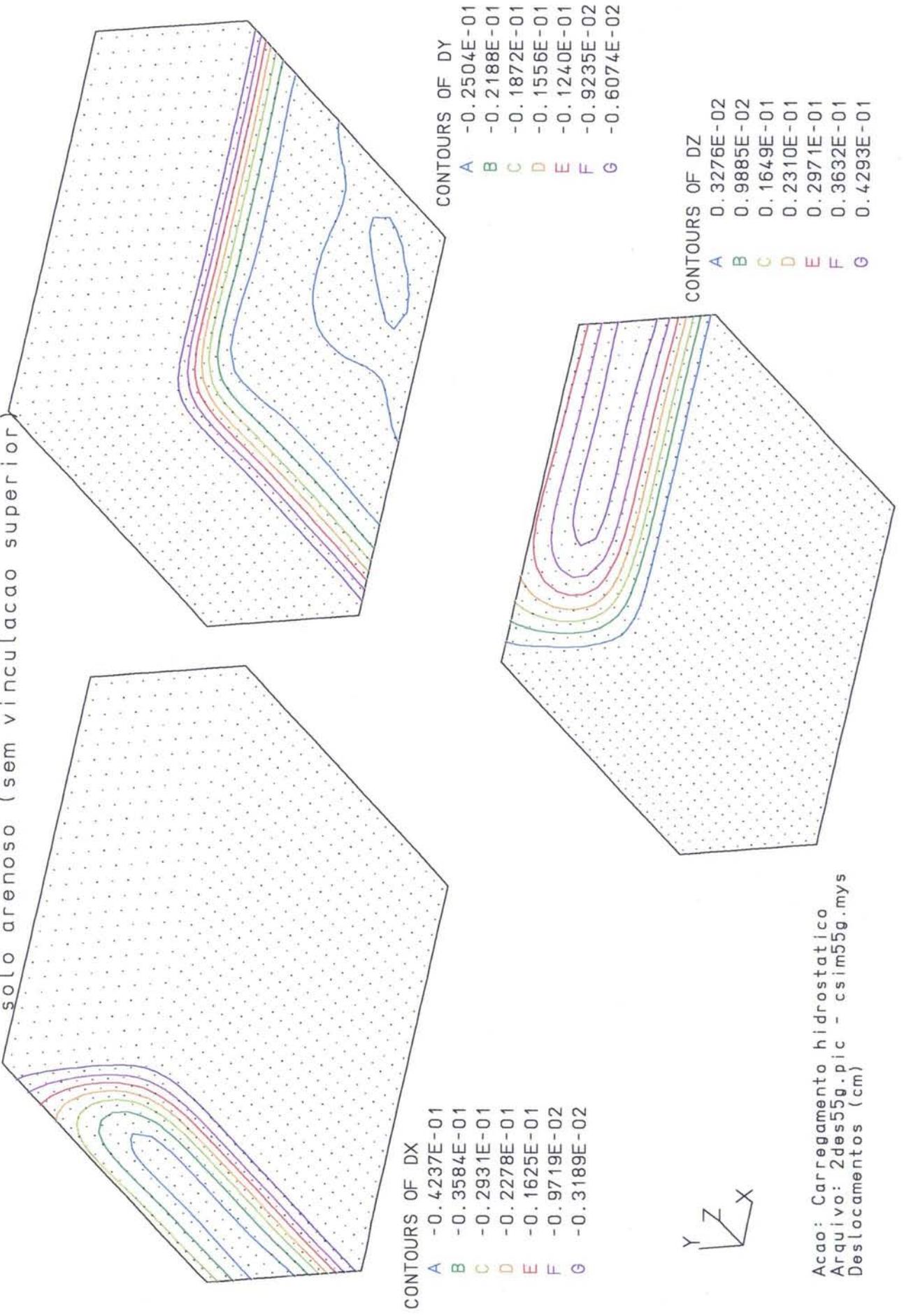
**Apêndice 1: Diagramas obtidos através das
simulações numéricas**

Fig. 01: Deslocamentos p/ piscina de 5,0m x 5,0m sobre solo arenoso (com vinculacao superior)



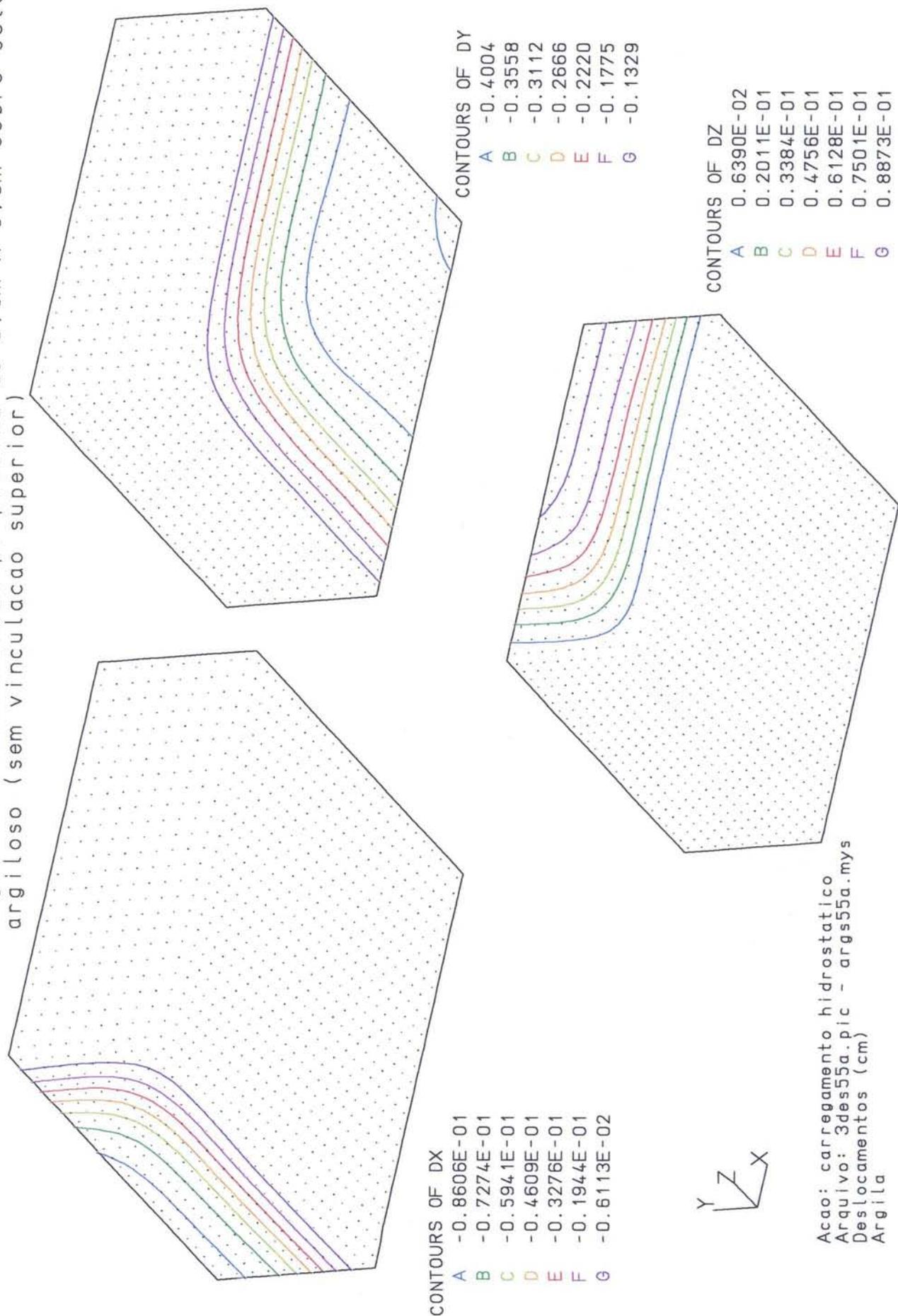
Acao: carregamento hidrostático
 Arquivo: 2des55h.pic - csim55h.mys
 Deslocamentos (cm)

Fig. 02: Deslocamentos para piscina de 5.0 m x 5.0 m sobre solo arenoso (sem vinculacao superior)



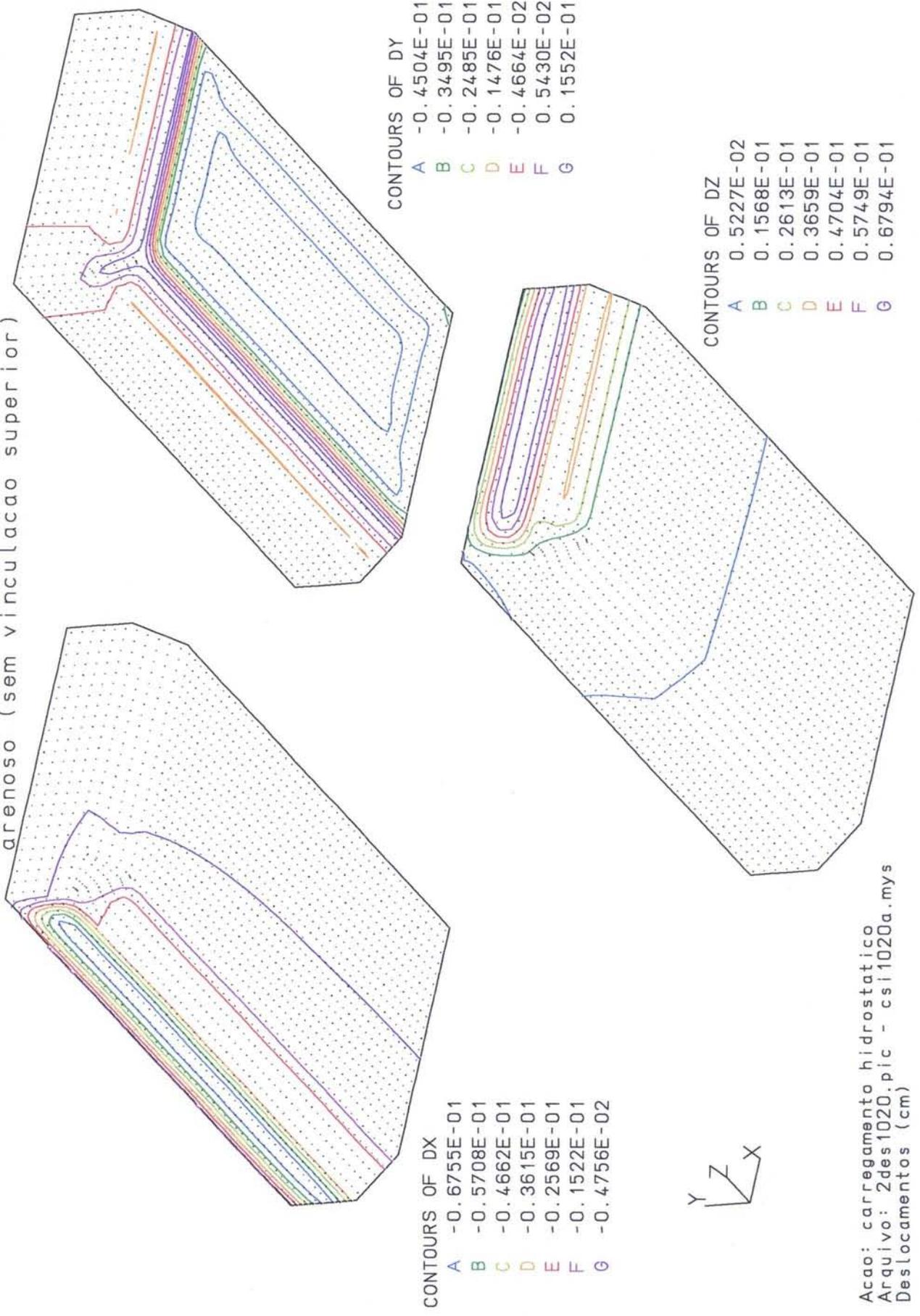
Acao: Carregamento hidrostático
 Arquivo: 2des55g.pic - csim55g.mys
 Deslocamentos (cm)

Fig. 03: Deslocamentos p/ piscina de 5.0m x 5.0m sobre solo argiloso (sem vinculacao superior)



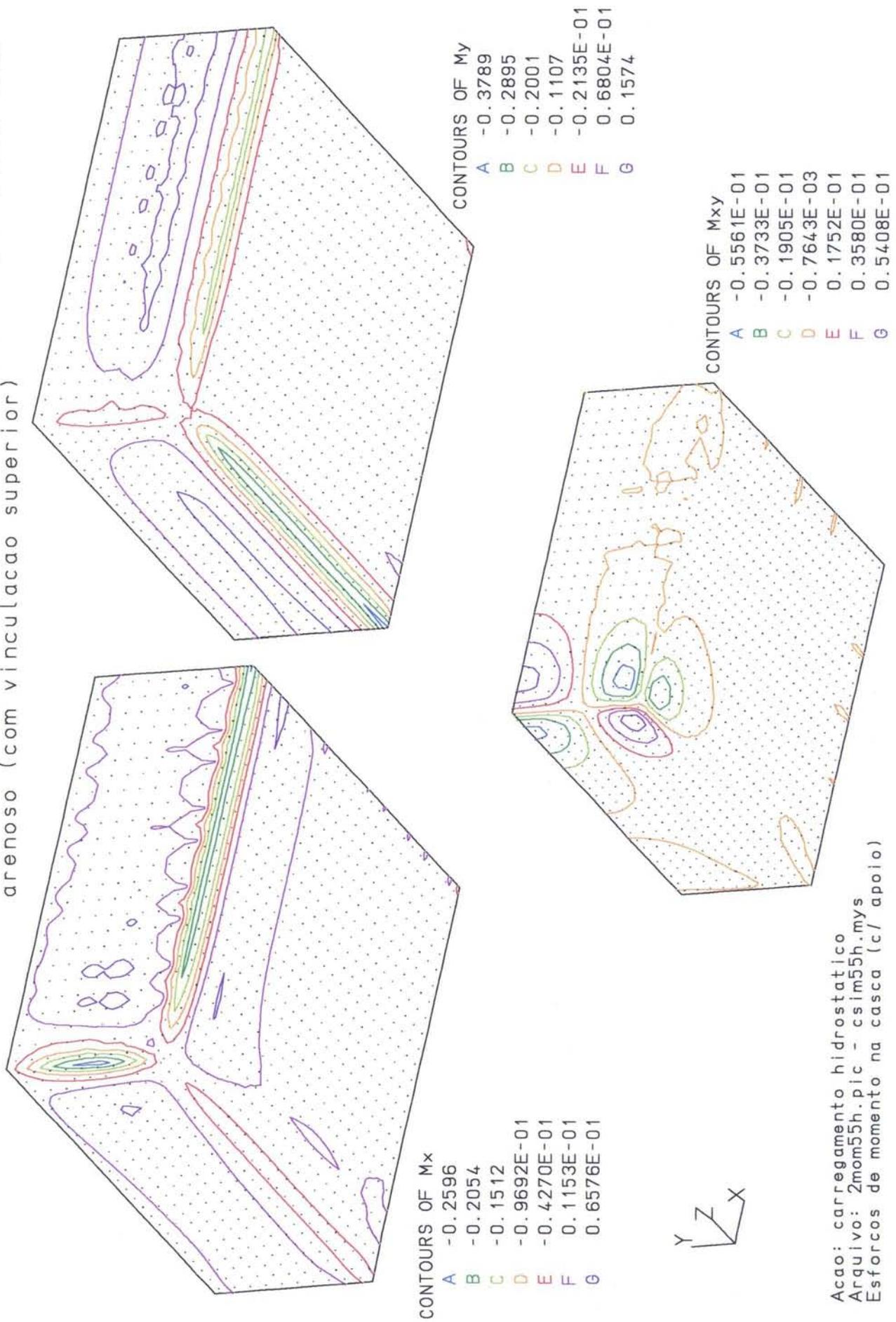
Acao: carregamento hidrostático
 Arquivo: 3des55a.pic - args55a.mys
 Deslocamentos (cm)
 Argila

Fig. 04: Deslocamentos p/ piscina de 10m x 20m sobre so arenoso (sem vinculacao superior)



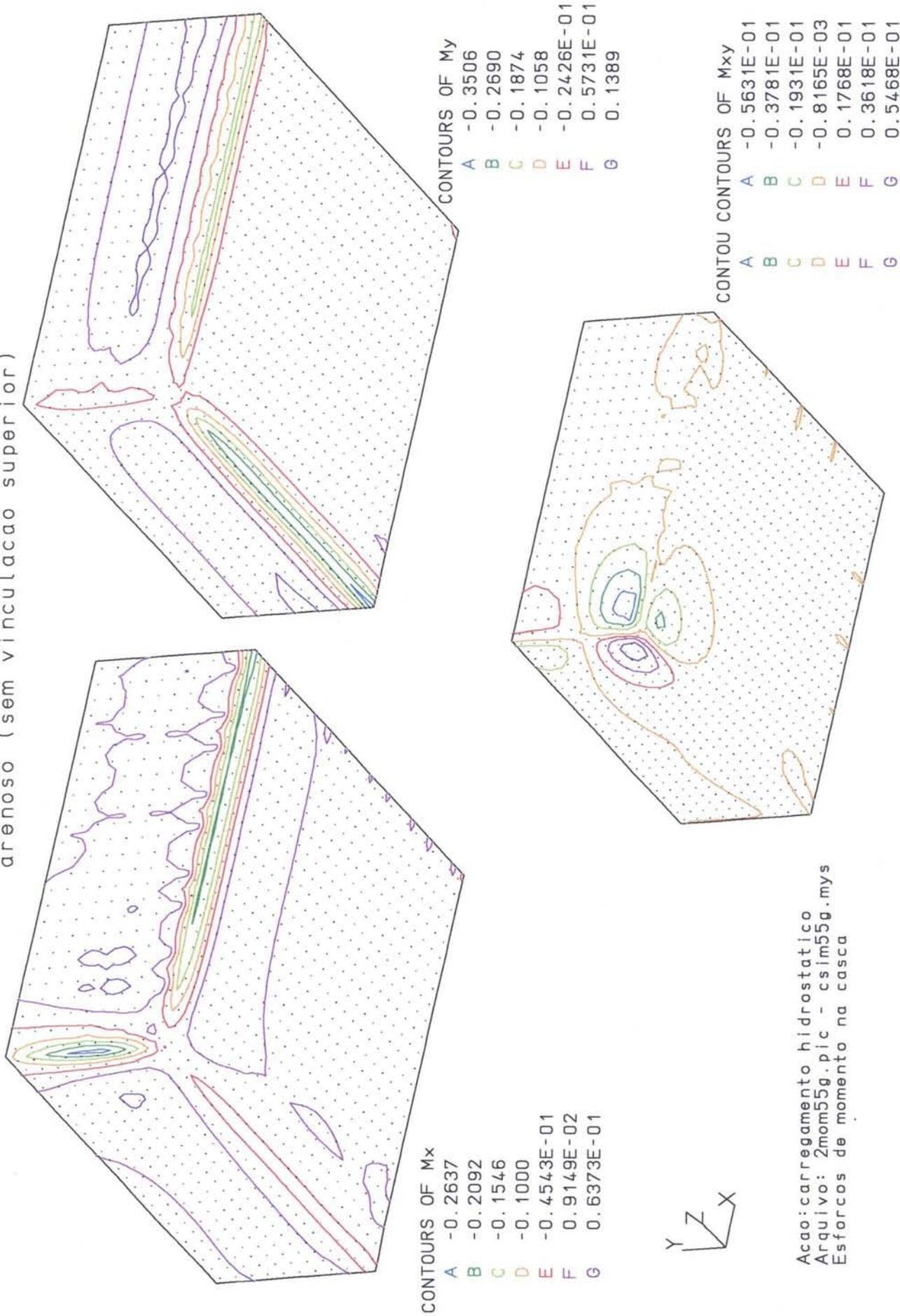
Acao: carregamento hidrostatico
 Arquivo: 2des1020.pic - csi1020a.mys
 Deslocamentos (cm)

Fig. 06: Esforços na piscina de 5,0m x 5,0m sobre solo arenoso (com vinculação superior)



Acao: carregamento hidrostático
 Arquivo: 2mom55h.pic - csim55h.mys
 Esforços de momento na casca (c/ apoio)

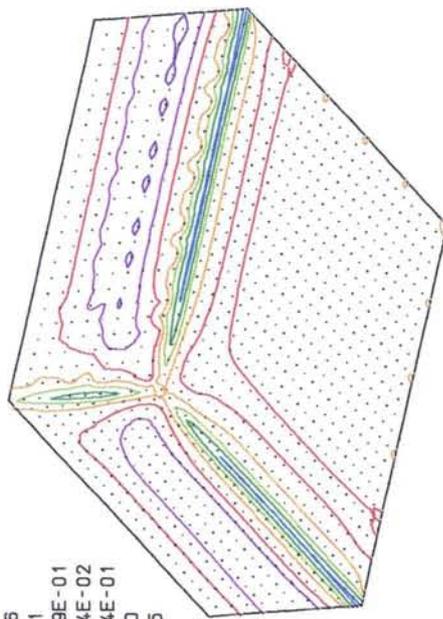
Fig. 07: Esforços na piscina de 5,0m x 5,0m sobre solo arenoso (sem vinculação superior)



Acao: carregamento hidrostático
 Arquivo: 2mom55g.pic - csim55g.mys
 Esforços de momento na casca

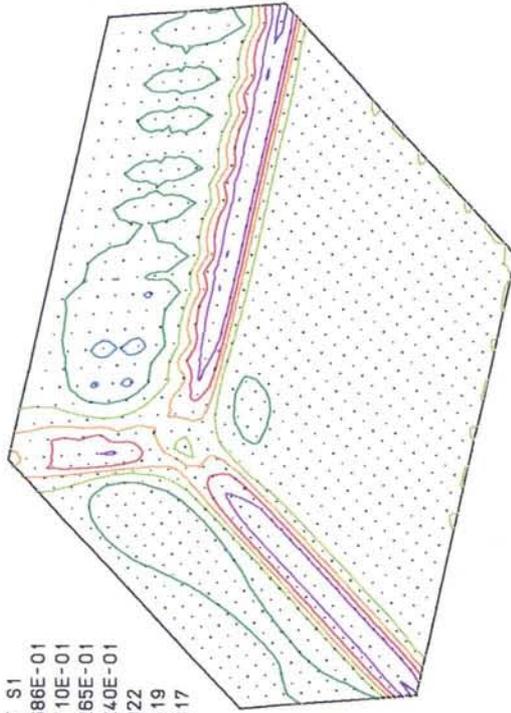
Fig. 8: Tensoes principais no topo (A) e fundo (B) da membrana
 Acao hidrostatica, apoio em AREIA. fck = 20 MPa
 Arquivo: hs5s1s2.pic - cslm55g.mys

CONTOURS OF S1
 A -0.1556
 B -0.1041
 C -0.5259E-01
 D -0.1074E-02
 E 0.5044E-01
 F 0.1020
 G 0.1535



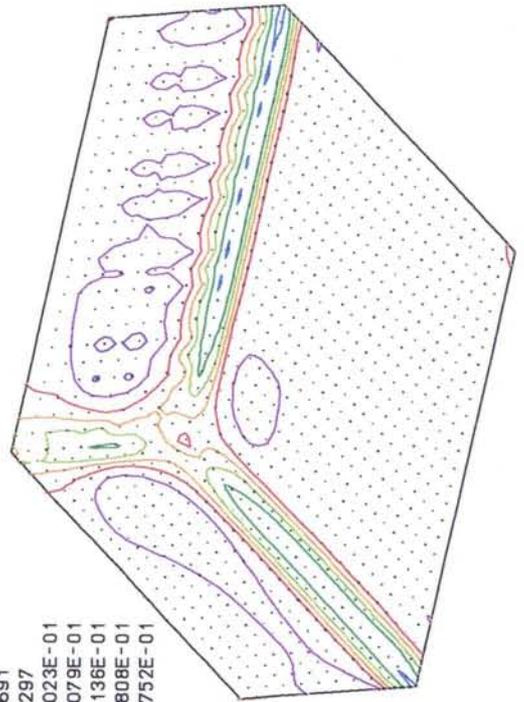
(A)

CONTOURS OF S1
 A -0.5886E-01
 B -0.1710E-01
 C 0.2265E-01
 D 0.6240E-01
 E 0.1022
 F 0.1419
 G 0.1817

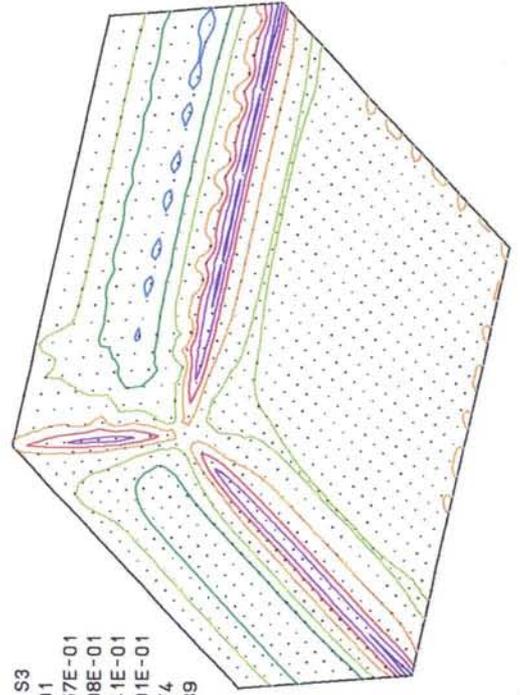


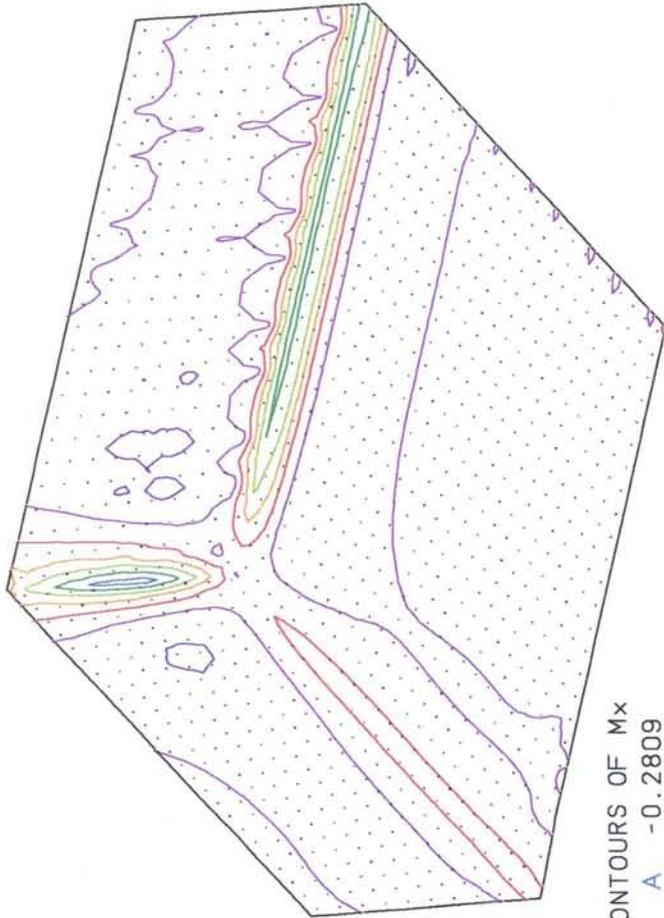
(B)

CONTOURS OF S3
 A -0.1691
 B -0.1297
 C -0.9023E-01
 D -0.5079E-01
 E -0.1136E-01
 F 0.2808E-01
 G 0.6752E-01



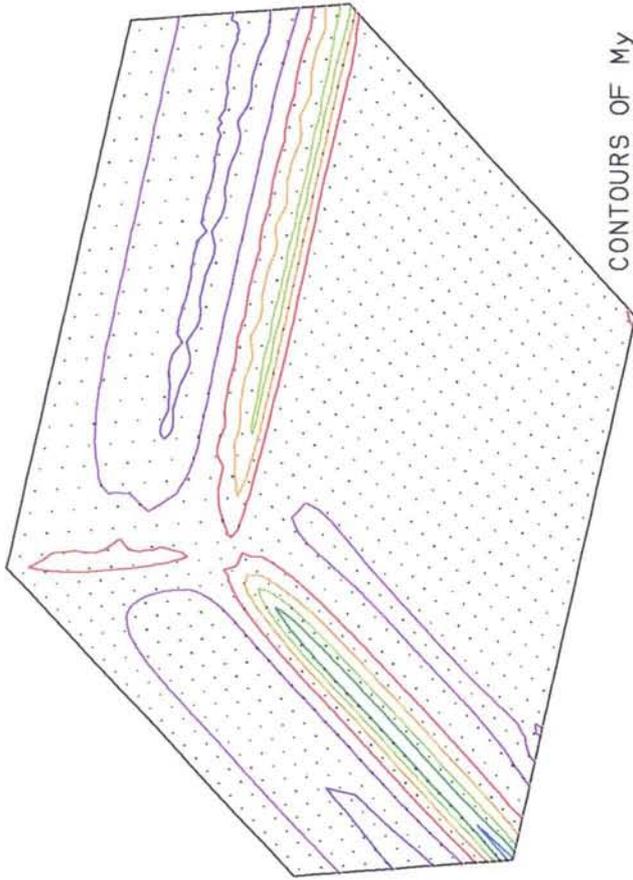
CONTOURS OF S3
 A -0.1401
 B -0.8857E-01
 C -0.3708E-01
 D 0.1441E-01
 E 0.6591E-01
 F 0.1174
 G 0.1689





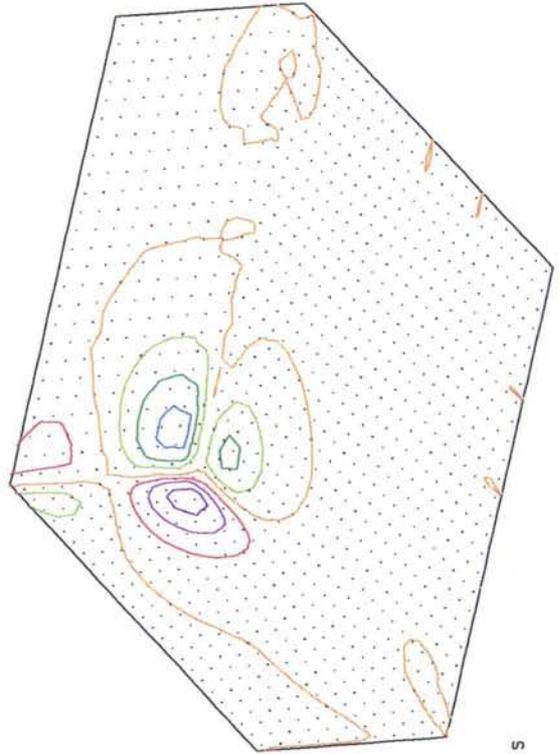
CONTOURS OF Mx

- A -0.2809
- B -0.2230
- C -0.1650
- D -0.1070
- E -0.4904E-01
- F 0.8931E-02
- G 0.6690E-01



CONTOURS OF My

- A -0.3909
- B -0.3016
- C -0.2123
- D -0.1231
- E -0.3382E-01
- F 0.5544E-01
- G 0.1447



CONTOURS OF Mxy

- A -0.6176E-01
- B -0.4149E-01
- C -0.2123E-01
- D -0.9637E-03
- E 0.1930E-01
- F 0.3957E-01
- G 0.5983E-01

Fig. 09:
 Esforços de momento (kNcm/cm)
 Carregamento hidrostático
 Reserv. 5 x 5 m2 em AREIA
 Resist. da argamassa: fck = 40 MPa
 Arquivo: f40ma55s.pic - f40are55.mys

Fig. 10: Tensões principais no topo (A) e fundo (B) da membrana
 Aço hidrostática, apoio em AREIA. fck = 40 MPa
 Arquivo: f40s5sp.pic - f40are55.mys

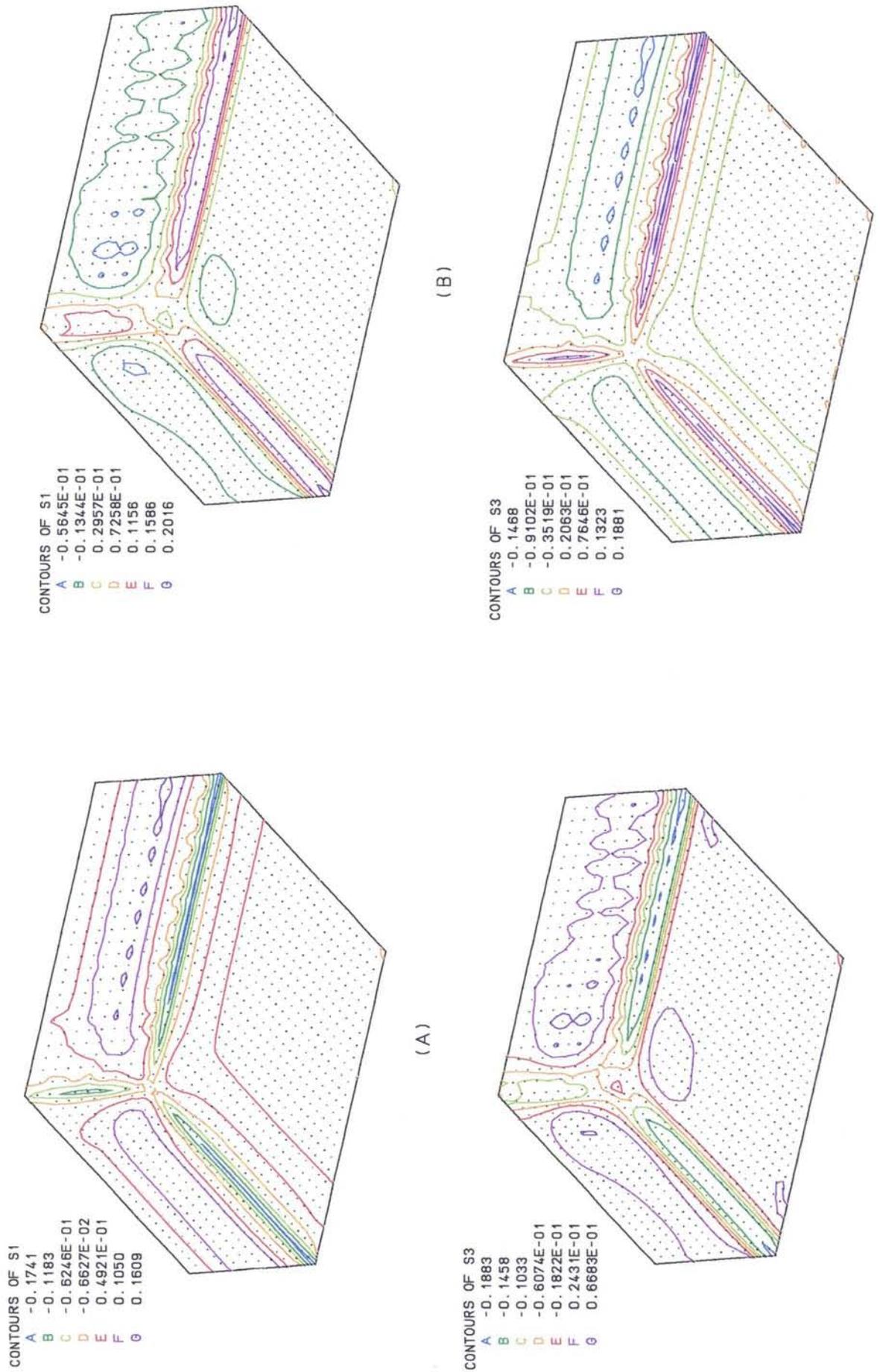
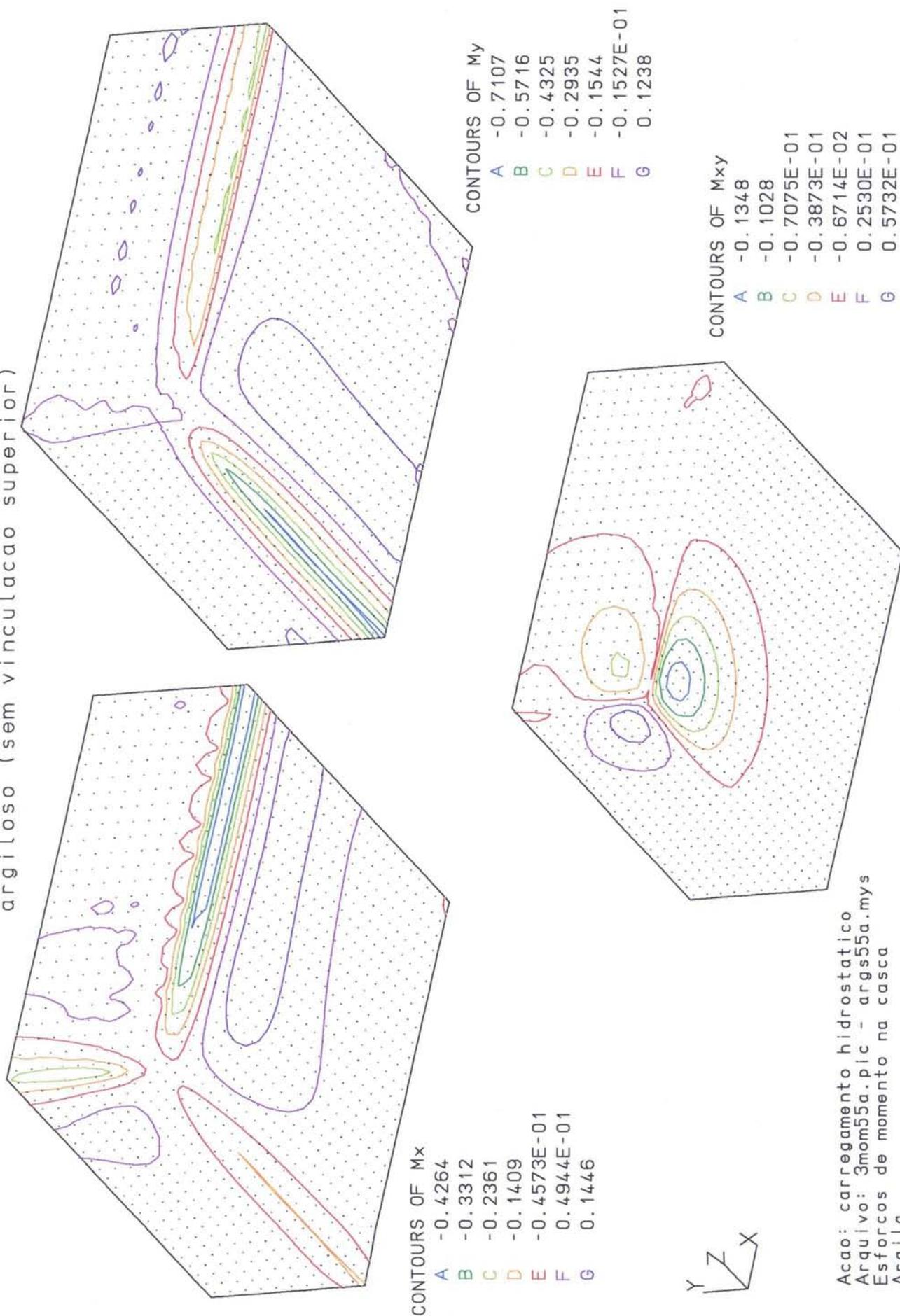


Fig. 11: Esforços na piscina de 5,0m x 5,0 m sobre solo argiloso (sem vinculação superior)



Acao: carregamento hidrostático
 Arquivo: 3mom55a.pic - args55a.mys
 Esforços de momento na casca
 Argila

Fig. 12: Tensoes principais no topo (A) e fundo (B) da membrana
 Acao hidrostatica, apoio em ARGILA, fck = 20 MPa
 Arquivo: hc5s1s2.pic - args55a.mys

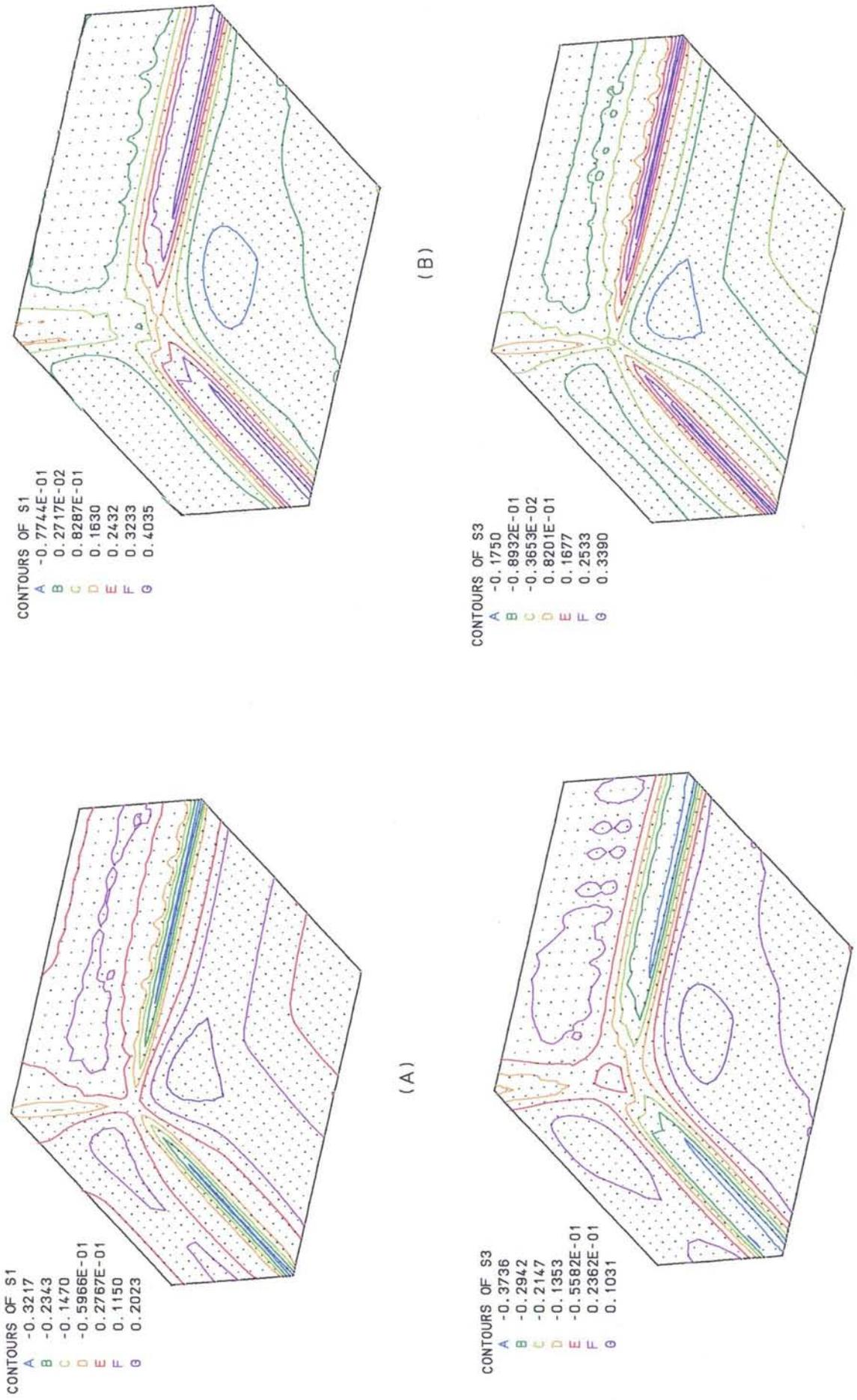


Fig. 13: Esforços de momento fletor na membrana (kNcm/cm)
 Acao hidrostatica, apoio em ARGILLA, fck = 40 MPa
 Arquivo: f40mo55c.pic - f40arg55.mys



Fig. 14: Tensões principais no topo (A) e fundo (B) da membrana
 Aço hidrostática, apoio em ARGILA, $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 Arquivo: f40c5sp.pic - f40arg55.mys

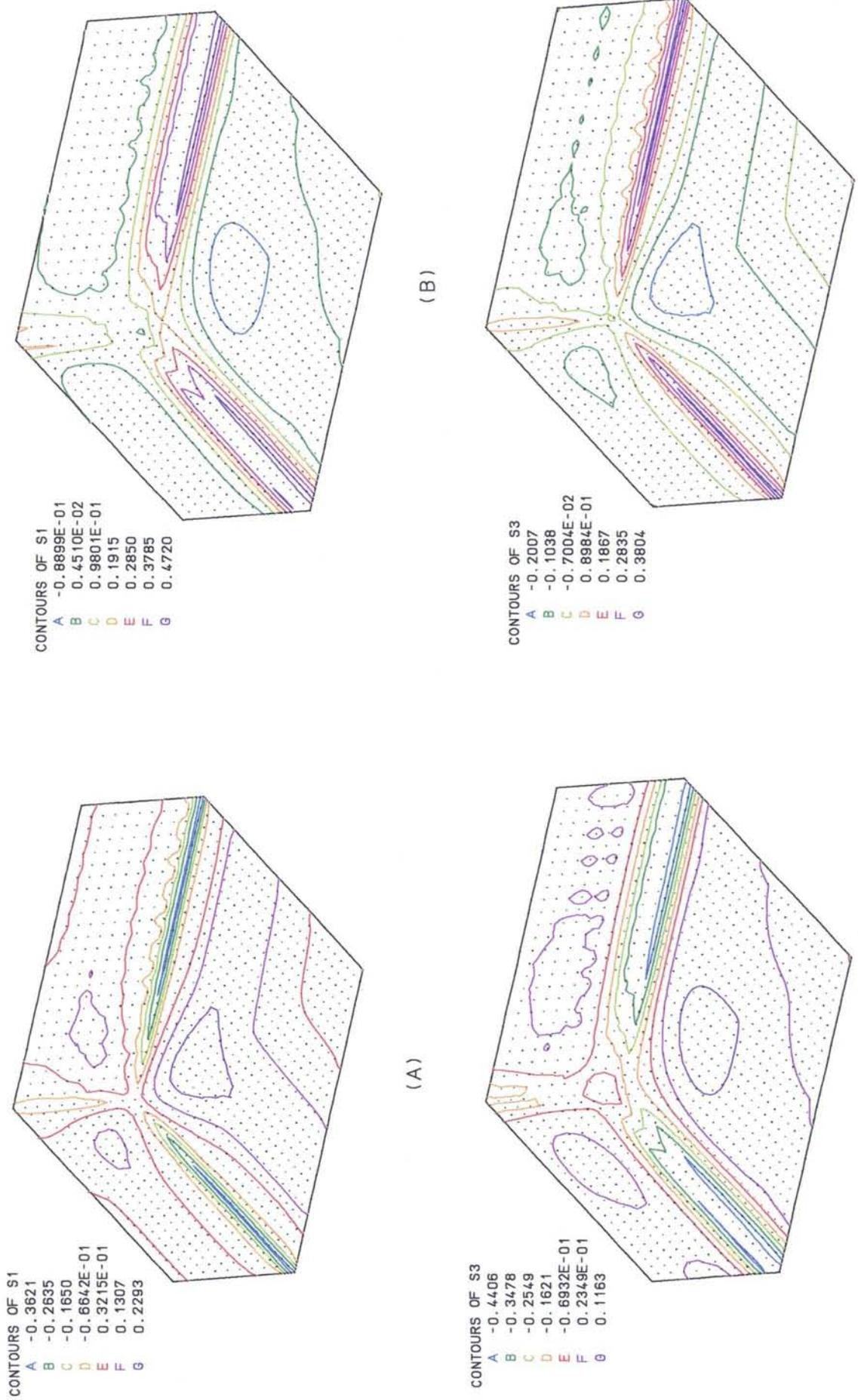
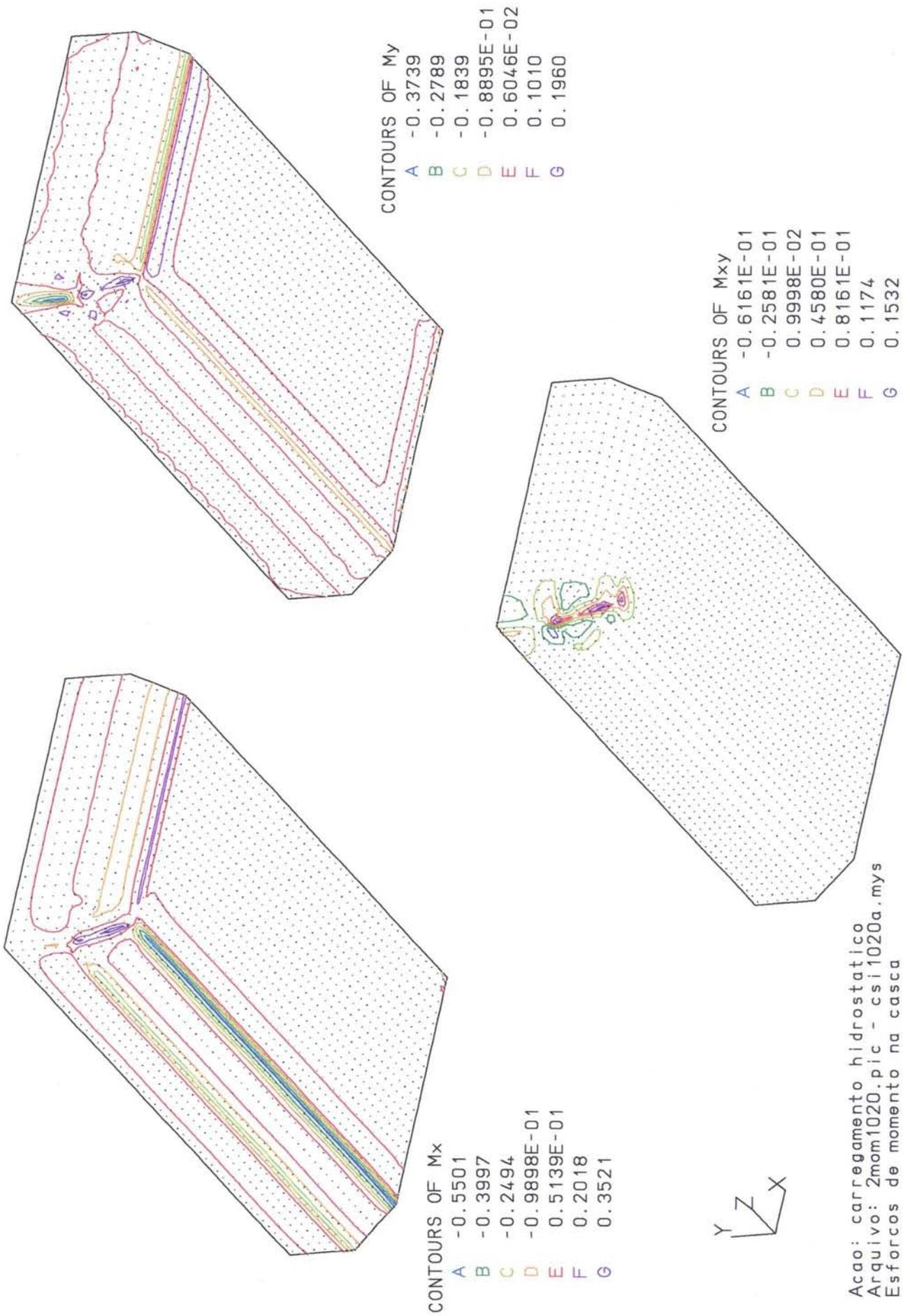


Fig. 15: Esforços na piscina de 10m x 20m sobre areia



Acao: carregamento hidrostático
 Arquivo: 2mom1020.pic - csi1020a.mys
 Esforços de momento na casca

Fig. 16: Tensões principais no topo (A) e fundo (B) da membrana
 Aço hidrostática, apoio em AREIA, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
 Arquivo: hs10s1s2.pic - csi1020a.mys

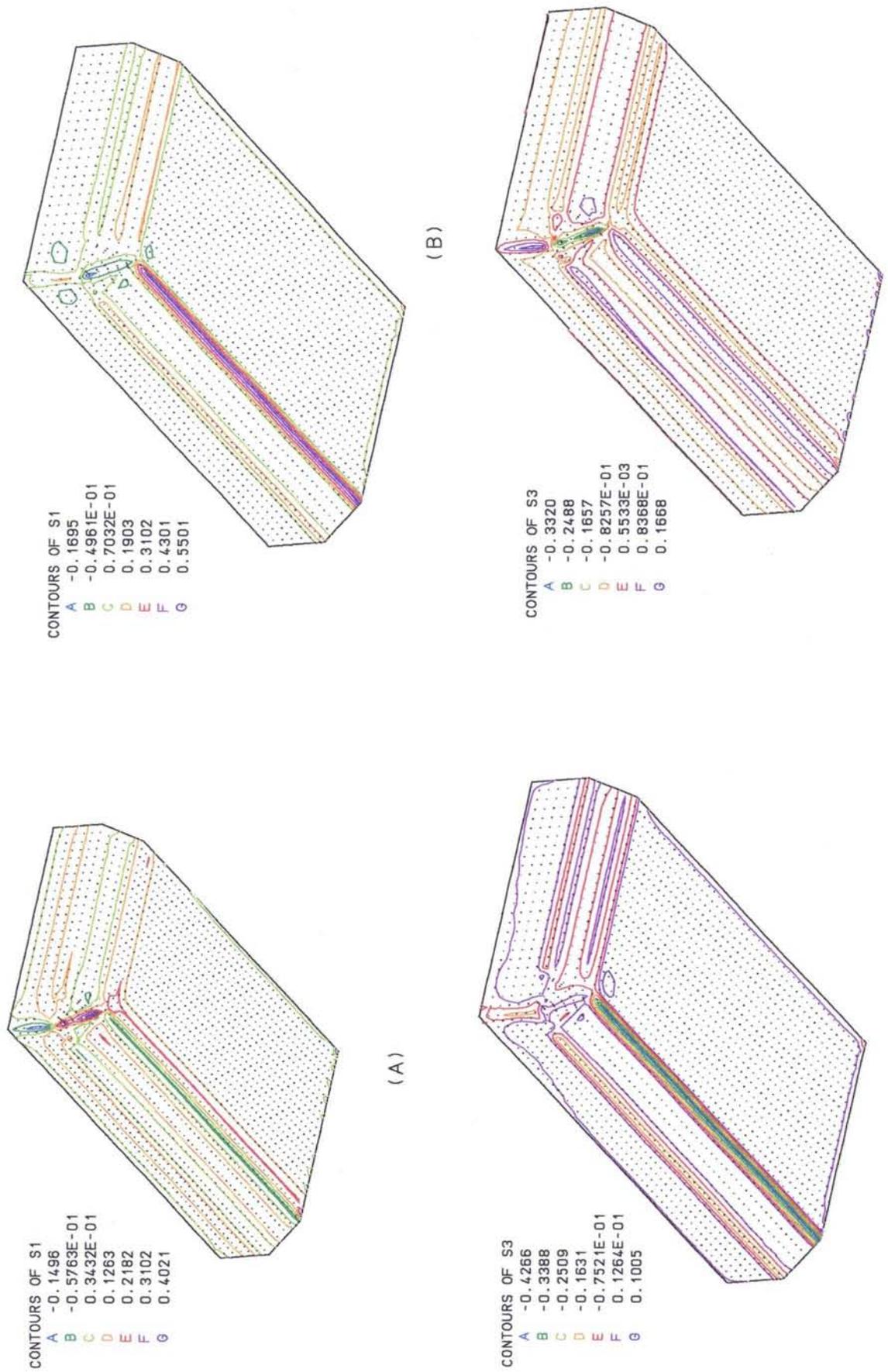


Fig. 17: Esforços de momento fletor na membrana (kNcm/cm)
 Acao hidrostática. apoio em AREIA, fck = 40 MPa
 Arquivo: f40mo10s.pic - f40are10.mys

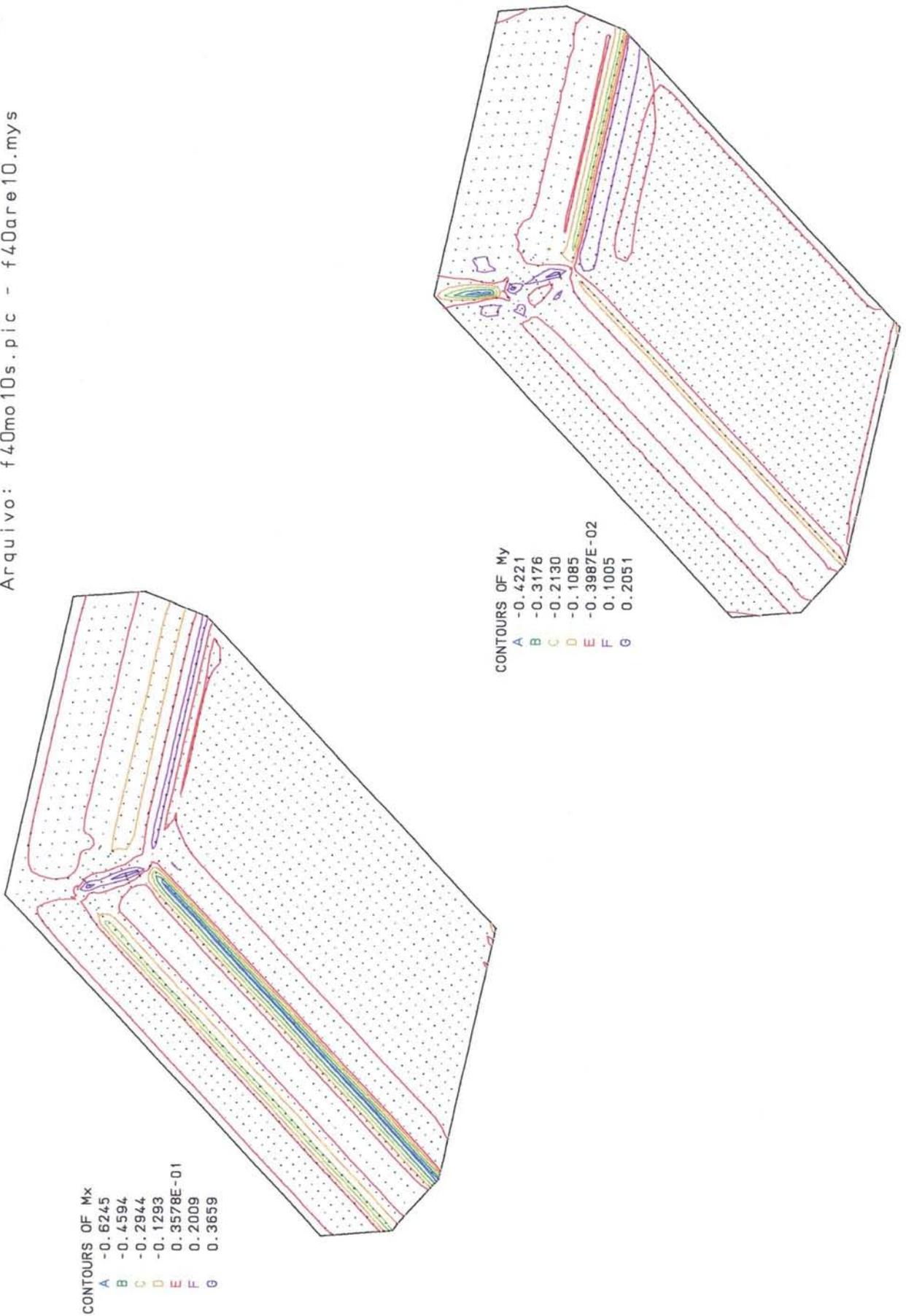


Fig. 18: Tensões principais no topo(A) e fundo(B) da membrana (kN/cm²)
 Acao hidrostática, apoio em AREIA, fck = 40 MPa
 Arquivo: f40s10sp.pic - f40are10.mys

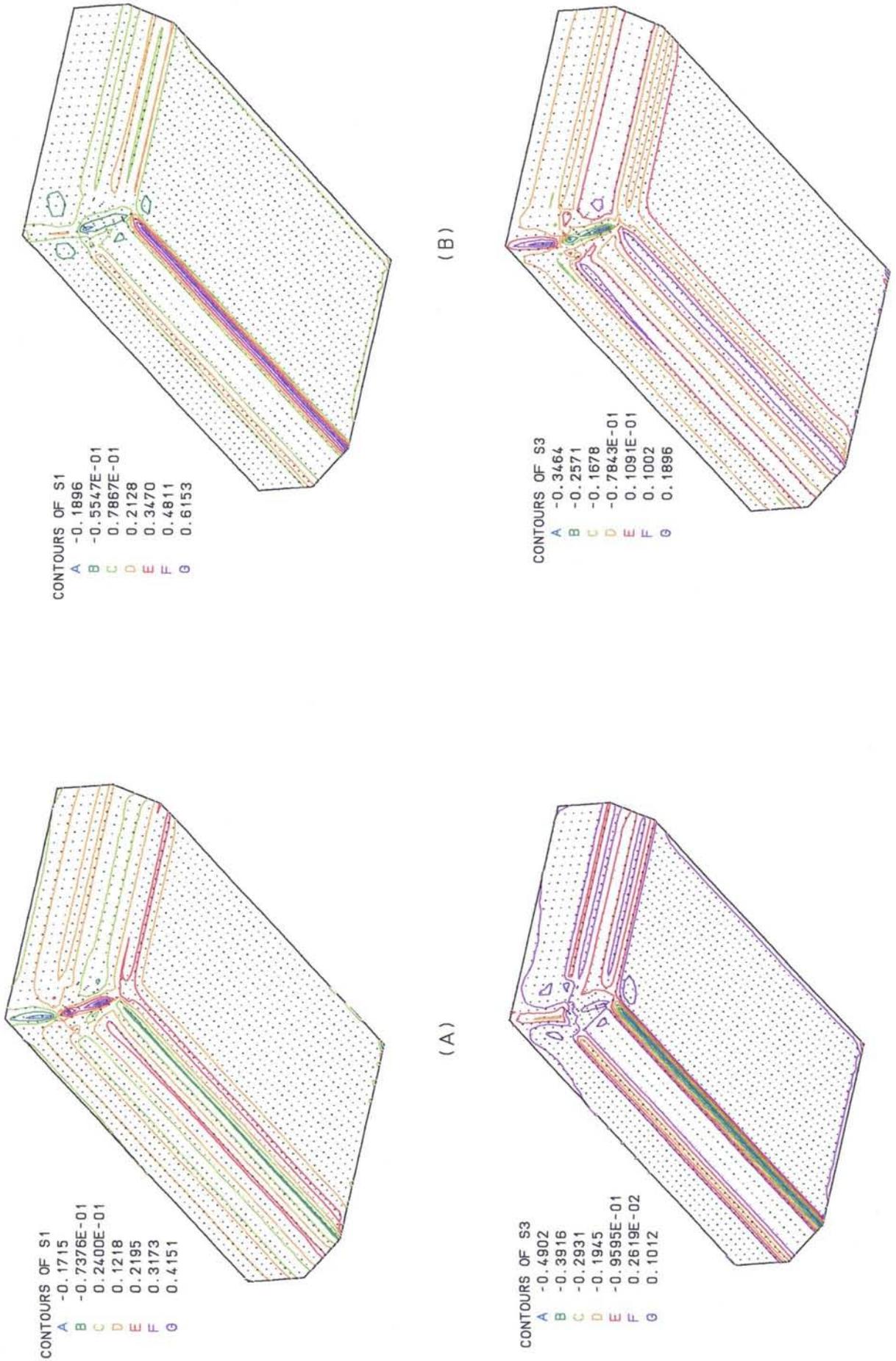
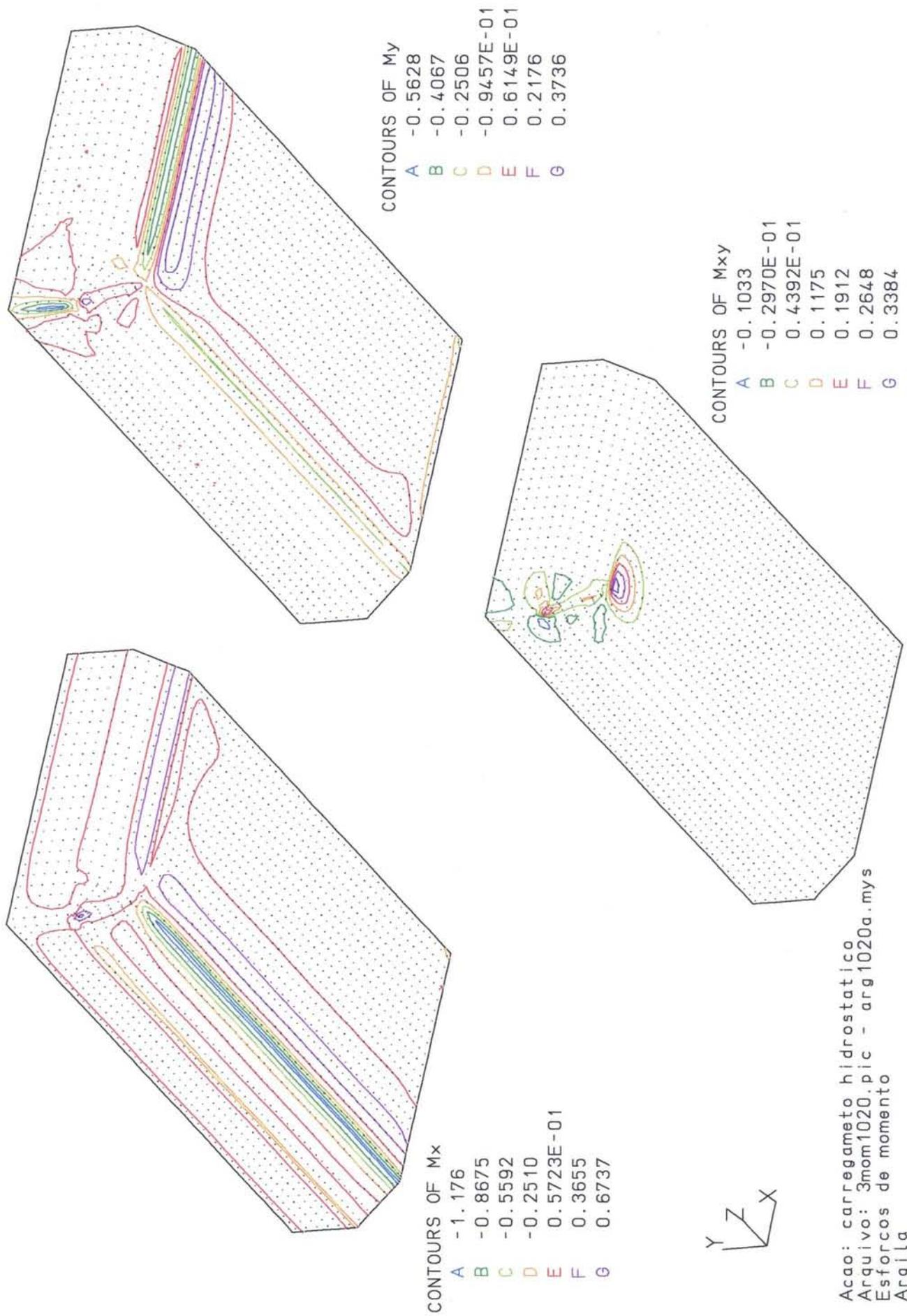


Fig. 19: Esforços na piscina de 10m x 20m sobre argila



Acao: carregamento hidrostático
 Arquivo: 3mom1020.pic - arg1020a.mys
 Esforços de momento
 Argila

Fig. 20: Tensões principais no topo (A) e fundo (B) da membrana
 Aço hidrostática, apoio em ARGILA, fck = 20 MPa
 Arquivo: hc10s1s2.pic - arg1020a.mys

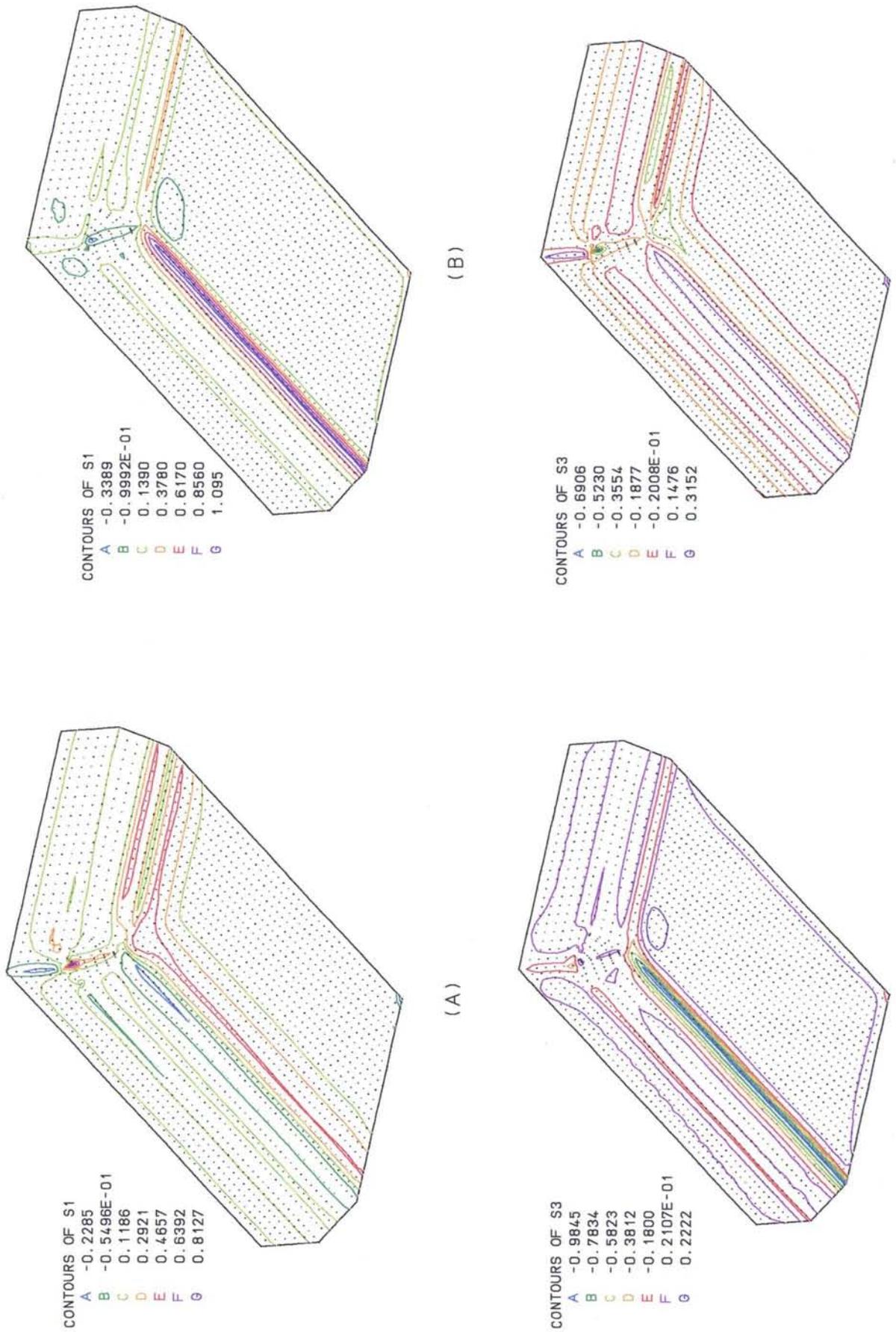


Fig. 21: Esforços de momento fletor na membrana (kNcm/cm)
 Acao hidrostatica. apoio em ARGILA, fck = 40 MPa
 Arquivo: f40mo10c.pic - f40arg10.mys

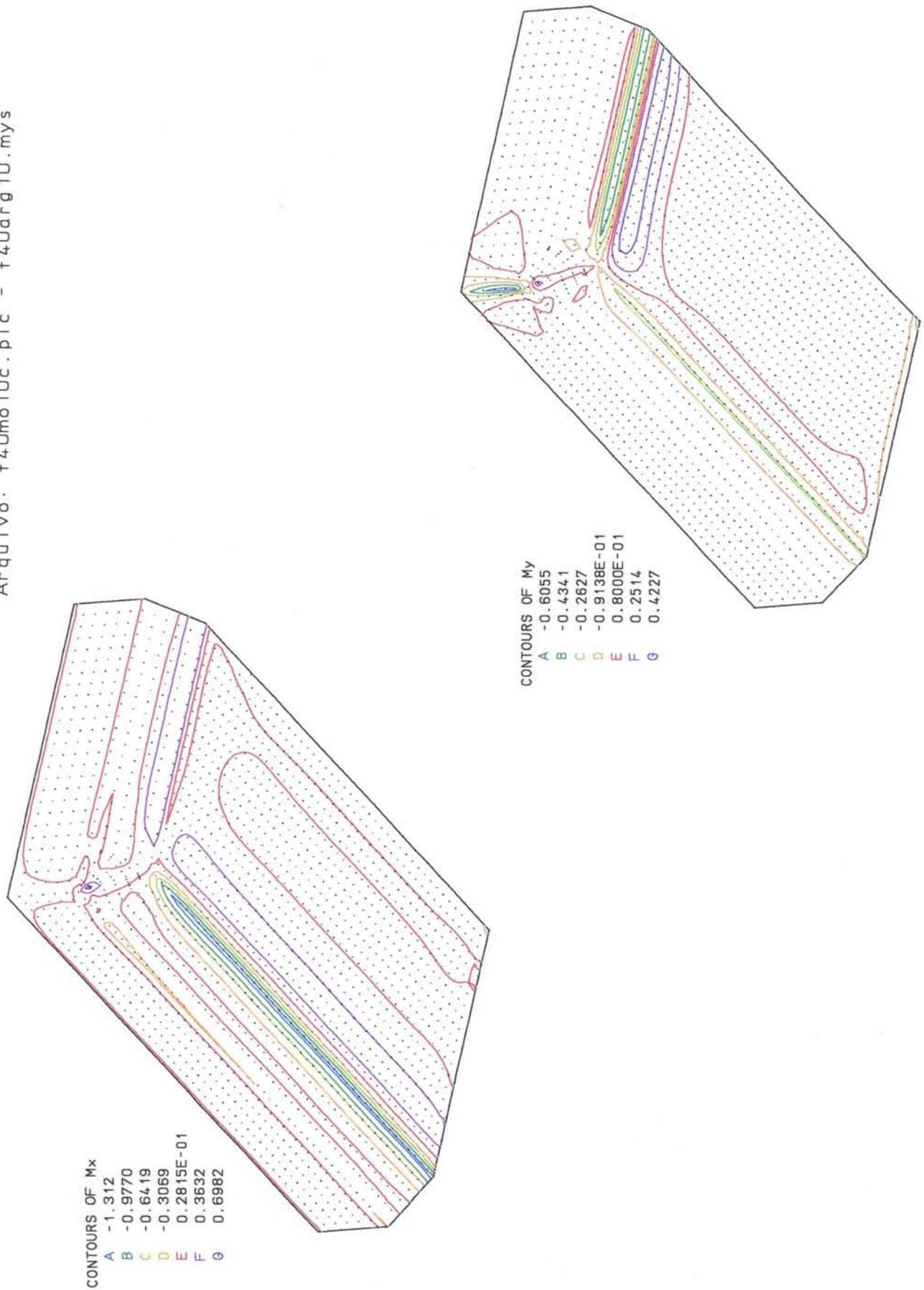


Fig. 22: Tensoes principais no topo(A) e fundo(B) da membrana (kN/cm2)
 Acao hidrostatica, apoio em ARGILA, fck = 40 MPa
 Arquivo: f40c10sp.pic - f40arg10

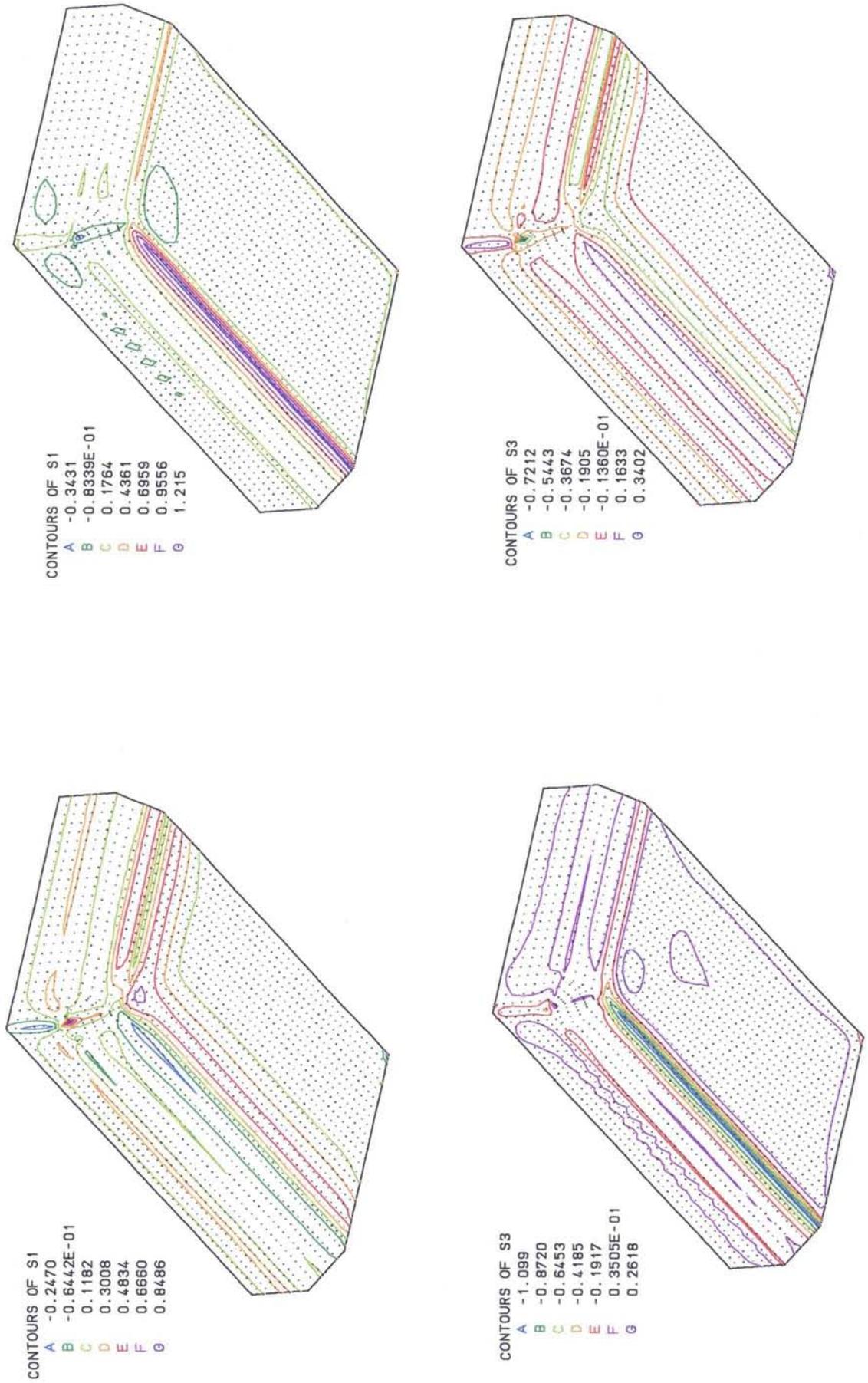


Fig. 23: Esforços normais na membrana de argamassa armada
 Acao hidrostática, apoio em AREIA, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
 Arquivo: hs10norm.pic - csi1020a.mys

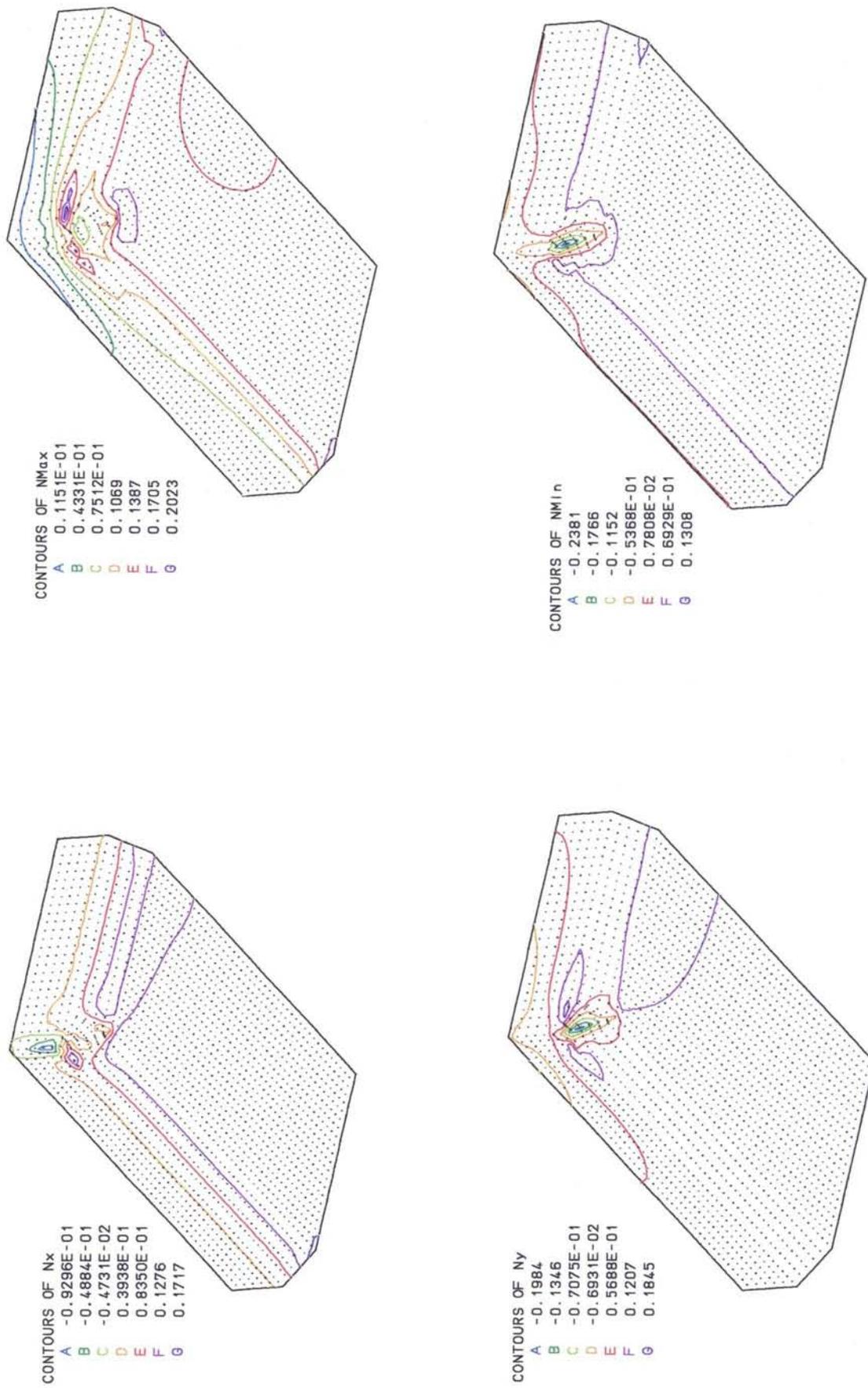


Fig. 24: Esforços normais na membrana de argamassa armada
 Acao hidrostática, apoio em ARGILA, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
 Arquivo: hc10norm.plc - arg1020a.mys

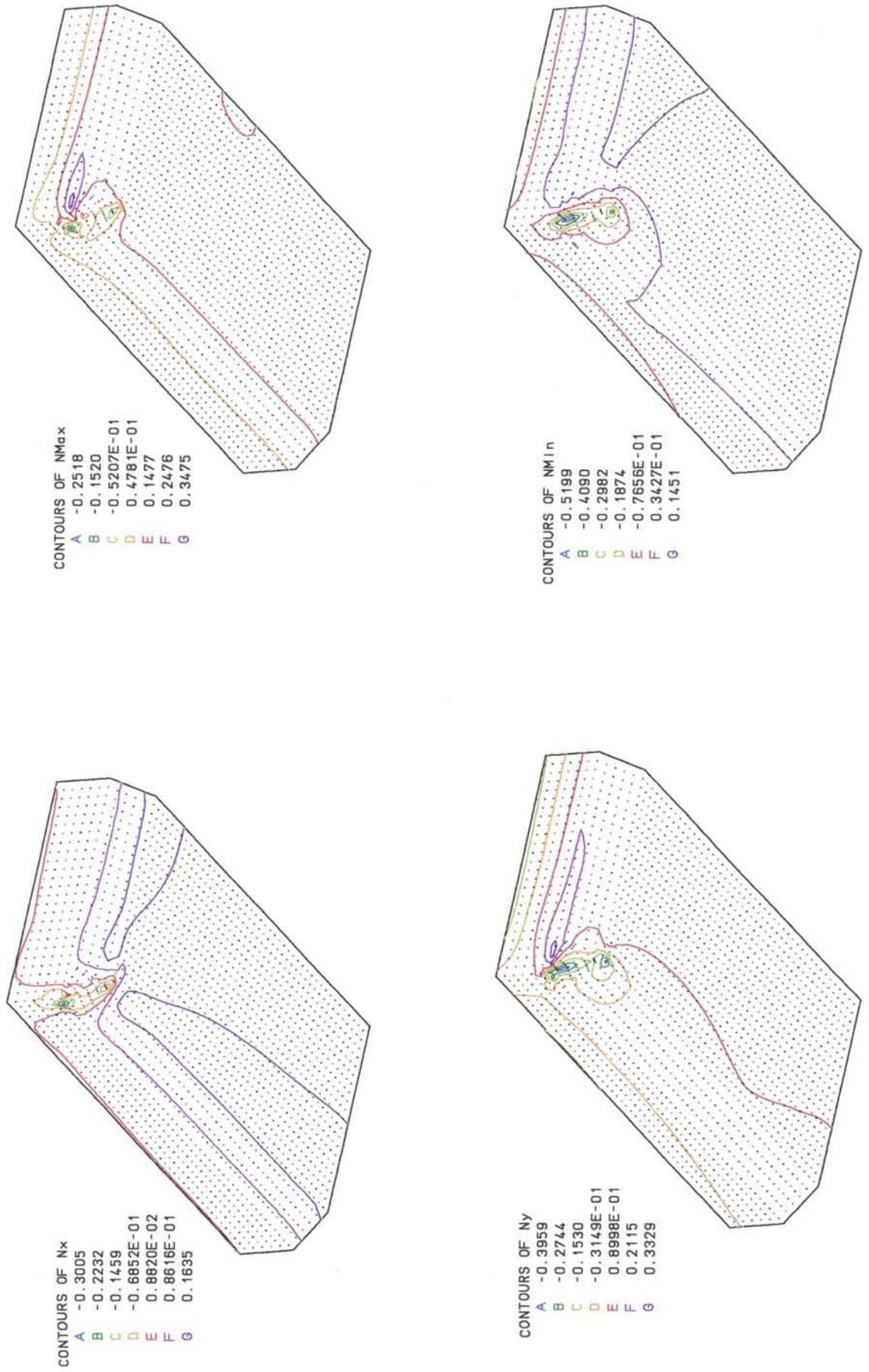


Fig. 25: Esforços de momento (kNm/cm) devido ao enrijecimento da membrana
 Acao hidrostática, apoio em ARGILA, fck = 20 MPa
 Arquivo: c5e2cmom.pic - c5rj20cl.mys

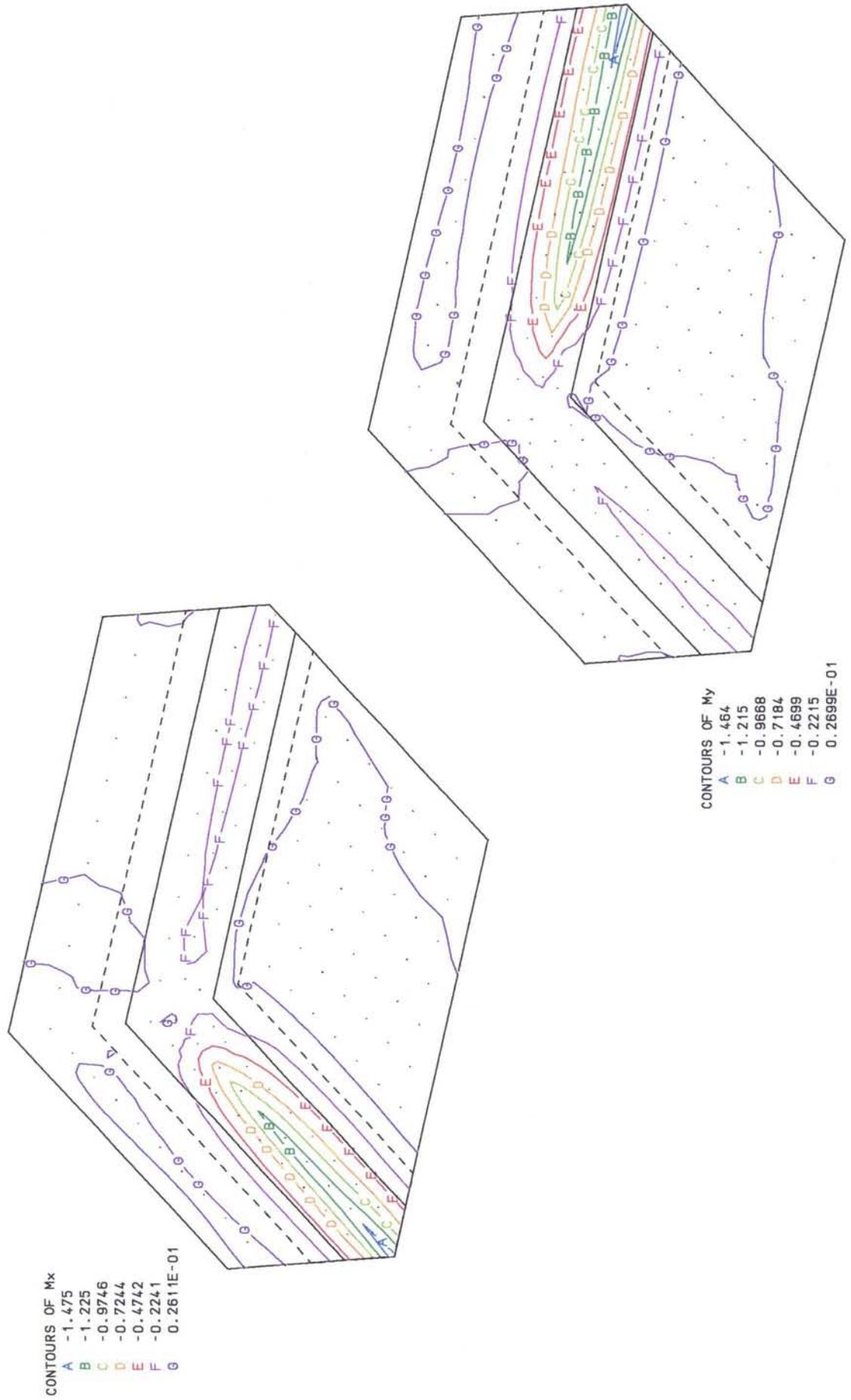


Fig. 26: Tensões principais no topo(A) e fundo(B) da membrana(kN/cm²)
 Efeito do enrijecimento
 Acao hidrostática, apoio em ARGILA, fck = 20 MPa
 Arquivo: c5e2cspr.pic - c5rj20cl.mys

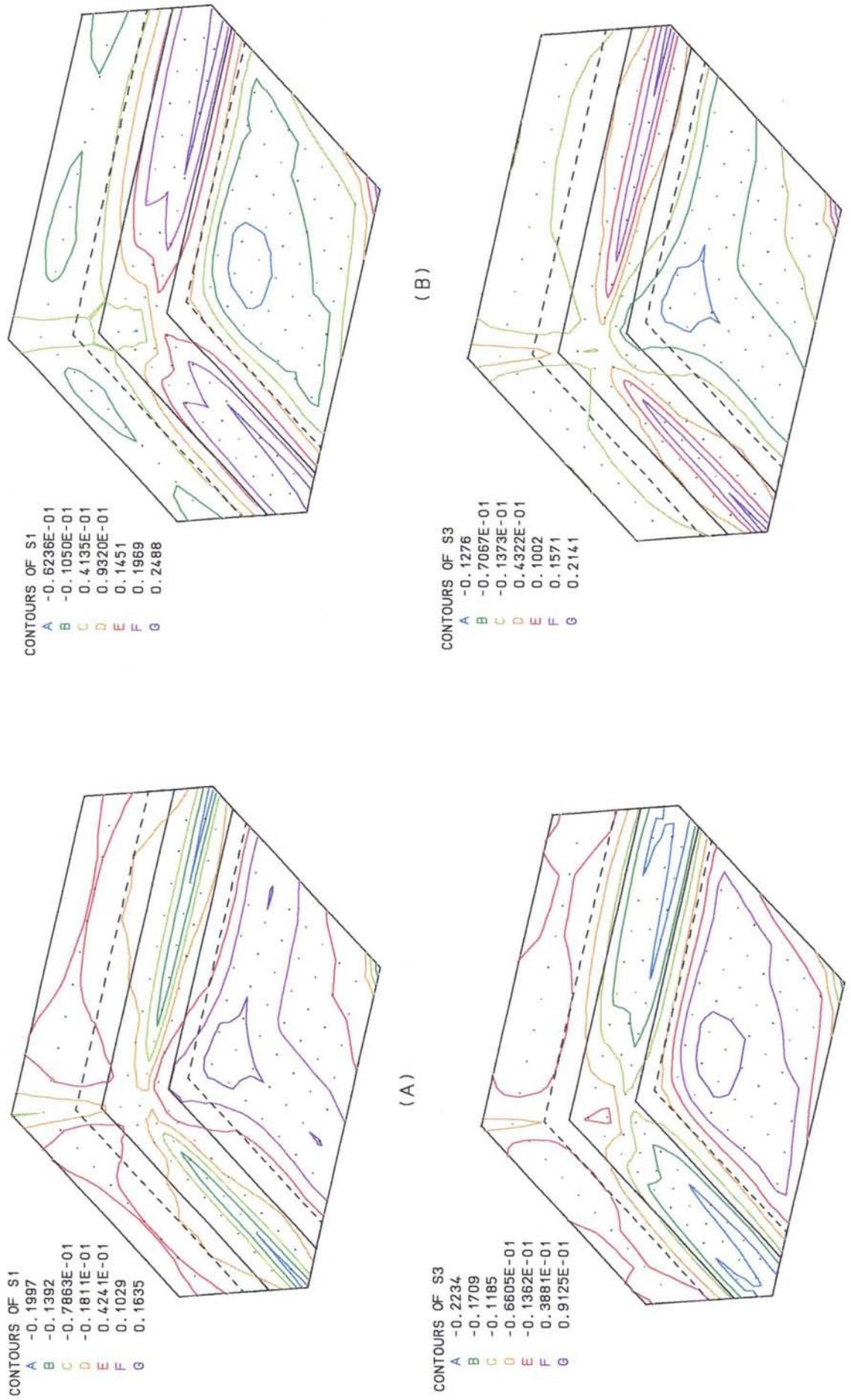


Fig. 27:

Esforços de momento (kNcm/cm) devido ao enrijecimento da membrana
 Acao hidrostatica, apoio em ARGILA, fck = 40 MPa
 Arquivo: c5e4cmom.pic - c5rj40cl.mys

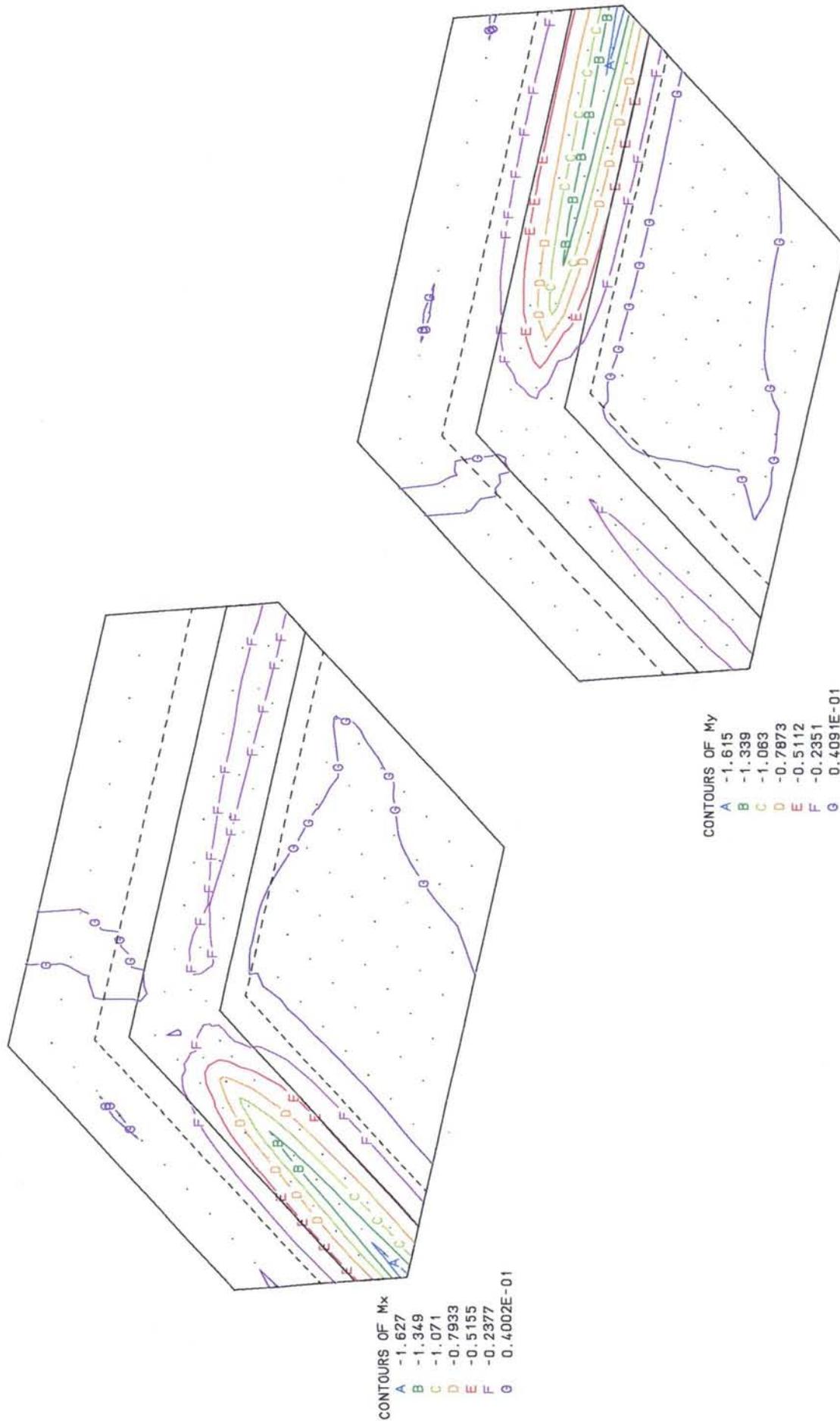


Fig. 28: Tensões principais no topo(A) e fundo(B) da membrana (kN/cm²)
 Efeito do enrijecimento
 Acao hidrostática, apoio em ARGILA, fck = 40 MPa
 Arquivo: c5e4csp.rpic - c5rj40cl.mys

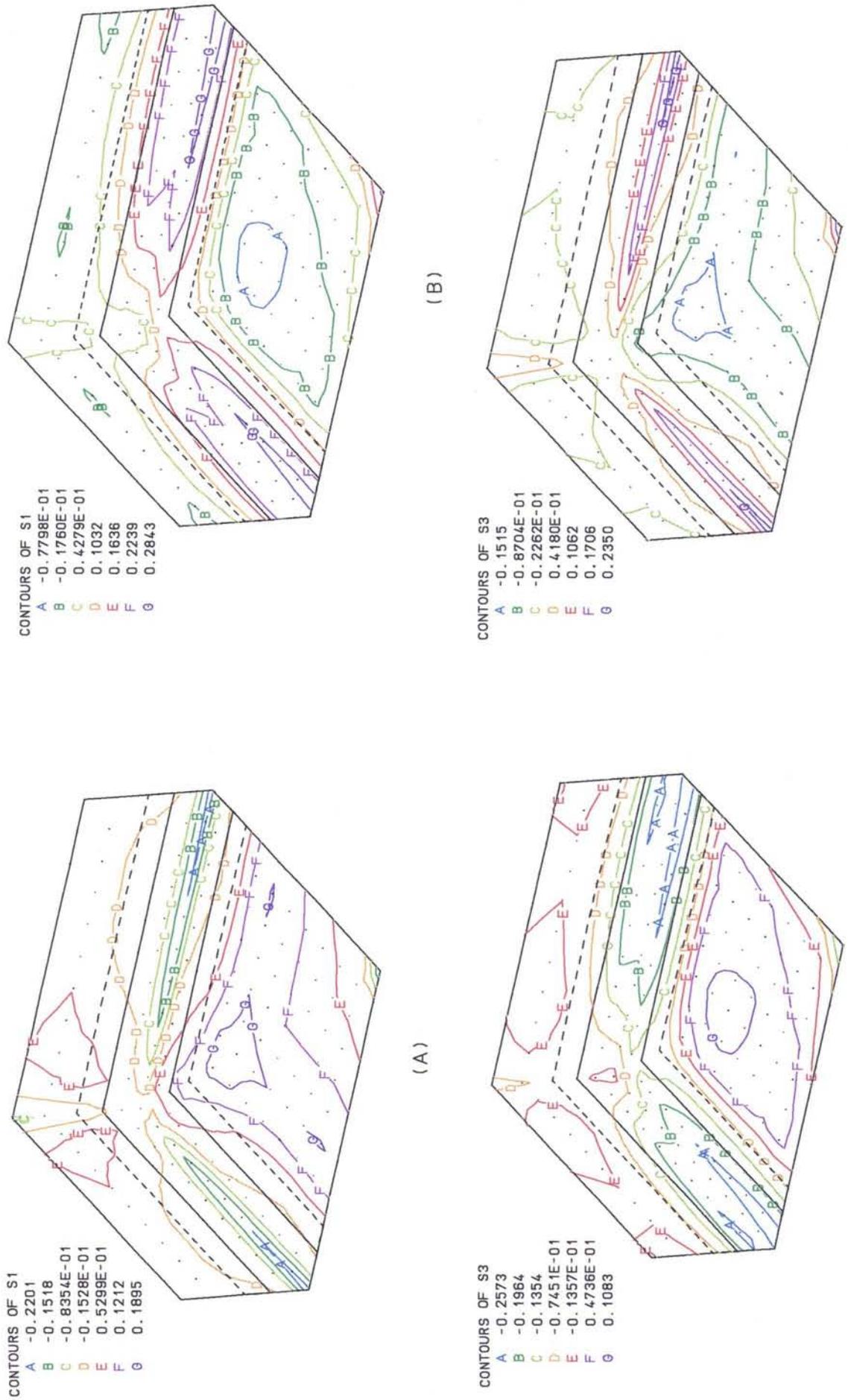


Fig. 29: Esforços de momento (kNcm/cm) devido ao enrijecimento da membrana
 Acao hidrostática, apoio em AREIA. $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
 Arquivo: c1e2smom - c1rj20sa.mys

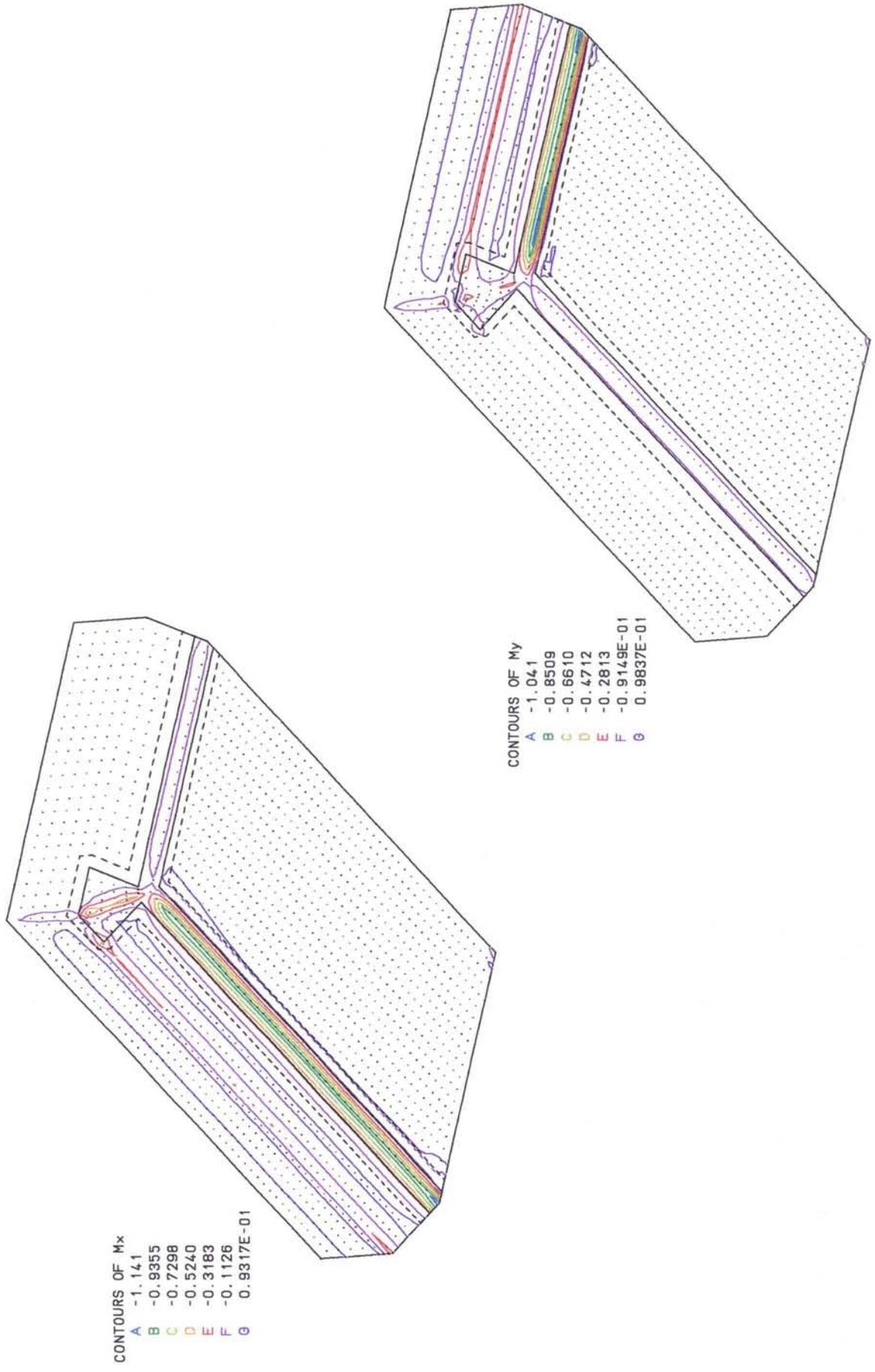


Fig. 30: Tensões principais no topo(A) e fundo(B) da membrana (kN/cm²)
 Efeito do enrijecimento
 Aço hidrostática, apoio em AREIA, fck = 20 MPa
 Arquivo: c1e2sspr.pic - c1rj20sa.mys

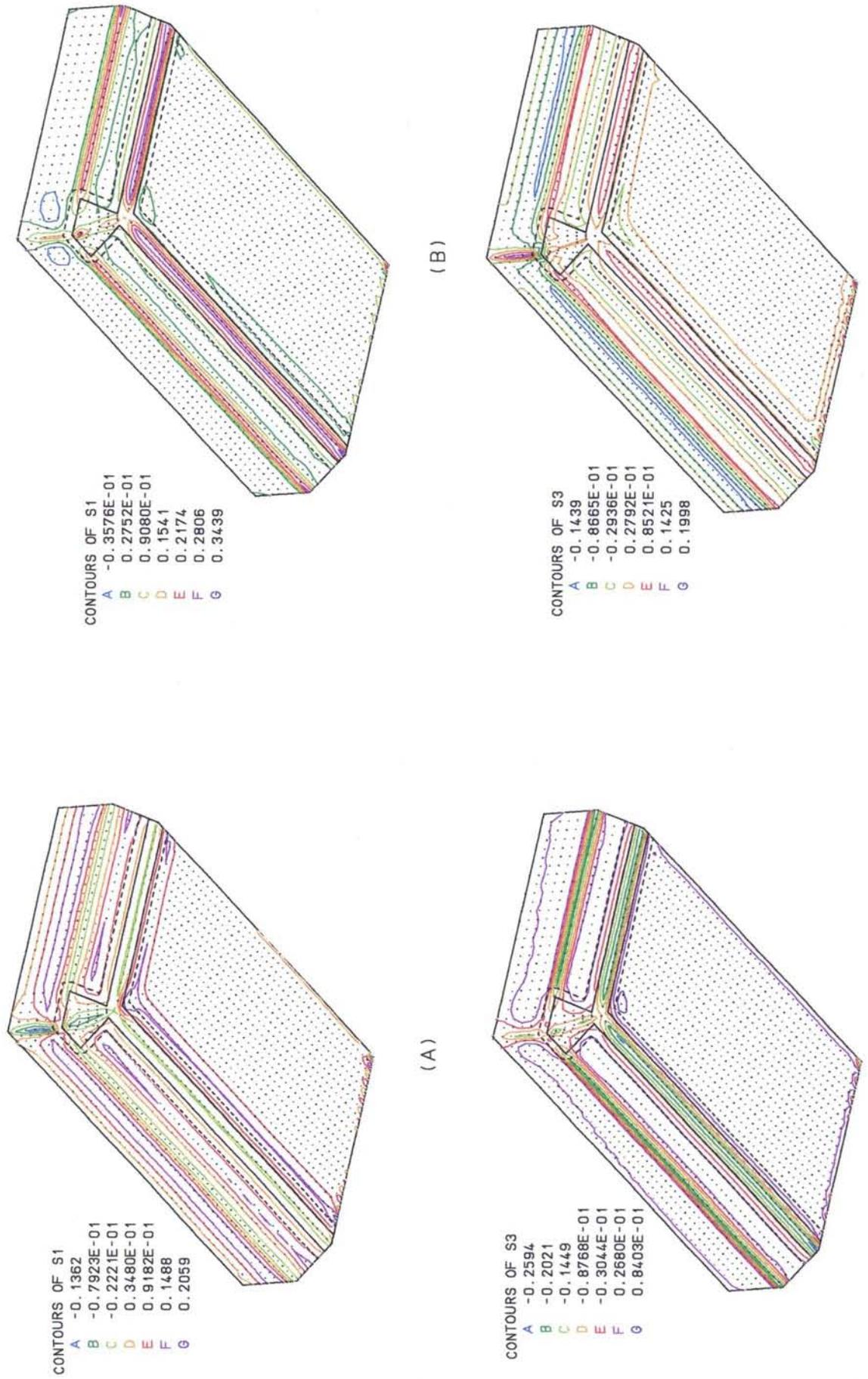


Fig. 31: Esforços de momento (kNcm/cm) devido ao enrijecimento da membrana
 Acao hidrostática, apoio em AREIA, fck = 40 MPa
 Arquivo: c1e4smom.pic - c1rj40sa.mys

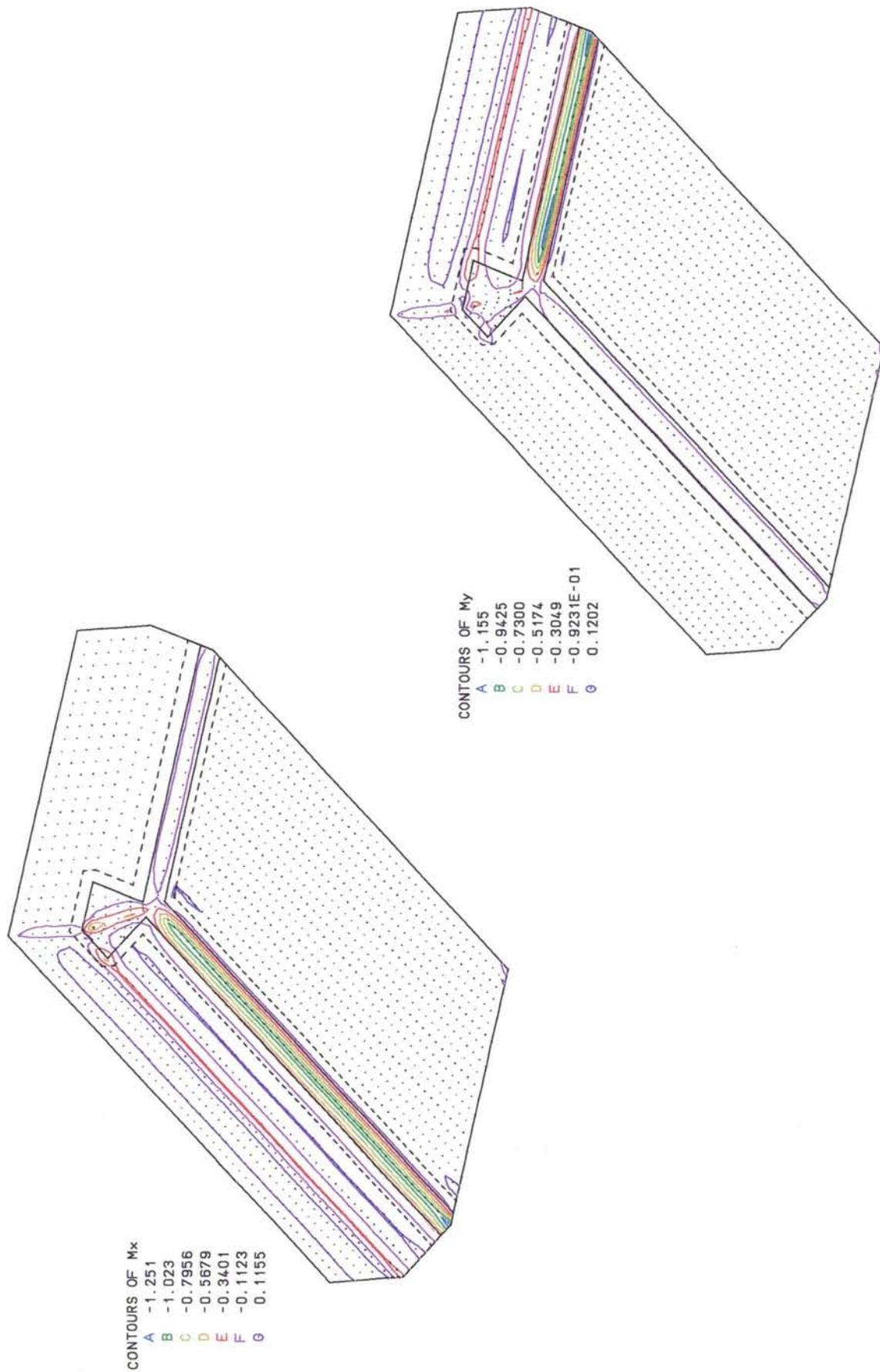
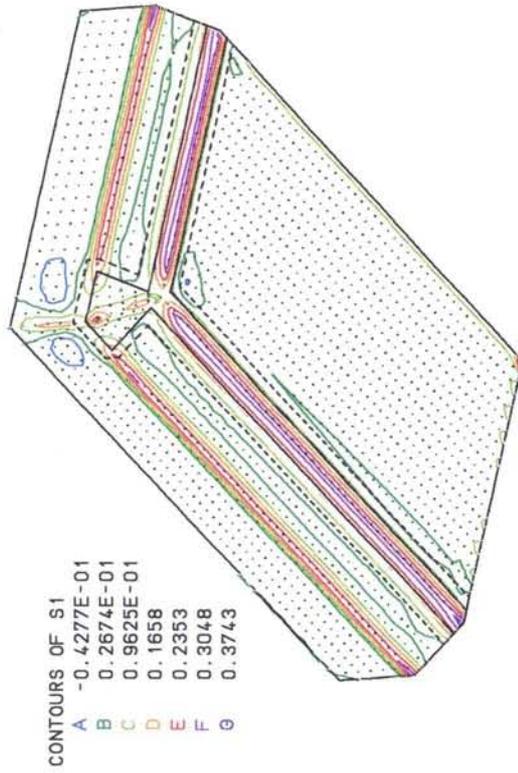
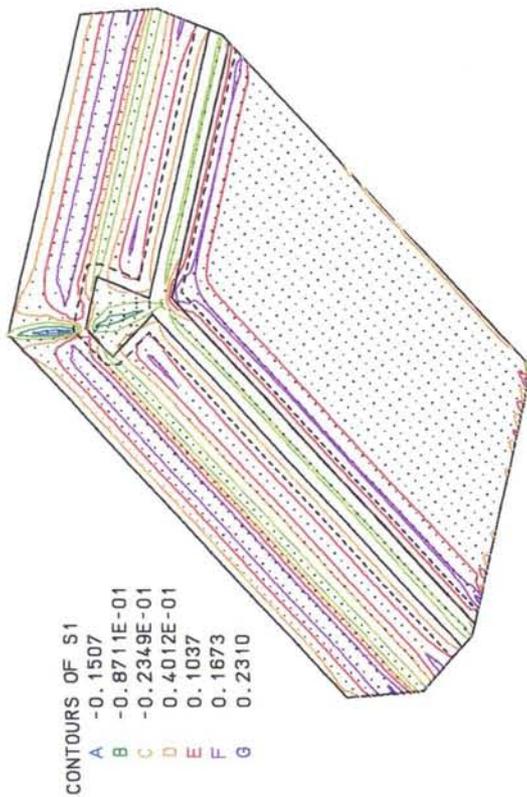


Fig. 32: Tensões principais no topo(A) e fundo(B) da membrana(kN/cm²)
 Efeito do enrijecimento
 Aço hidrostática, apoio em AREIA, fck = 40 MPa
 Arquivo: c1e4sspr.pic - c1rj40sa.mys



(A)

(B)

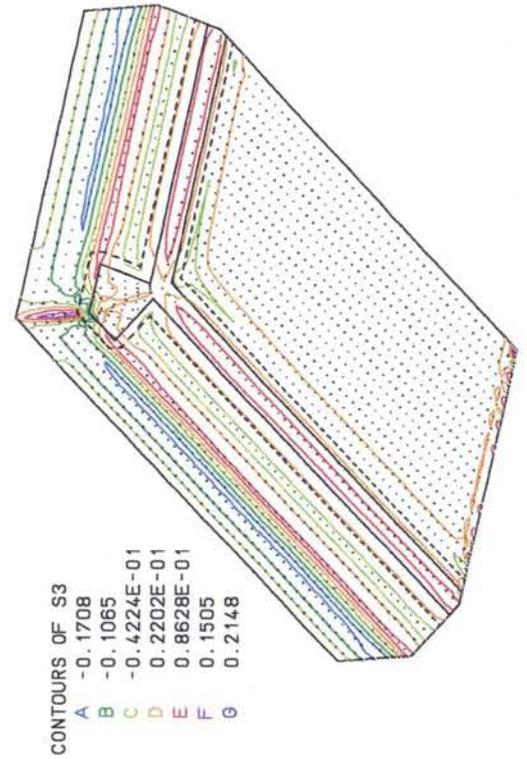
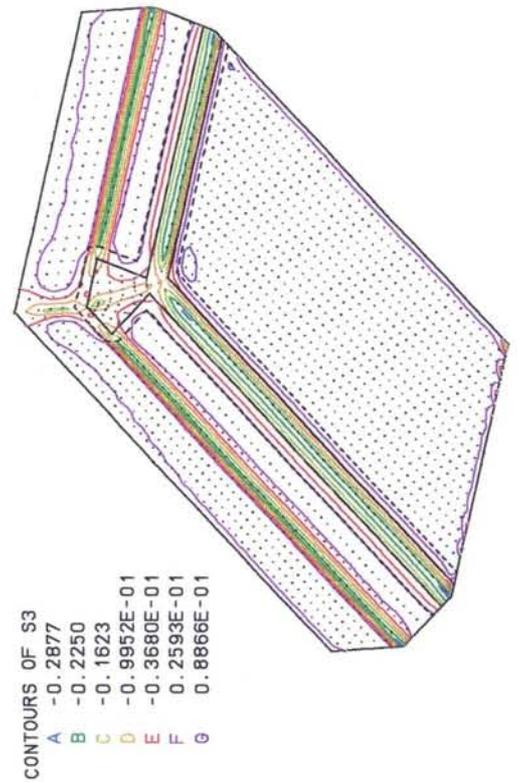


Fig. 33: Esforços de momento (kNcm/cm) devido ao enrijecimento da membrana
 Acao hidrostática, apoio em ARGILA, fck = 20 MPa
 Arquivo: c1e2cmom.pic - c1rj20cl.mys

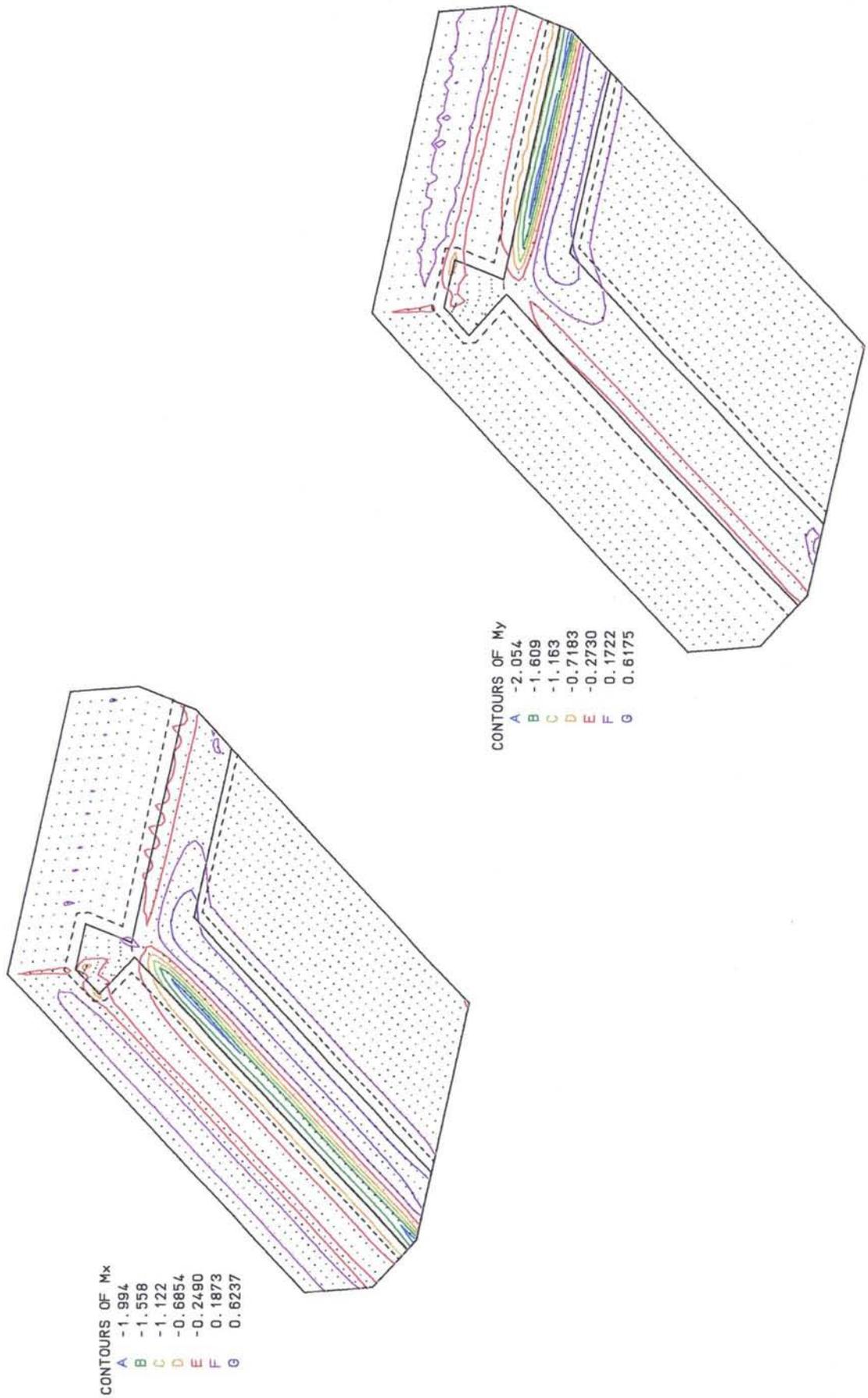


Fig. 34: Tensoes principais no topo(A) e fundo(B) da membrana(kN/cm2)
 Efeito do enrijecimento
 Acao hidrostatica. apoio em ARGILA. fck = 20 MPa
 Arquivo: c1e2cspr.pic - c1rj20cl.mys

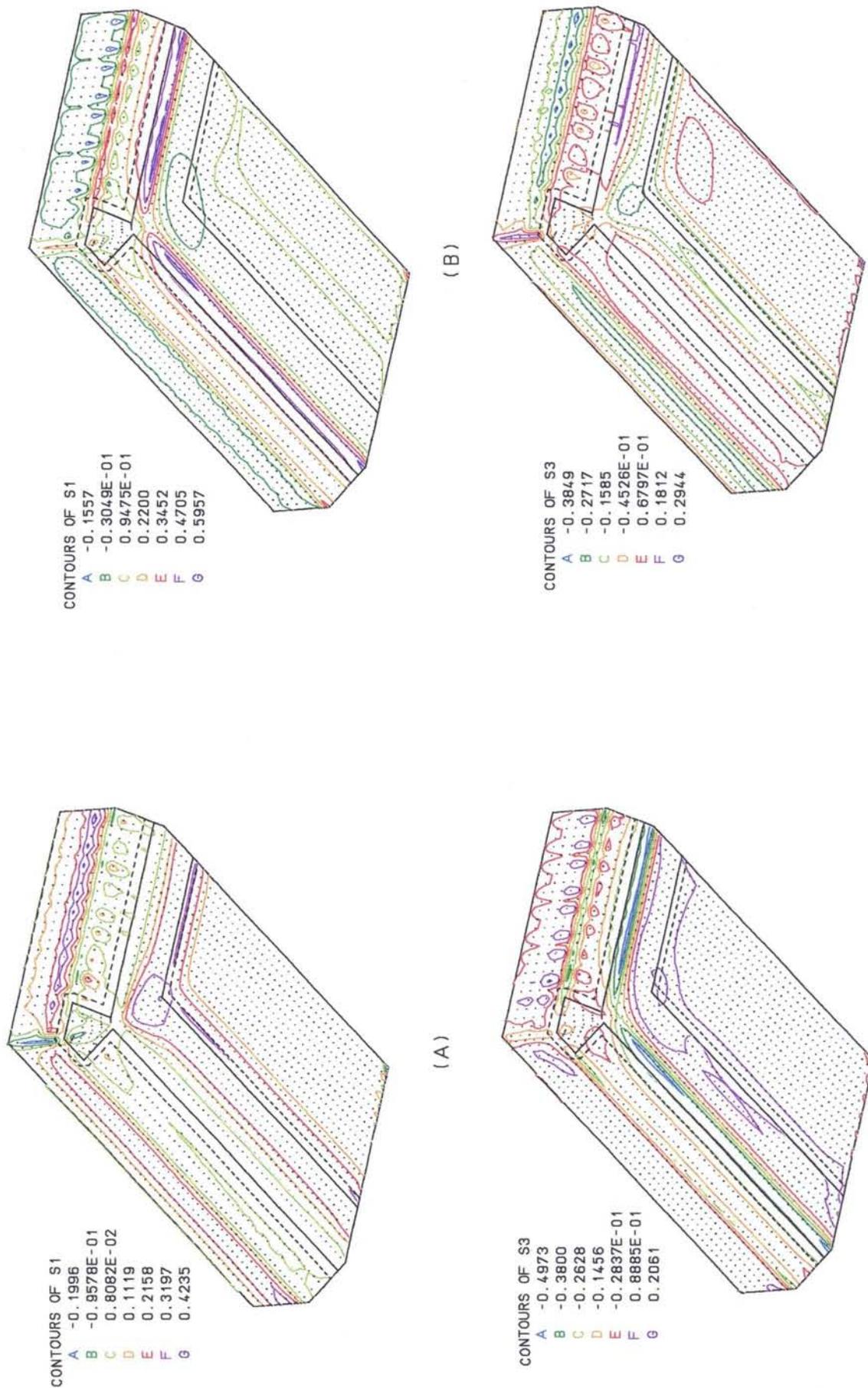


Fig. 35: Esforços de momento (kNcm/cm) devido ao enrijecimento da membrana
 Acao hidrostática, apoio em ARGILA, fck = 40 MPa
 Arquivo: c1e4cmom.pic - c1rj40cl.mys

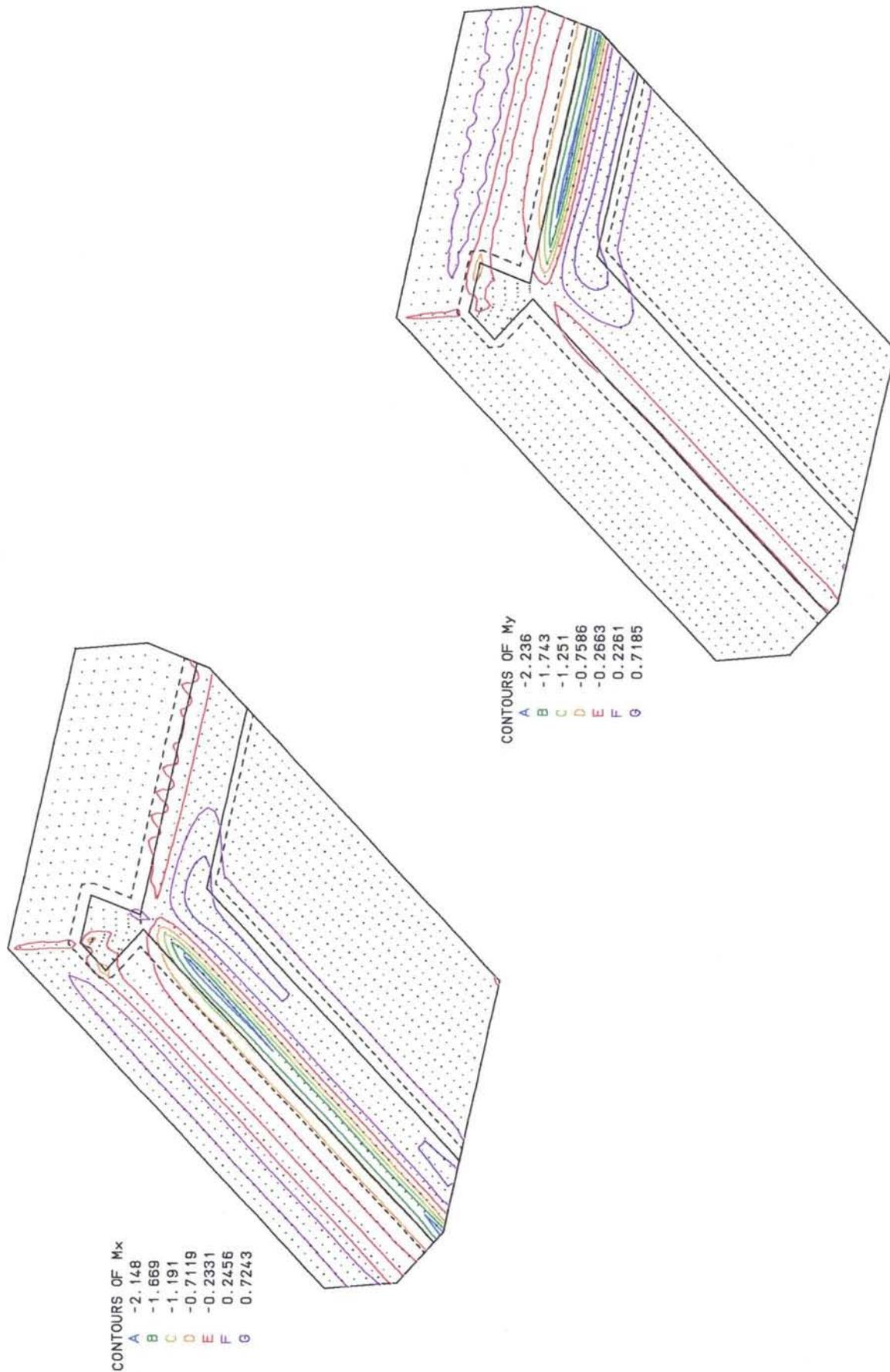


Fig. 36: Tensões principais no topo(A) e fundo(B) da membrana(kN/cm2)
 Efeito do enrijecimento
 Acao hidrostática. apoio em ARGILA. fck = 40 MPa
 Arquivo: c1e4cspr.pic - c1rj40cl.mys

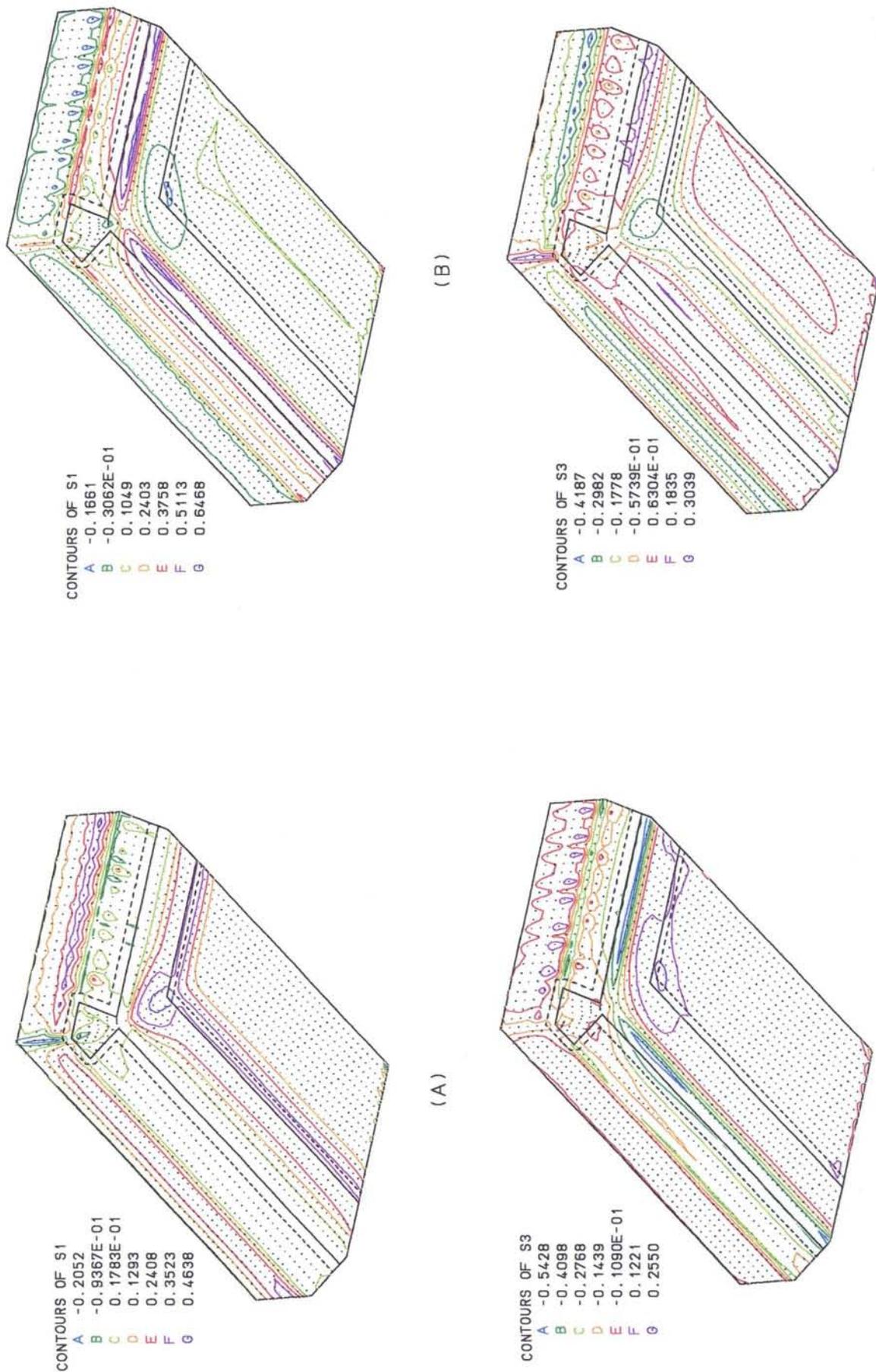


Fig. 37: Esforços na membrana de argamassa armada
 Acao: Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 Arquivo: 5pesfm.pic - 5pretfd.mys

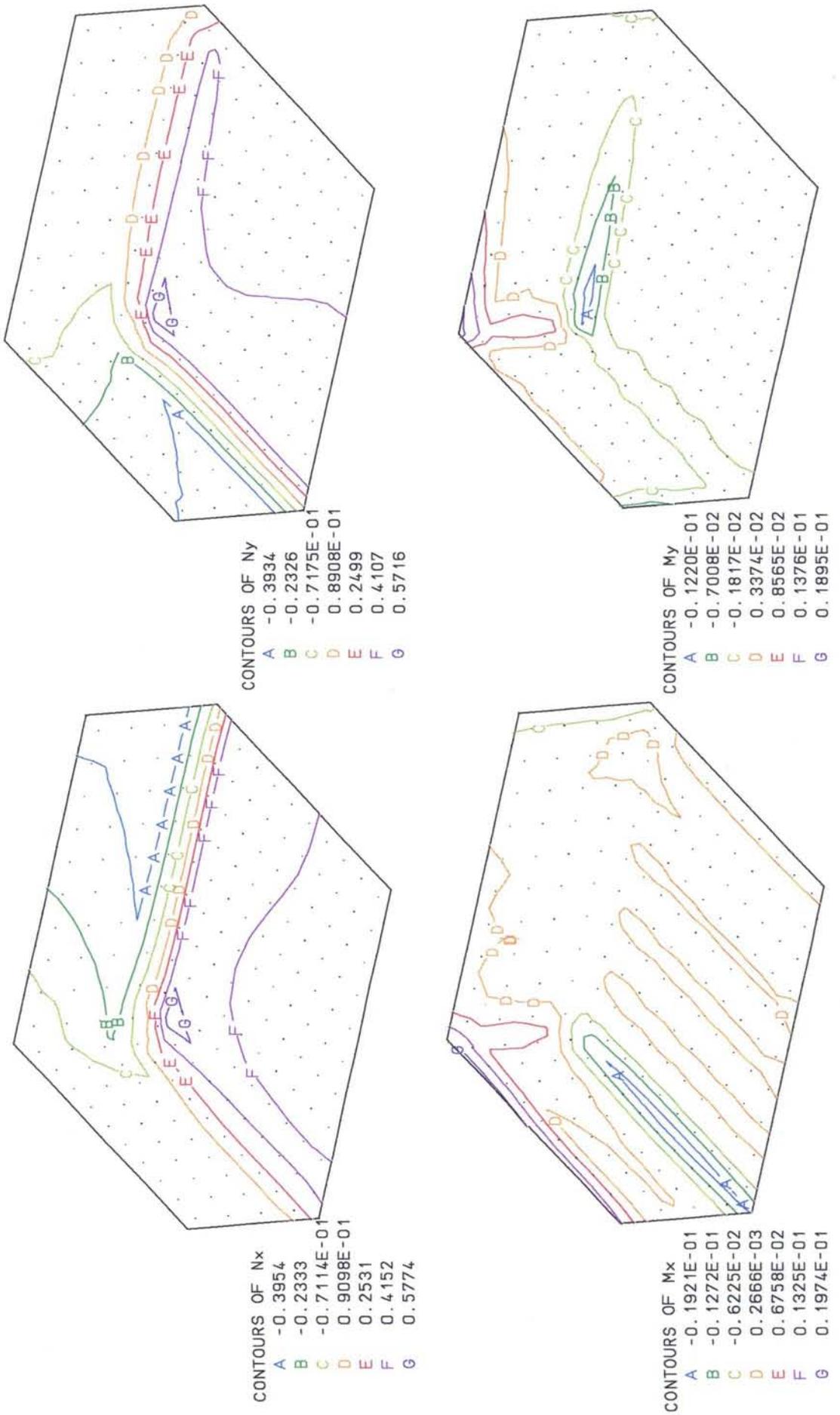
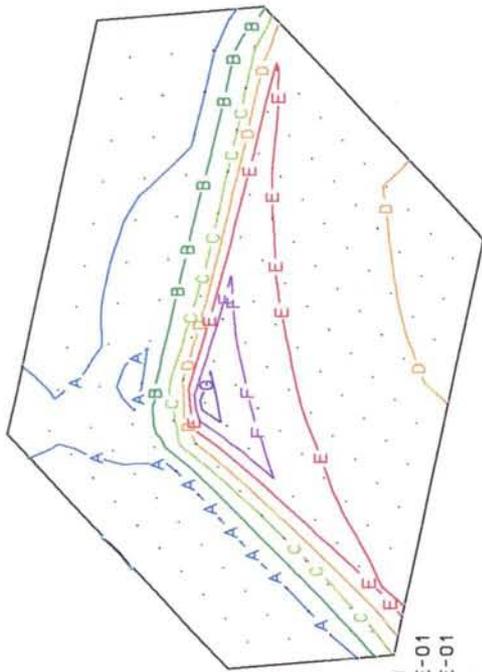


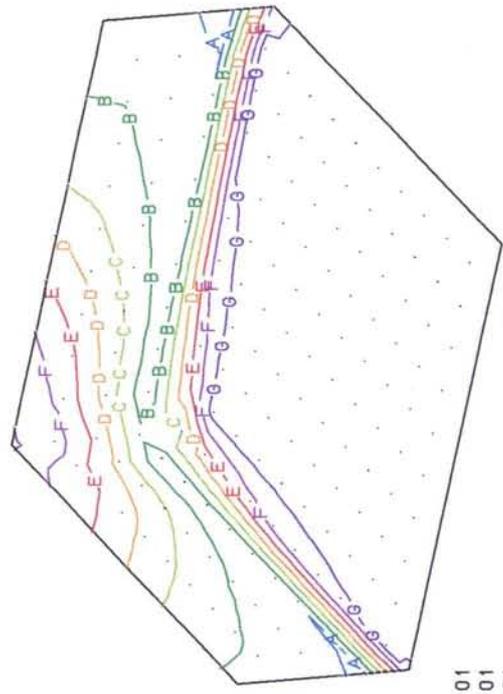
Fig. 38:

Tensoes principais no topo da membrana
 Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 fck = 20 MPa
 Arquivo: 5prtspme.pic - 5prttdf.mys



CONTOURS OF S2

A	-0.2782E-01
B	0.7132E-02
C	0.4209E-01
D	0.7704E-01
E	0.1120
F	0.1470
G	0.1819



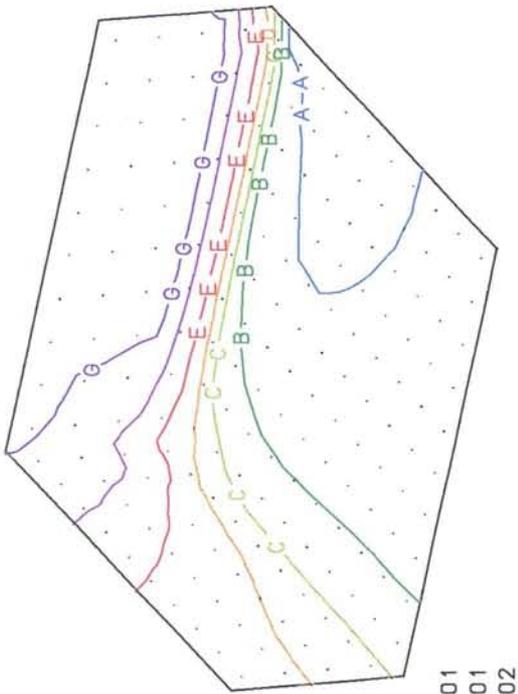
CONTOURS OF S1

A	0.2361E-01
B	0.7081E-01
C	0.1180
D	0.1652
E	0.2124
F	0.2597
G	0.3069

CONTOURS OF S3

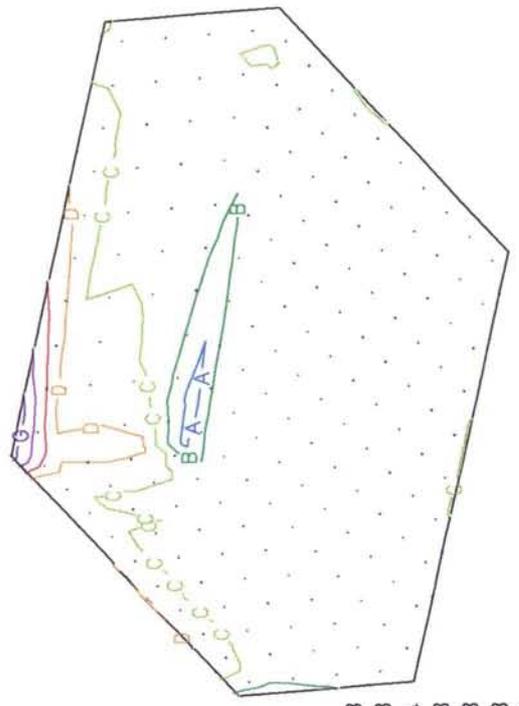
A	-0.1862
B	-0.1568
C	-0.1273
D	-0.9779E-01
E	-0.6831E-01
F	-0.3883E-01
G	-0.9345E-02

Fig. 39: Esforços na camada de regularização
 Acao: Retracao diferencial através de reducao de temperatura
 Arquivo: 5pesfr.pic - 5spretdf.mys



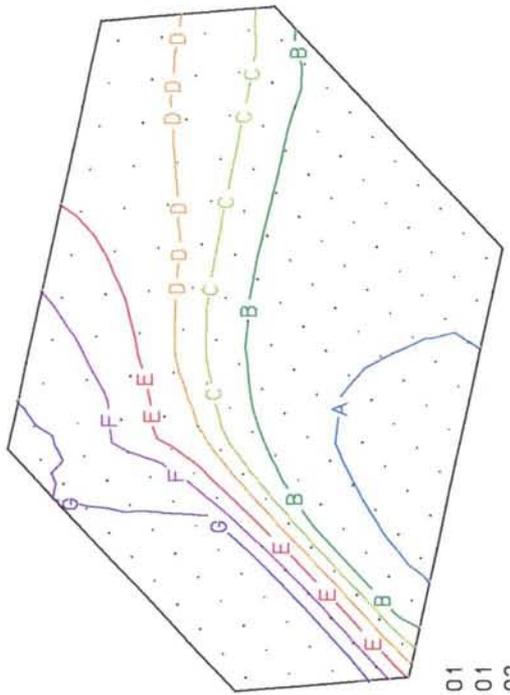
CONTOURS OF Ny

A	-0.2347
B	-0.1962
C	-0.1578
D	-0.1194
E	-0.8093E-01
F	-0.4249E-01
G	-0.4052E-02



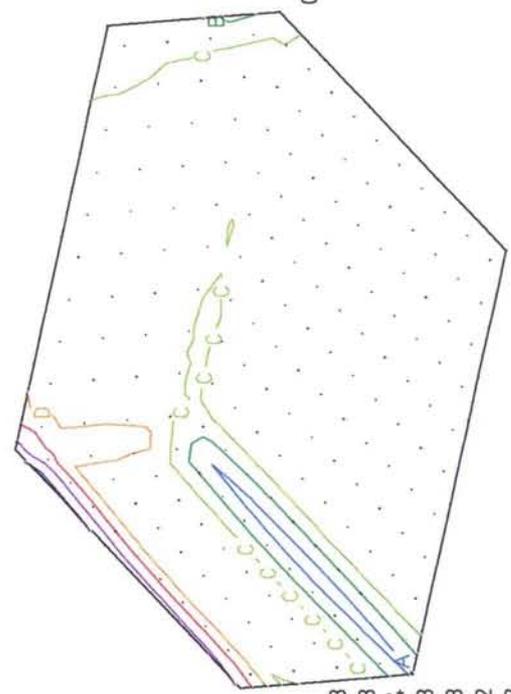
CONTOURS OF My

A	-0.5306E-03
B	-0.2451E-03
C	0.4035E-04
D	0.3258E-03
E	0.6113E-03
F	0.8968E-03
G	0.1182E-02



CONTOURS OF Nx

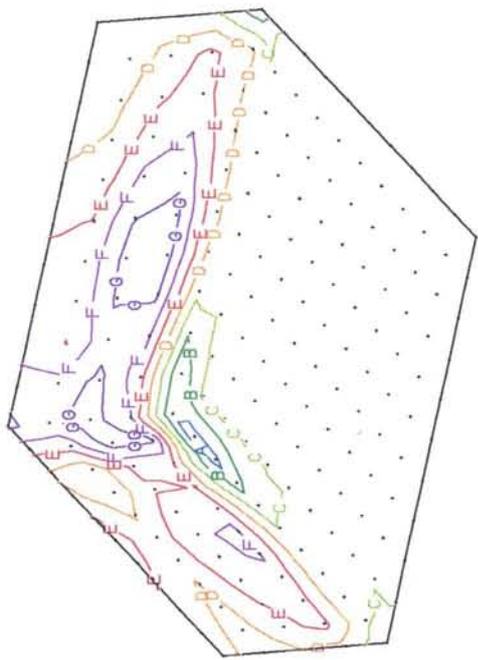
A	-0.2319
B	-0.1944
C	-0.1569
D	-0.1194
E	-0.8193E-01
F	-0.4444E-01
G	-0.6943E-02



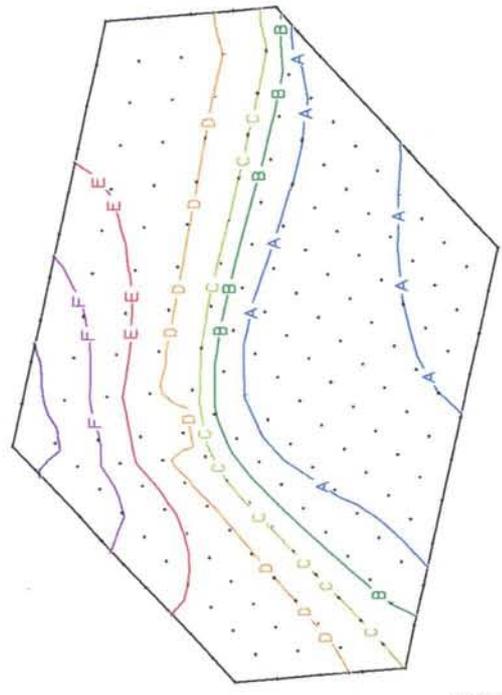
CONTOURS OF Mx

A	-0.8194E-03
B	-0.4549E-03
C	-0.9048E-04
D	0.2740E-03
E	0.6384E-03
F	0.1003E-02
G	0.1367E-02

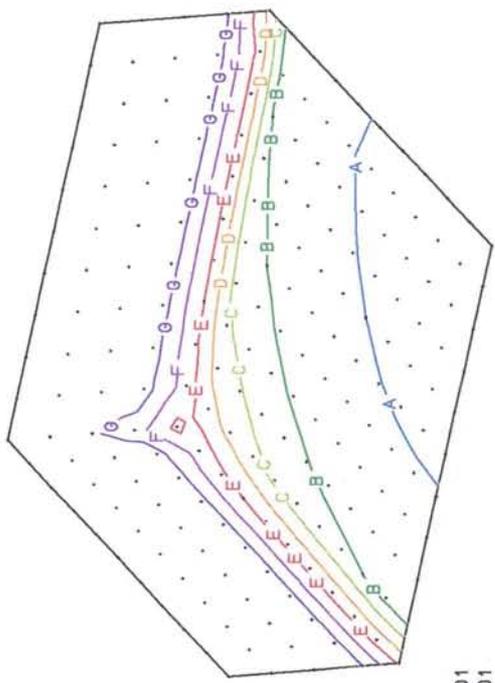
Fig. 40: Tensoes principais no topo da camada de regularizacao
 Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 Arquivo: 5prtspr.pic - 5preditf.mys



CONTOURS OF S1
 A -0.9873E-02
 B -0.5035E-02
 C -0.1966E-03
 D 0.4642E-02
 E 0.9480E-02
 F 0.1432E-01
 G 0.1916E-01



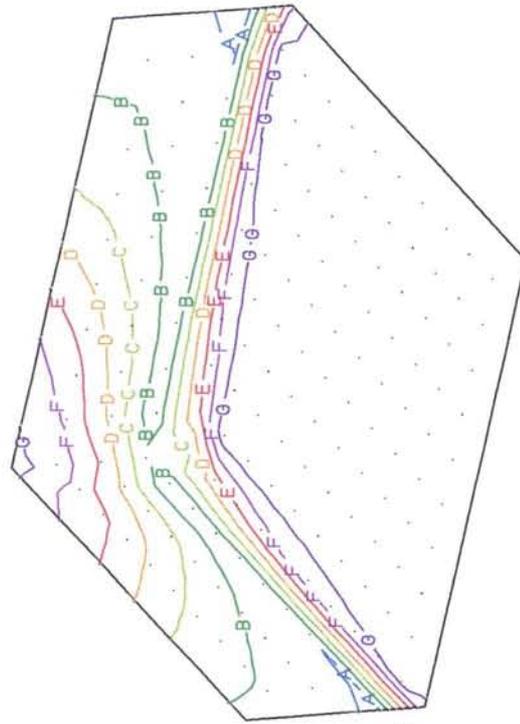
CONTOURS OF S3
 A -0.2384
 B -0.2027
 C -0.1670
 D -0.1314
 E -0.9571E-01
 F -0.6005E-01
 G -0.2439E-01



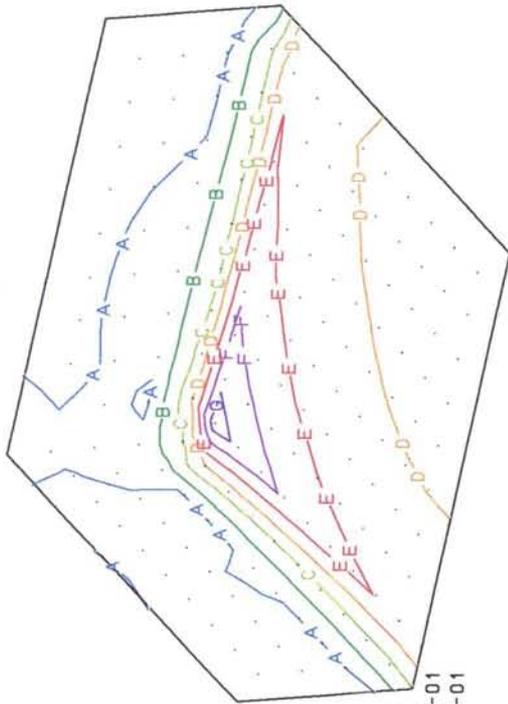
CONTOURS OF S2
 A -0.2121
 B -0.1795
 C -0.1468
 D -0.1142
 E -0.8158E-01
 F -0.4895E-01
 G -0.1631E-01

Fig. 41:

Tensoes principais no topo da membrana (kN/cm²)
 Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 fck = 40 MPa
 Arquivo: 5prt4spm.pic - 5pretdf4.mys



CONTOURS OF S3
 A -0.2693
 B -0.2279
 C -0.1864
 D -0.1450
 E -0.1036
 F -0.6214E-01
 G -0.2071E-01



CONTOURS OF S1
 A 0.3126E-01
 B 0.9377E-01
 C 0.1563
 D 0.2188
 E 0.2813
 F 0.3438
 G 0.4063



CONTOURS OF S2
 A -0.4239E-01
 B 0.2294E-02
 C 0.4698E-01
 D 0.9167E-01
 E 0.1364
 F 0.1810
 G 0.2257

Fig. 42: Esforços na membrana de argamassa armada
 Acao: Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 Arquivo: 10pesfm.pic - 10_rtdf.mys

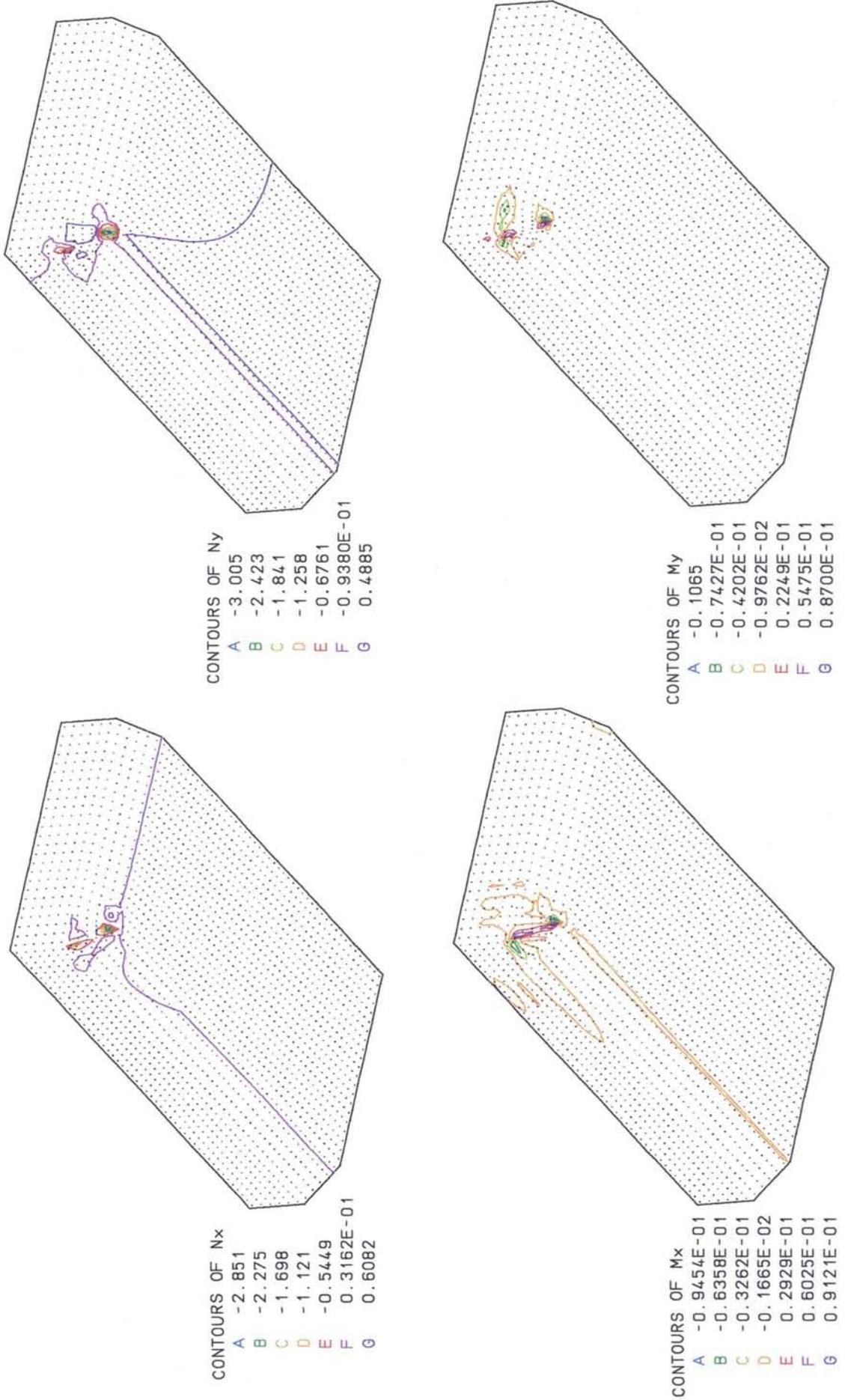


Fig. 43: Tensoes principais no topo da membrana (kN/cm2)
 Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 fck = 20 MPa
 Arquivo: 1prtspme.pic - 5pretdf.mys

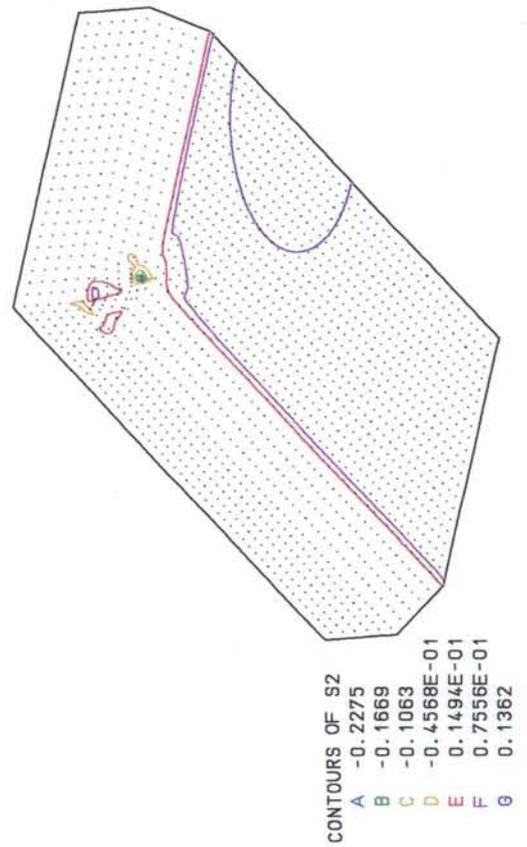
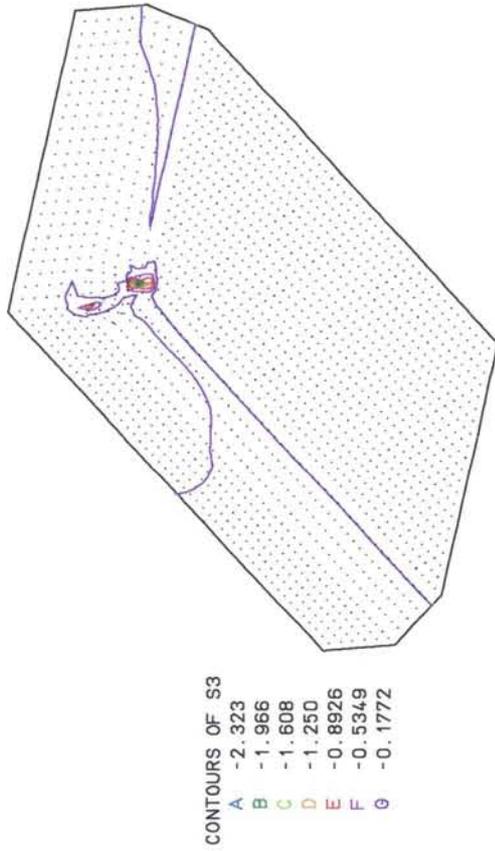
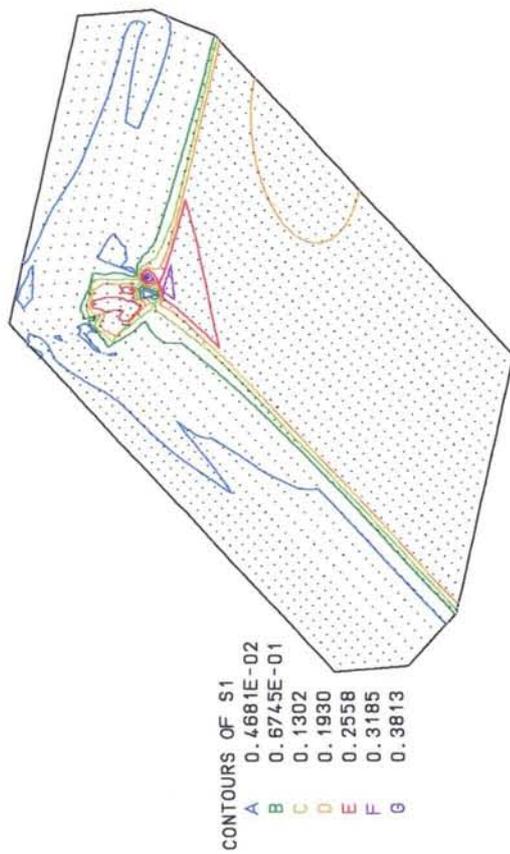


Fig. 44: Esforços na camada de regularizacão
 Acao: Retracão diferencial através de redução de temperatura
 Arquivo: 10pesfm.pic - 10p_rtdf.mys

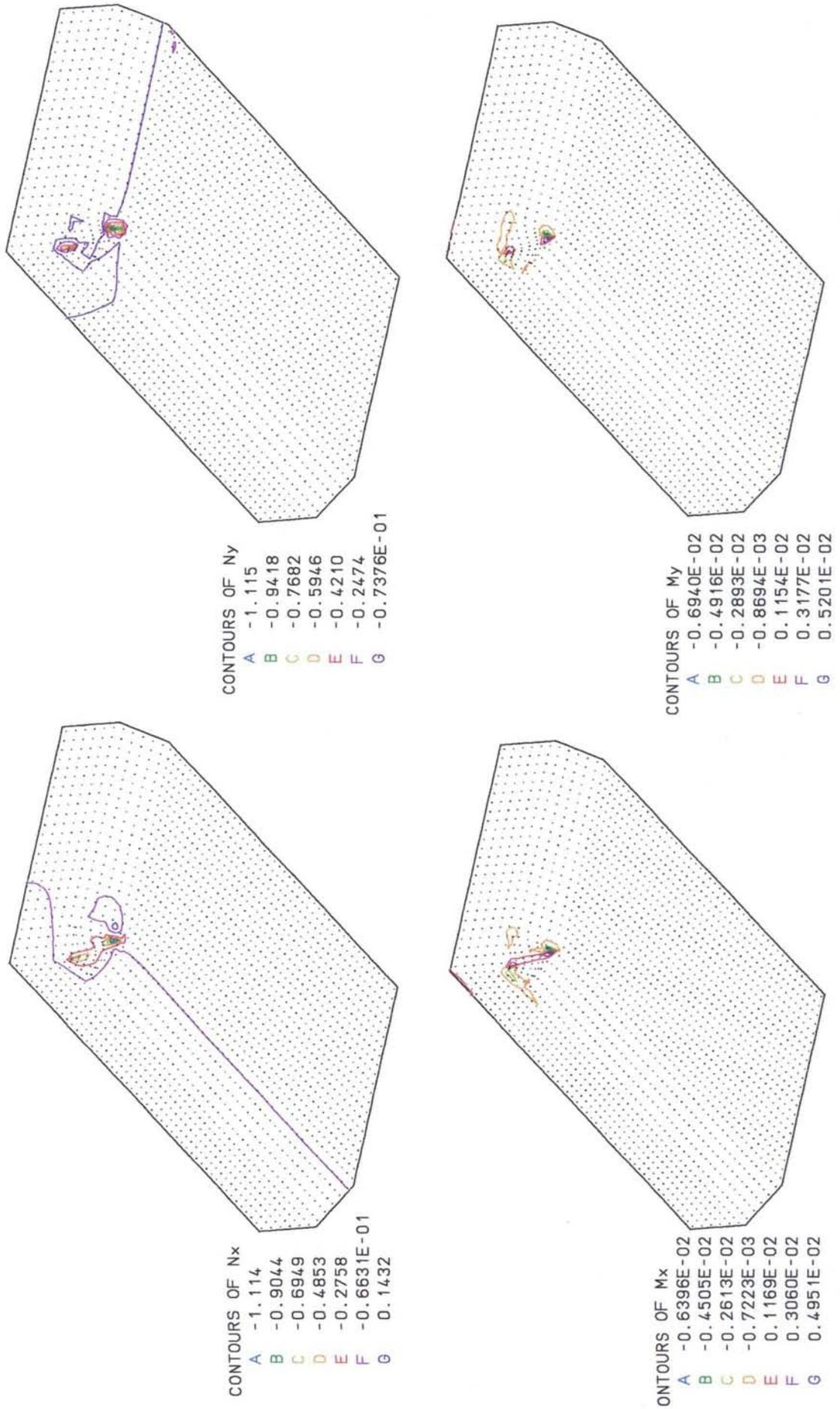
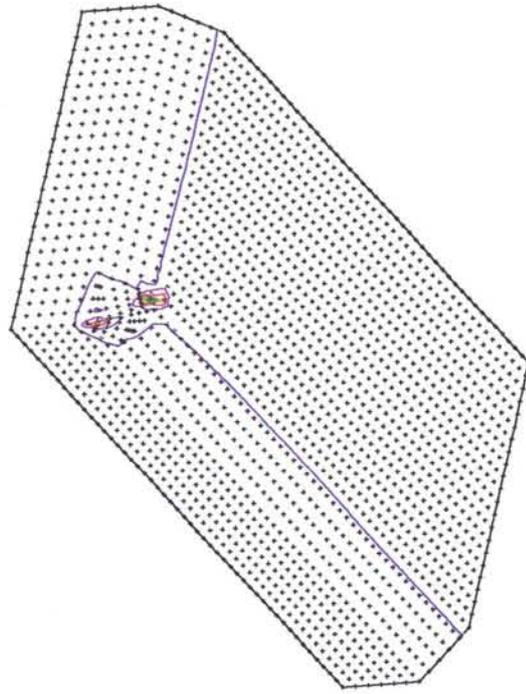
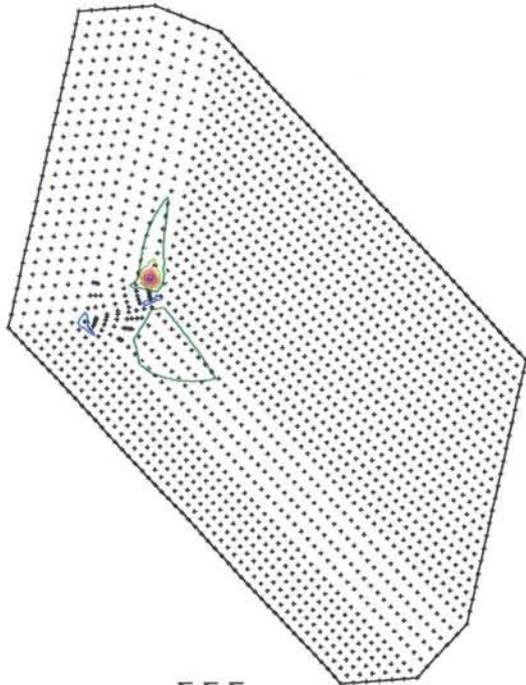


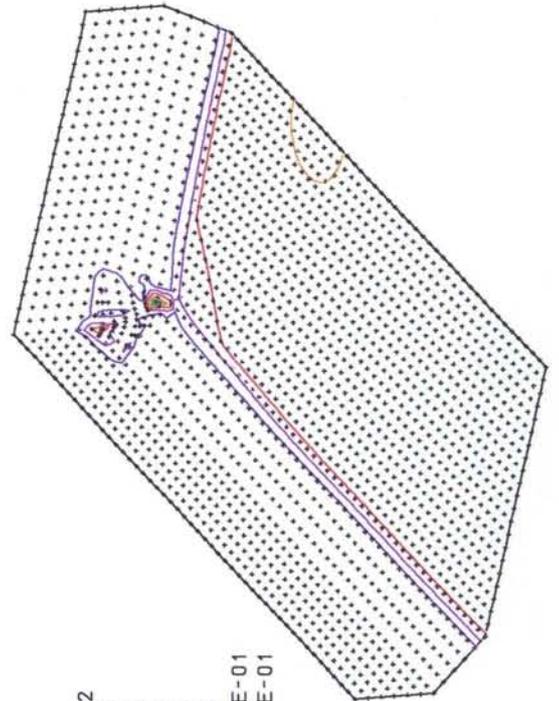
Fig. 45: Tensoes principais no topo da camada de regularizacao
 Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 Arquivo: 1prtspcr.pic - 5pretdf.mys



CONTOURS OF S3
 A -1.928
 B -1.632
 C -1.335
 D -1.038
 E -0.7416
 F -0.4450
 G -0.1483

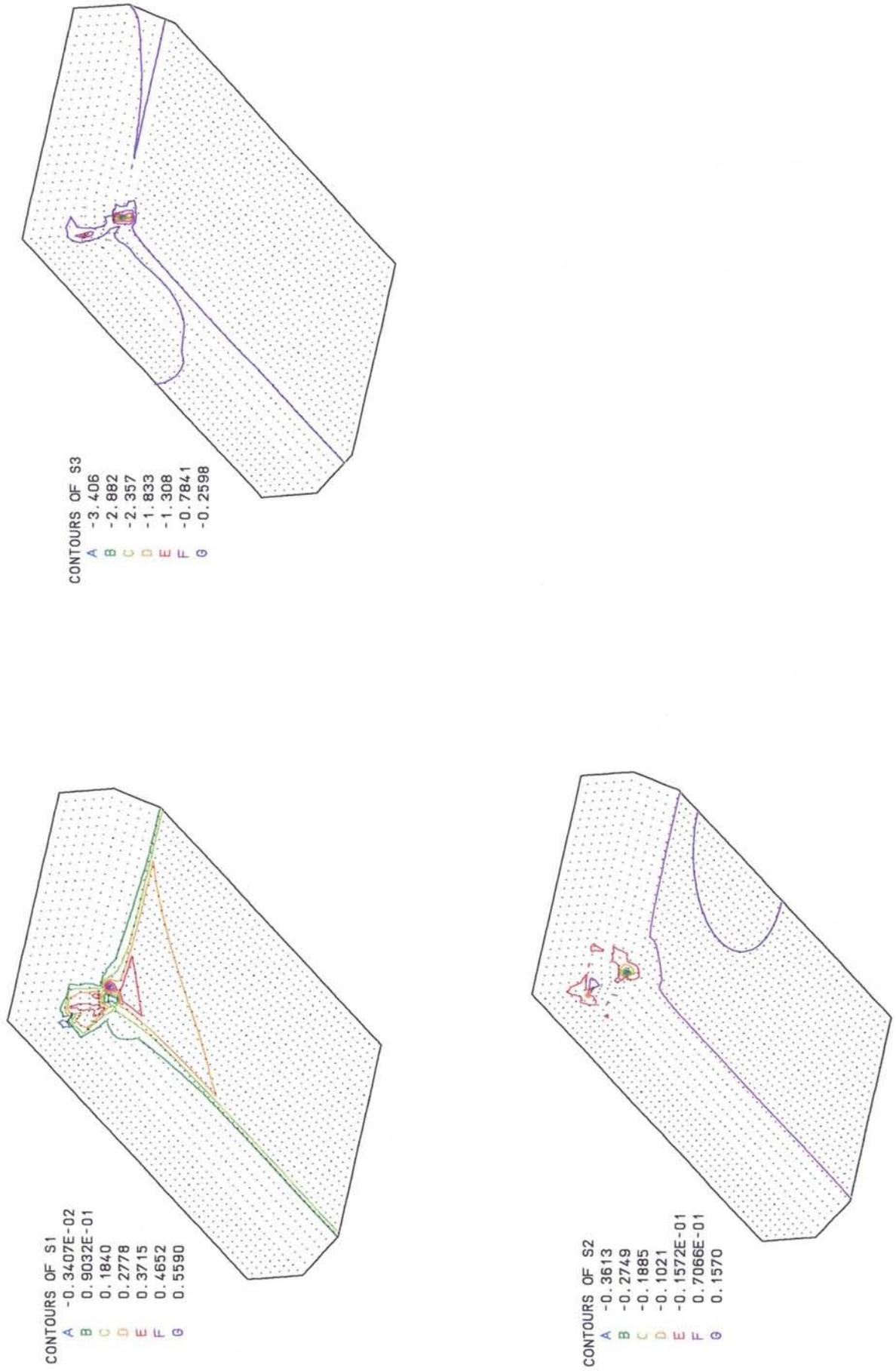


CONTOURS OF S1
 A -0.1970E-01
 B 0.2638E-01
 C 0.7245E-01
 D 0.1185
 E 0.1646
 F 0.2107
 G 0.2568



CONTOURS OF S2
 A -0.3909
 B -0.3304
 C -0.2700
 D -0.2095
 E -0.1490
 F -0.8849E-01
 G -0.2801E-01

Fig. 46: Tensoes principais no topo da membrana (kN/cm²)
 Retracao diferencial atraves de reducao de temperatura
 fck = 40 MPa
 Arquivo: 1prt4spm.pic - 10p4rttdf.mys



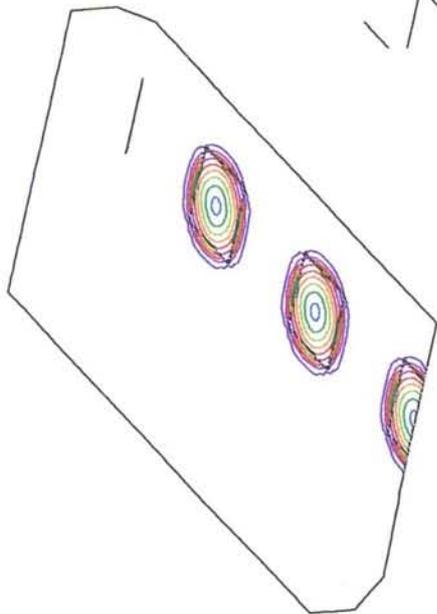
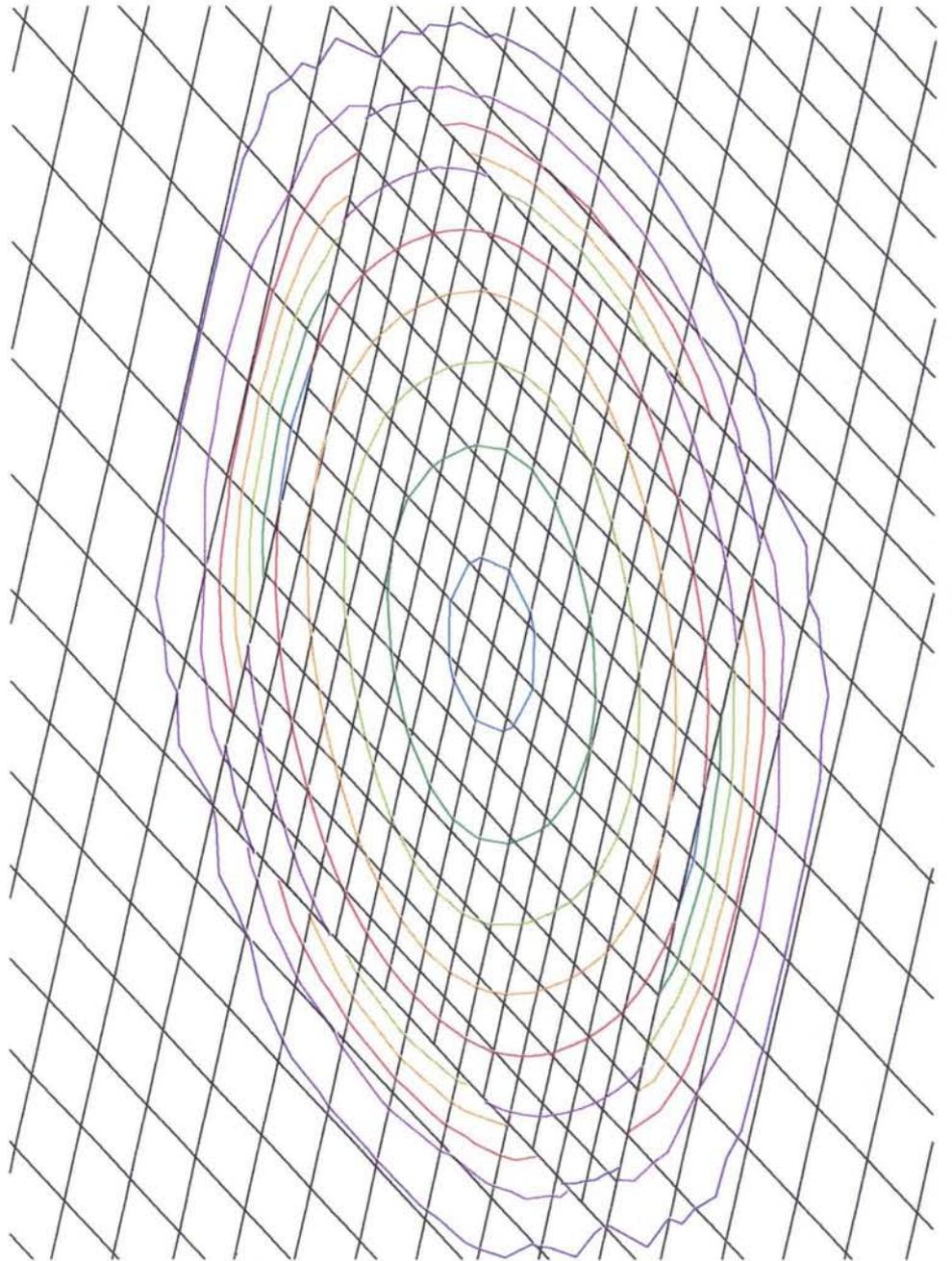


Fig. 47: Deslocamentos verticais (cm)
 Acao: recalque no centro da sapata
 Reserv.: 15 x 30 m2
 Solo: ARGILA
 Arquivo: sandsade.pic - sapsand.mys



Membrana: CONTOURS OF DY
 A -0.3705E-01
 B -0.3095E-01
 C -0.2485E-01
 D -0.1876E-01
 E -0.1266E-01
 F -0.6564E-02
 G -0.4681E-03

Sapata: CONTOURS OF DY
 A -0.9842E-01
 B -0.8327E-01
 C -0.6812E-01
 D -0.5296E-01
 E -0.3781E-01
 F -0.2265E-01
 G -0.7500E-02

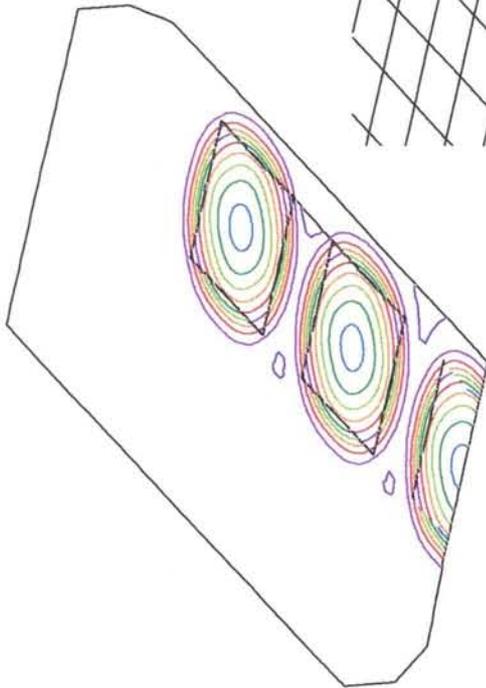
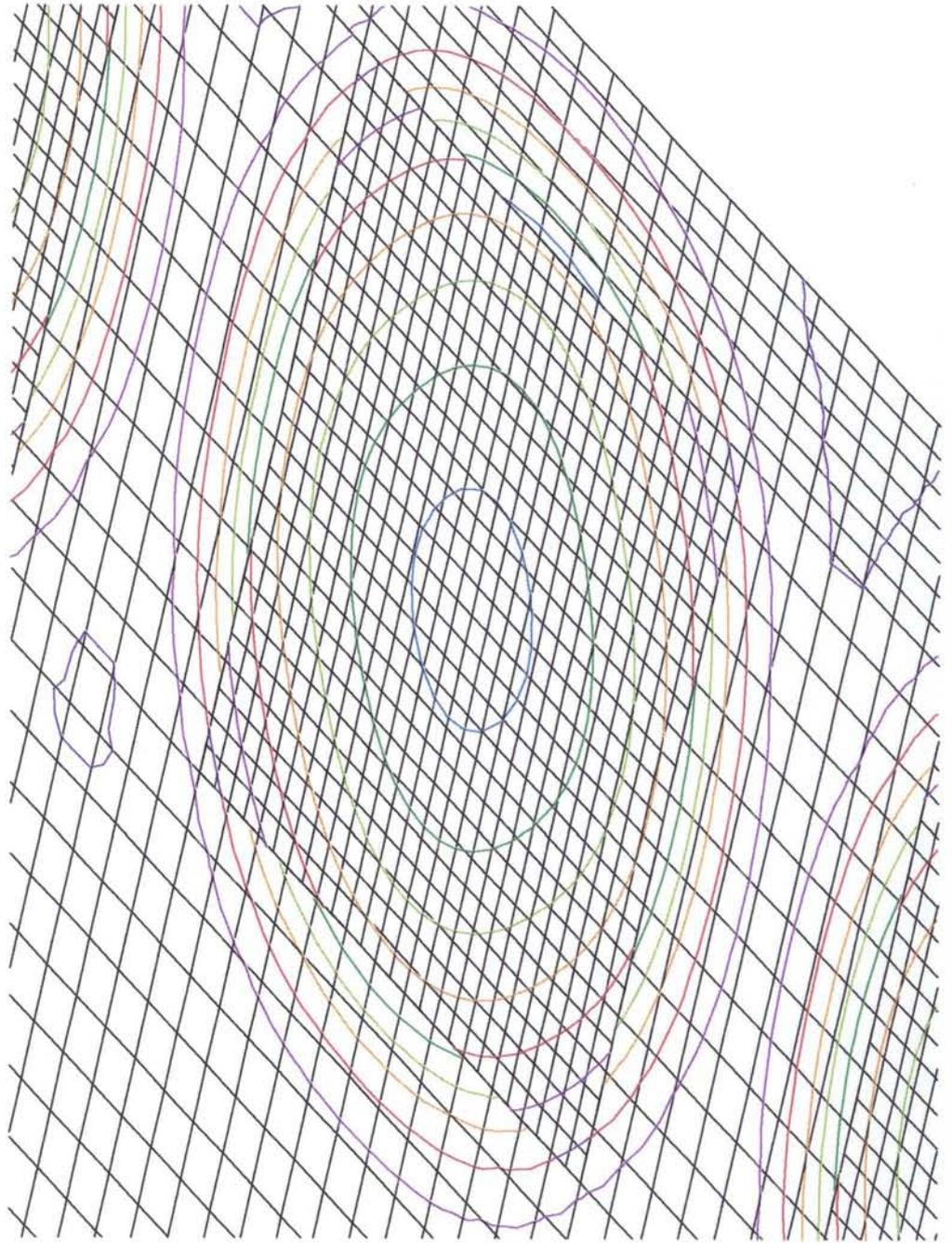


Fig. 48: Deslocamentos verticais (cm)
 Acao: recalque no centro da sapata
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: ARGILA
 Arquivo: @cl15des.pic - 15sacles.mys



Membrana: CONTOURS OF DY

- A -0.4522
- B -0.3723
- C -0.2923
- D -0.2123
- E -0.1323
- F -0.5233E-01
- G 0.2765E-01

Sapata: CONTOURS OF DY

- A -0.9046
- B -0.7757
- C -0.6468
- D -0.5179
- E -0.3890
- F -0.2601
- G -0.1312

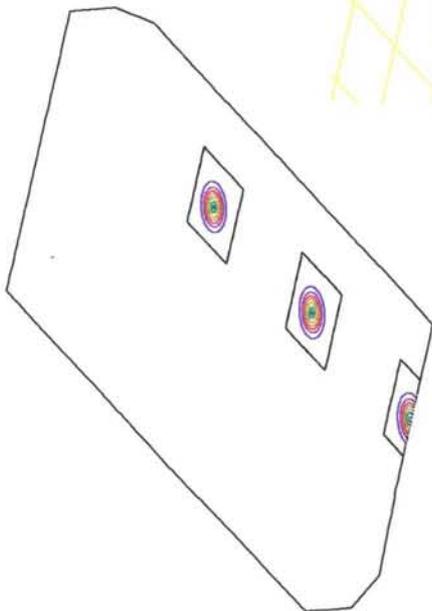
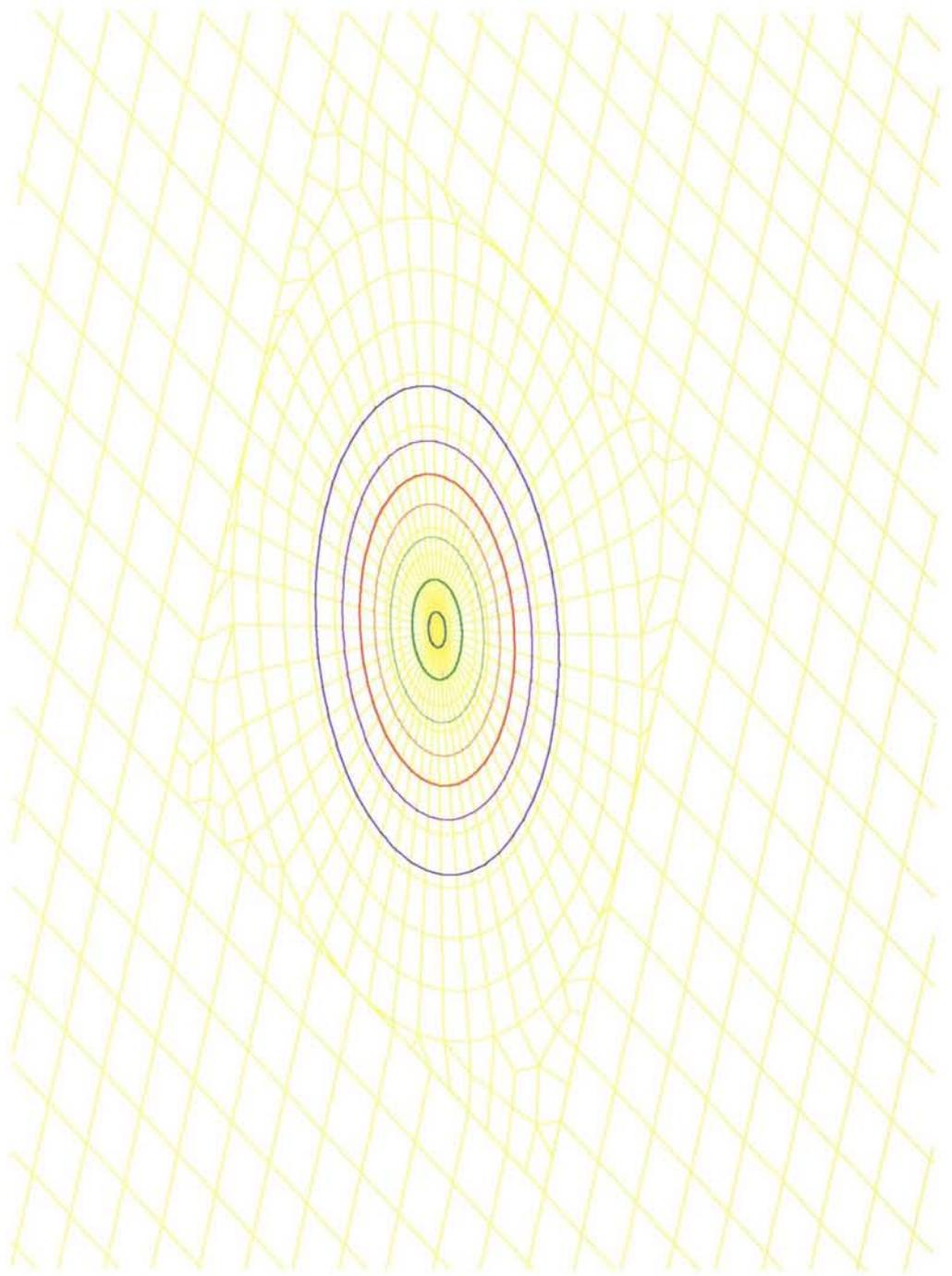


Fig. 49: Deslocamentos verticais (cm)
 Acao: recalque (deformacoes impostas a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: AREIA
 Arquivo: df15desa.plc - df115sa.mys



CONTOURS OF DY

A	-0.9842E-01
B	-0.8326E-01
C	-0.6811E-01
D	-0.5295E-01
E	-0.3779E-01
F	-0.2264E-01
G	-0.7481E-02

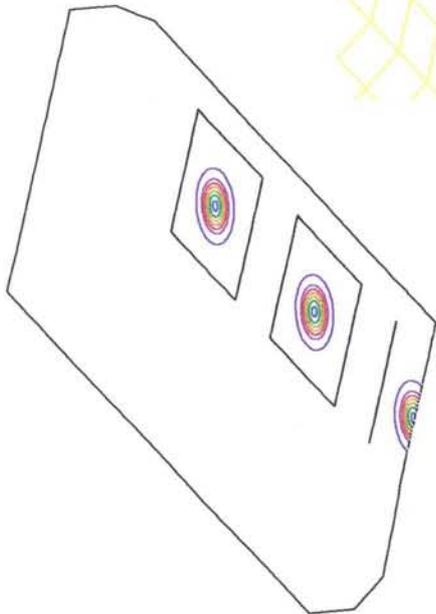
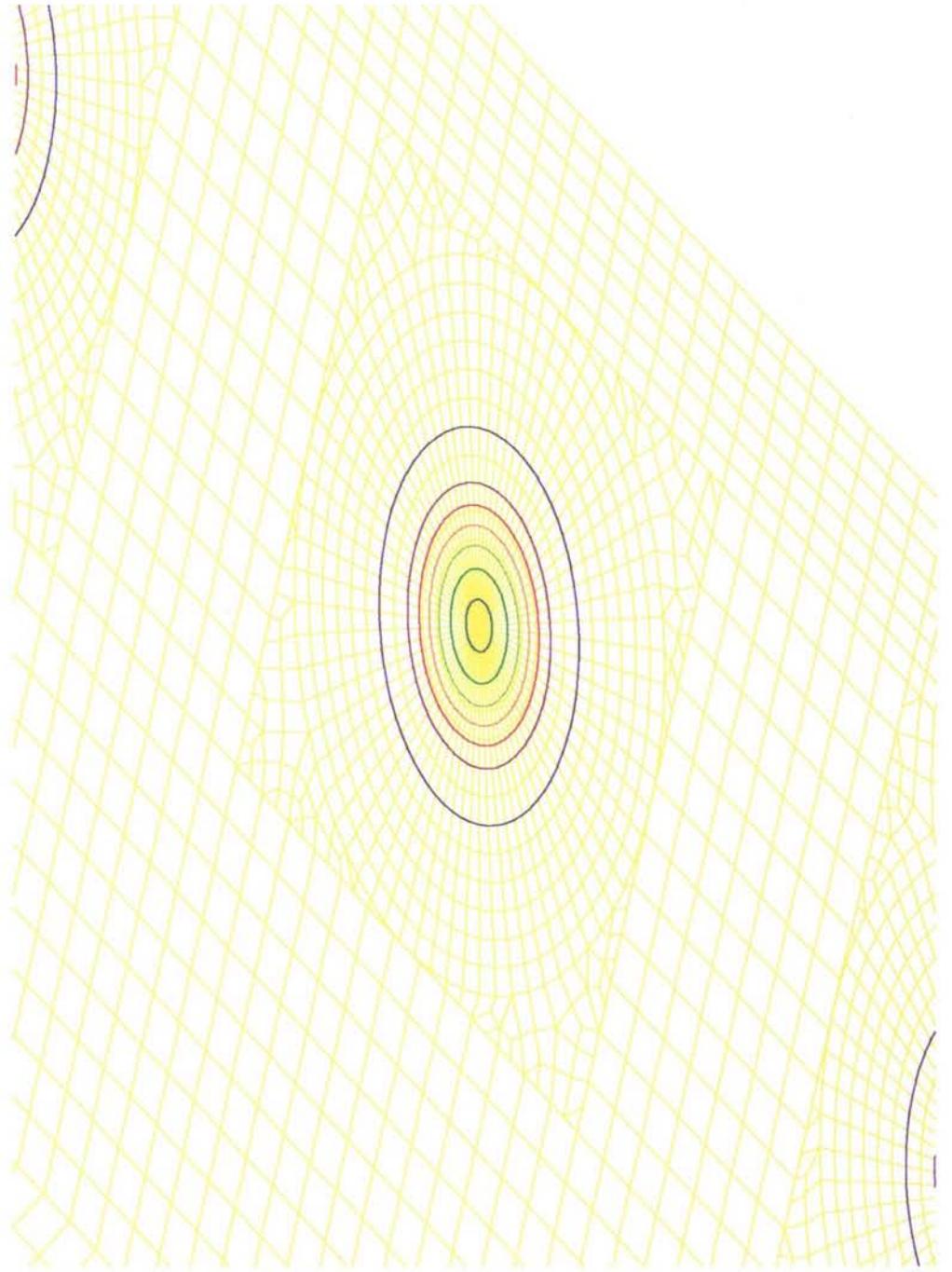


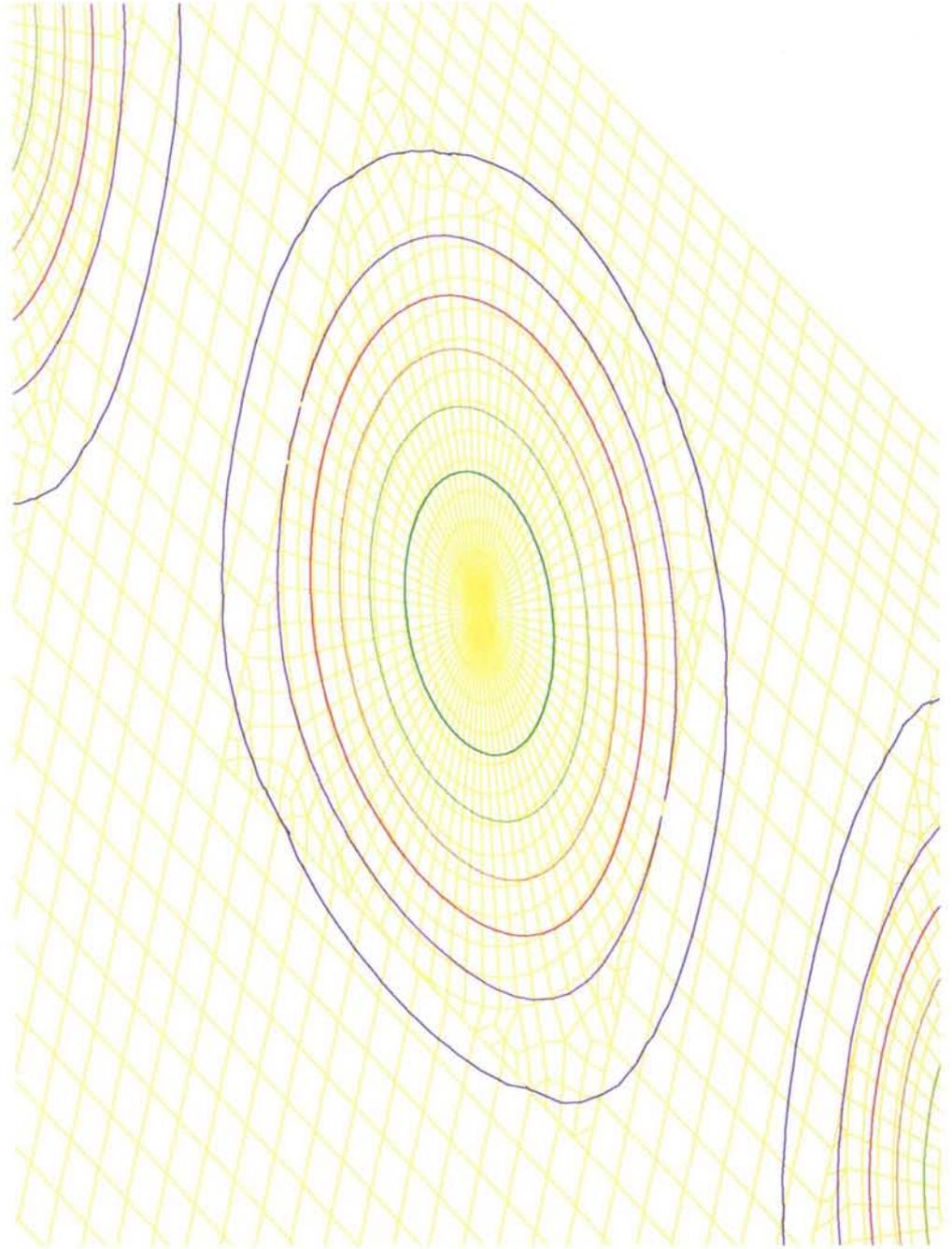
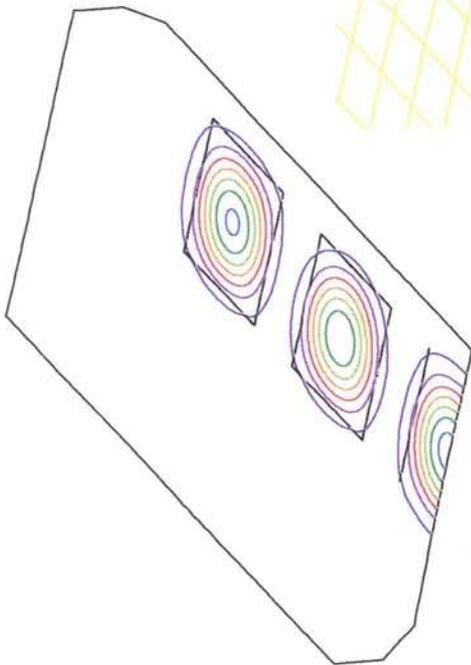
Fig. 50 :
 Deslocamentos verticais (cm)
 Acao: Recalque (deformacoes impostas a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m2
 Solo: ARGILA
 Arquivo: df15decl.pic - dfi15cl.mys



CONTOURS OF DY

A	-0.8995
B	-0.7606
C	-0.6217
D	-0.4828
E	-0.3439
F	-0.2049
G	-0.6601E-01

Fig. 52: Deslocamentos verticais (cm)
 Acao: recalque (falta de apoio sob a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m2
 Solo: ARGILA
 Arquivo: clfp15de.pic - fap15cl.mys



CONTOURS OF DY

A	-15.67
B	-13.26
C	-10.86
D	-8.450
E	-6.044
F	-3.637
G	-1.231

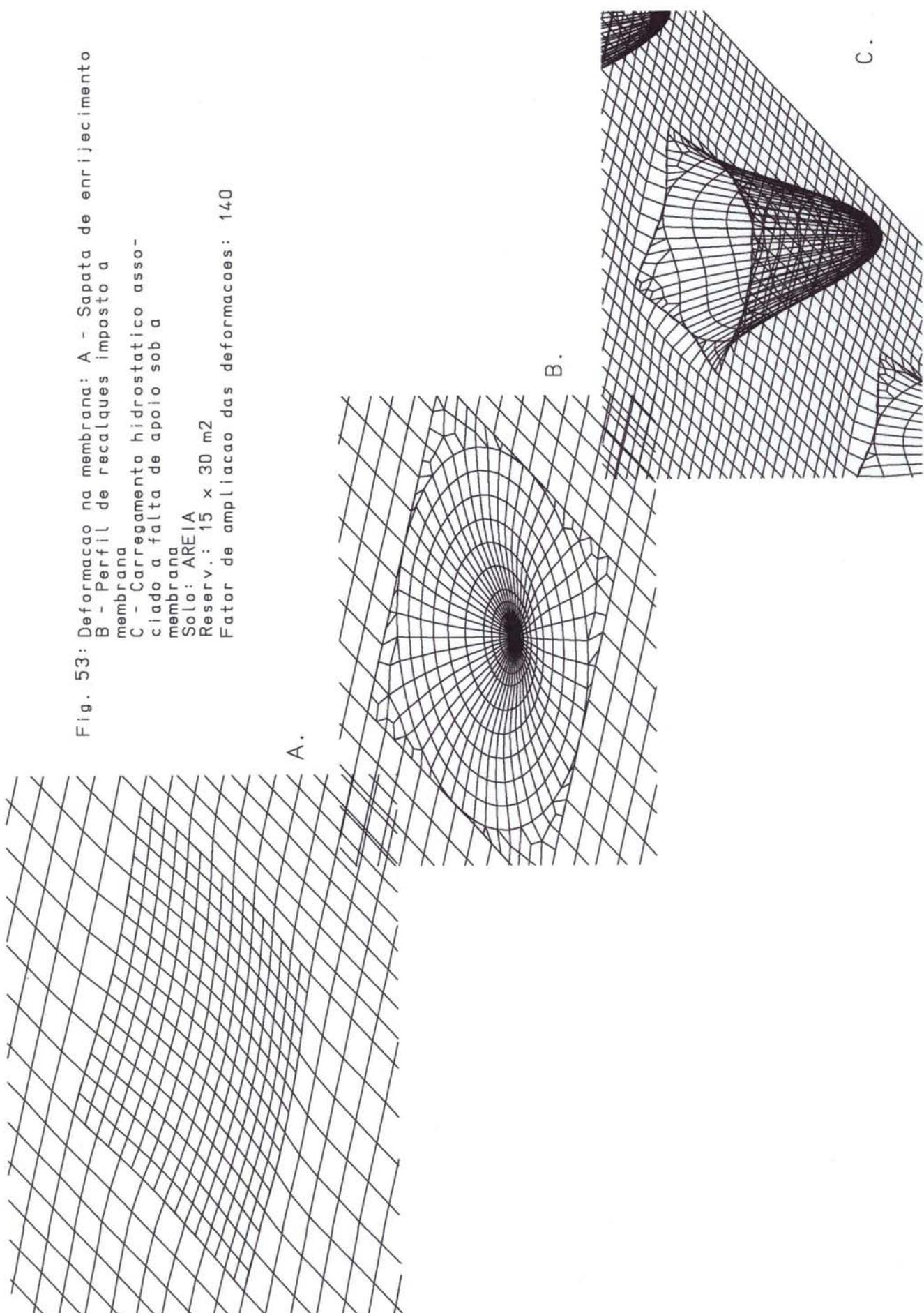


Fig. 53: Deformação na membrana: A - Sapata de enrijecimento
 B - Perfil de recalques imposto a membrana
 C - Carregamento hidrostático assosciado a falta de apoio sob a membrana
 Solo: AREIA
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Fator de ampliação das deformações: 140

Fig. 54:

Deformacao da membrana:

A - Sapata de enrijecimento

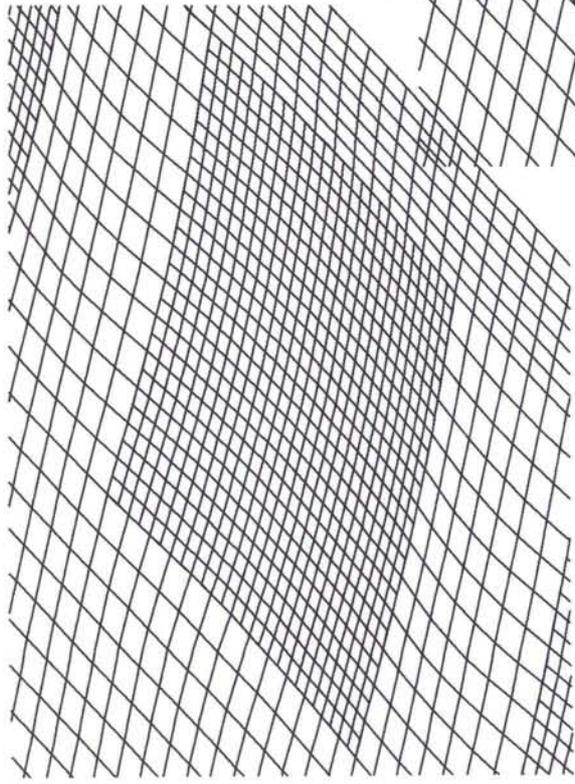
B - Perfil de recalques imposto a membrana

C - Carregamento hidrostatico associado a falta de apoio sob a membrana

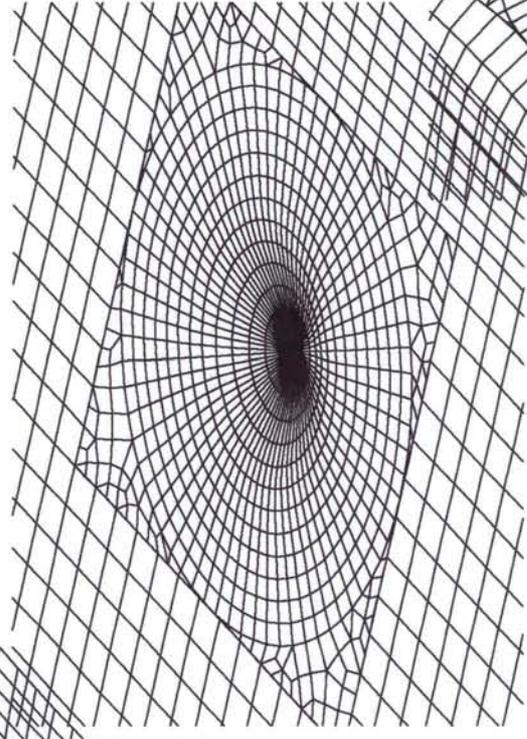
Solo: ARGILA

Reserv: 15 x 30 m2

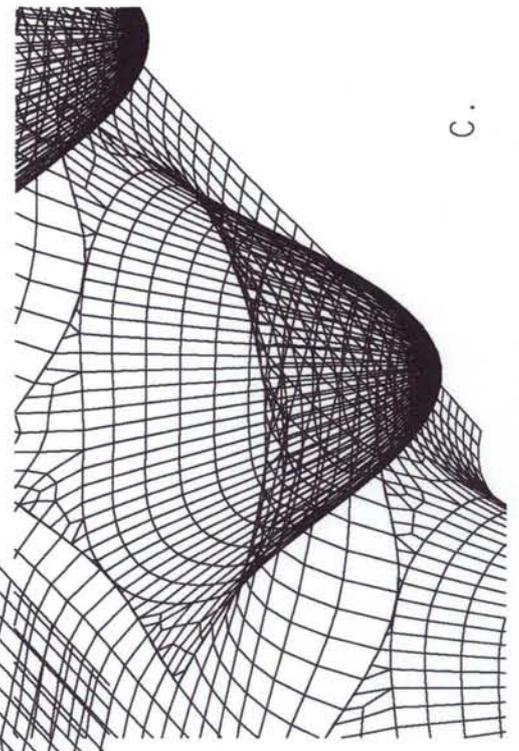
Fator de ampliacao das deformacoes: 18



A.



B.



C.

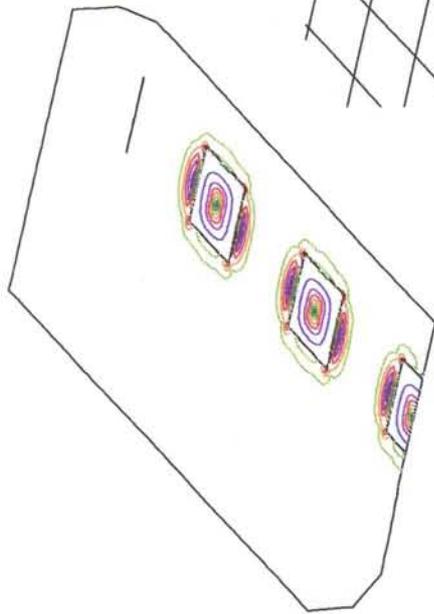
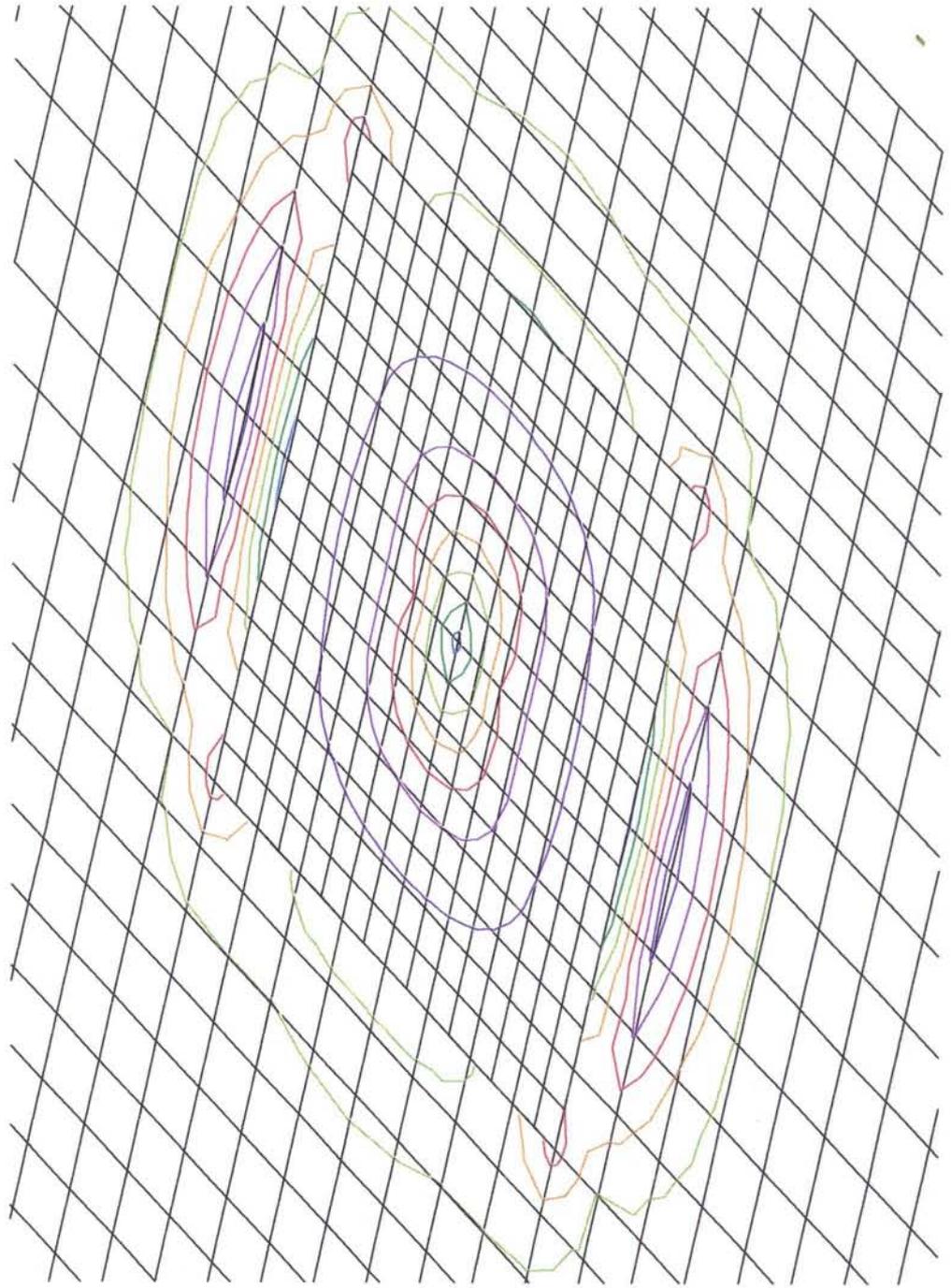


Fig. 55: Esforços de momento fletor na membrana (M_x - kNcm/cm)
 Acao: recalque (deformacoes impostas a membrana)
 Solo: AREIA
 Reserv.: 15 x 30 m2
 Arquivo: sandsamx.pic - sapsand.mys



Membrana: CONTOURS OF M_x

A	-0.4911E-0
B	-0.2070E-0
C	0.7710E-0
D	0.3612E-0
E	0.6453E-0
F	0.9293E-0
G	0.1213

Sapata: CONTOURS OF M_x

A	-26.77
B	-22.62
C	-18.47
D	-14.31
E	-10.16
F	-6.005
G	-1.852

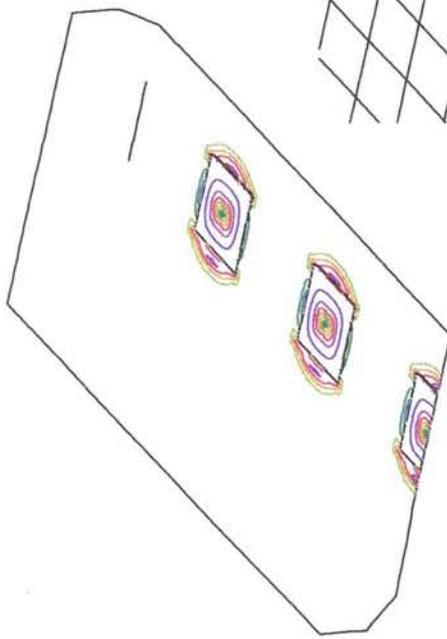
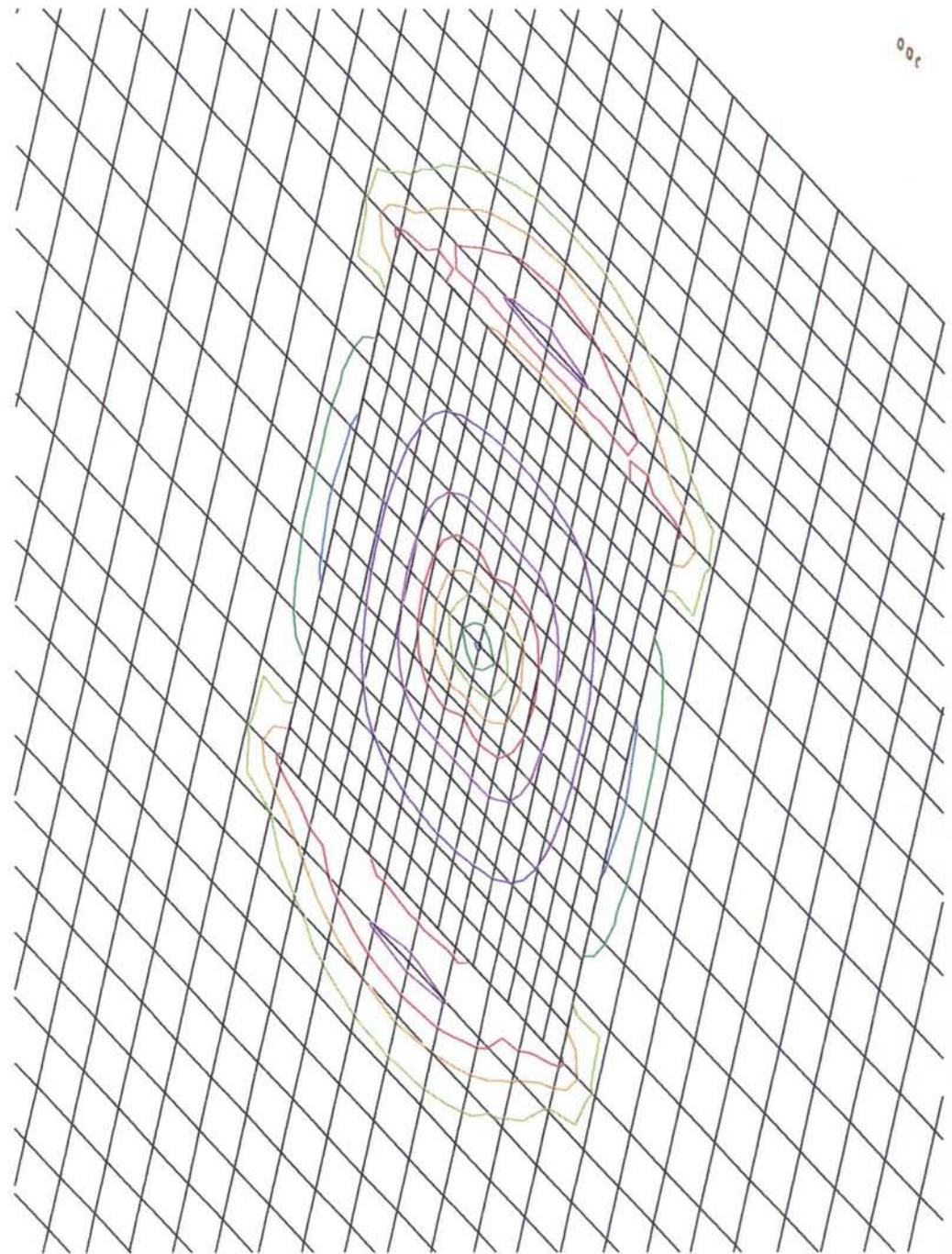


Fig. 56: Esforços de momento fletor (My - kNcm/cm)
 Acao: recalque (deformacoes impostas a sapata)
 Solo: AREIA
 Reserv.: 15 x 30 m2
 Arquivo: sandsamy.pic - sapsand.mys



Sapata: CONTOURS OF My

A	-0.3702E-01
B	-0.5906E-02
C	0.2521E-01
D	0.5632E-01
E	0.8743E-01
F	0.1185
G	0.1497

Sapata: CONTOURS OF My

A	-28.40
B	-23.99
C	-19.58
D	-15.17
E	-10.76
F	-6.354
G	-1.944

00c

Fig. 57: Tensões principais na membrana (kN/cm²)
 Recalque no centro da sapata, apoio em AREIA
 Arquivo: sandsasp.pic - sapsand.mys

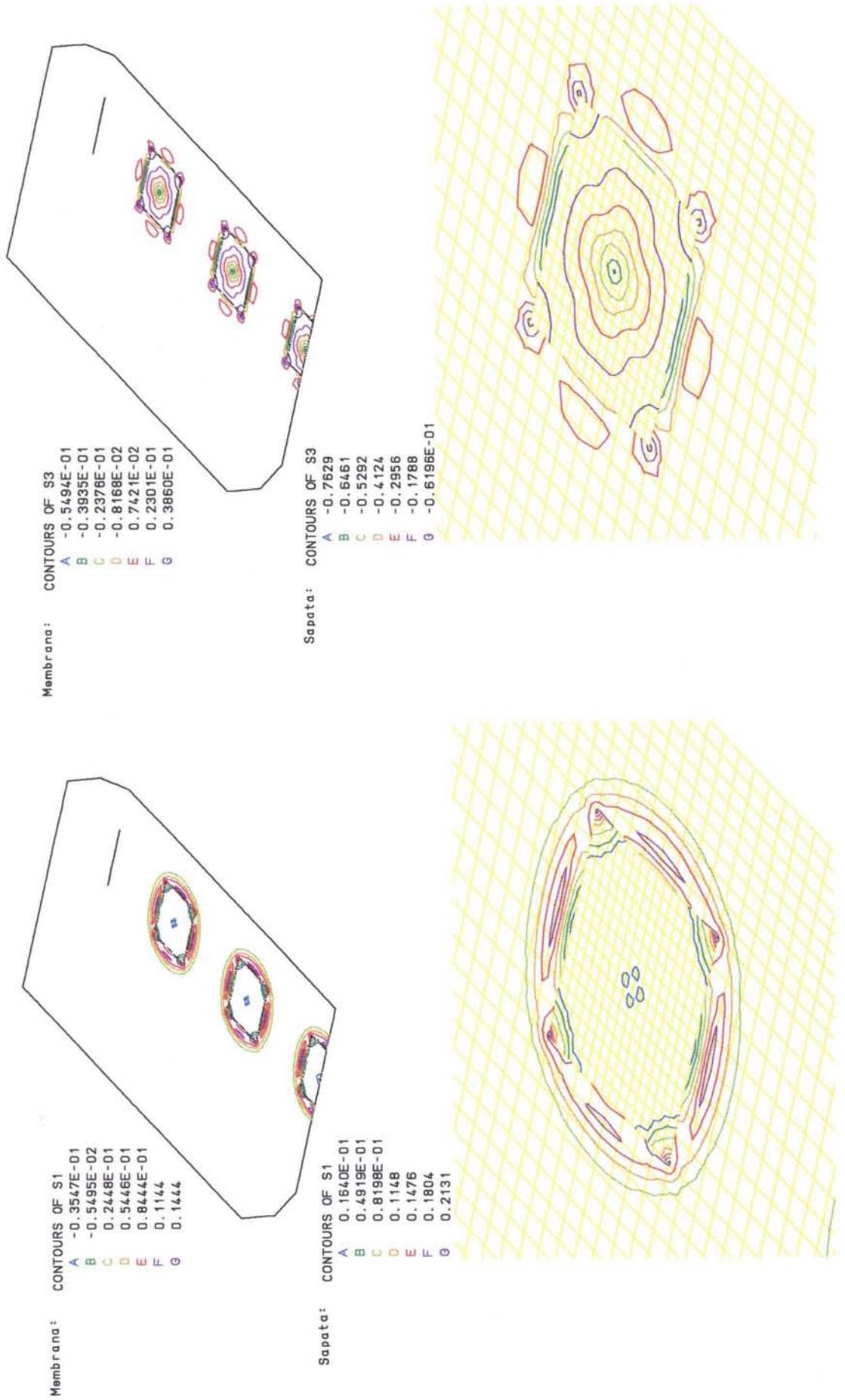
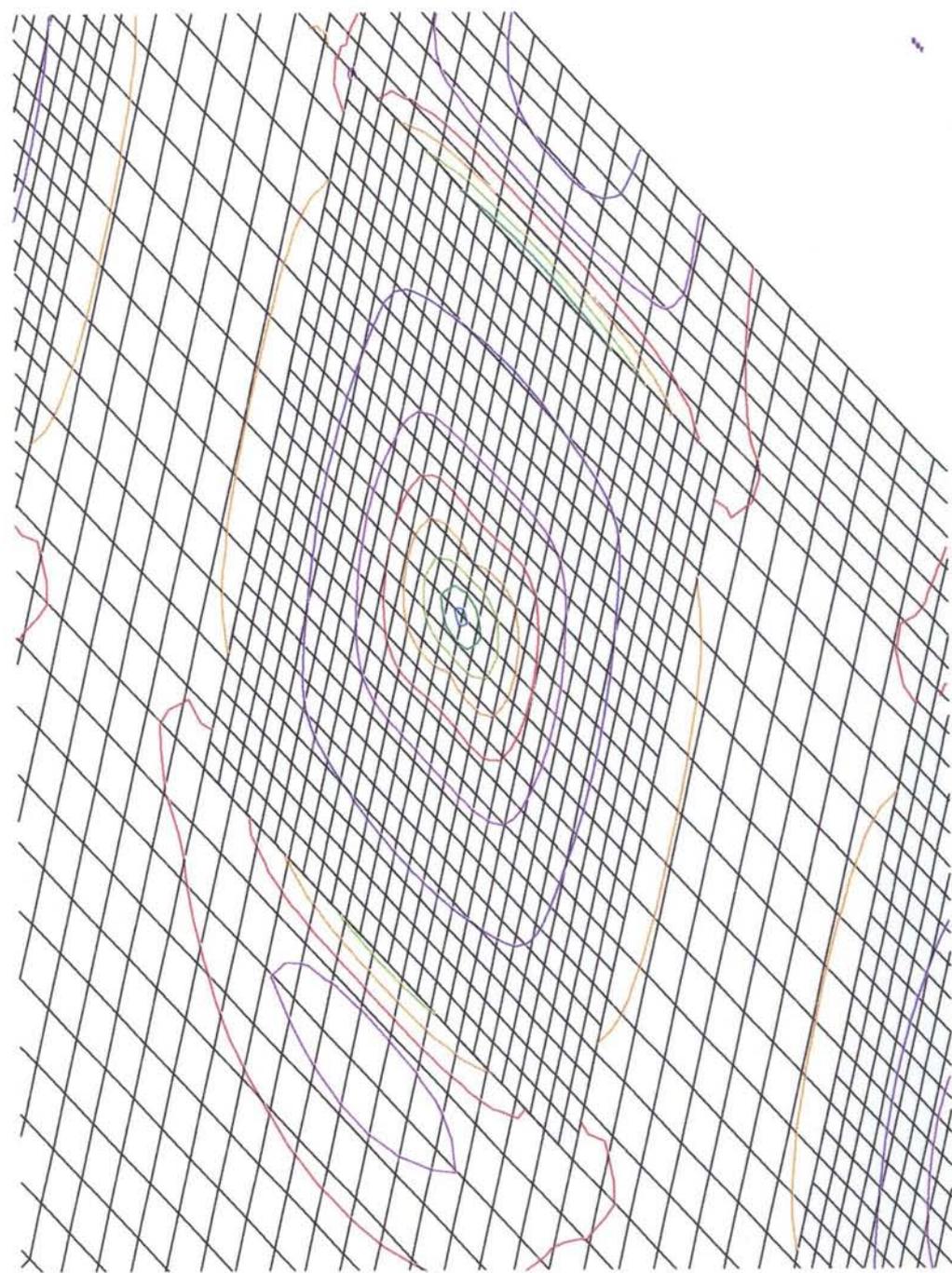
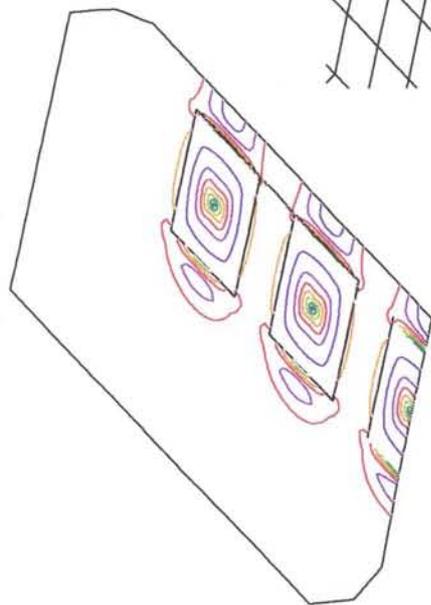


Fig. 58: Esforços de momento fletor (Mx)
 Acao: Recalque no centro da sapata
 Reserv: 15 x 30 m2
 Solo: ARGILA
 Arquivo: cl15mxsa.pic - 15sacles.mys



Membrana: CONTOURS OF Mx

A	-0.5217
B	-0.3634
C	-0.2052
D	-0.4688E-01
E	0.1114
F	0.2697
G	0.4280

Sapata: CONTOURS OF Mx

A	-73.14
B	-61.80
C	-50.45
D	-39.10
E	-27.76
F	-16.41
G	-5.063

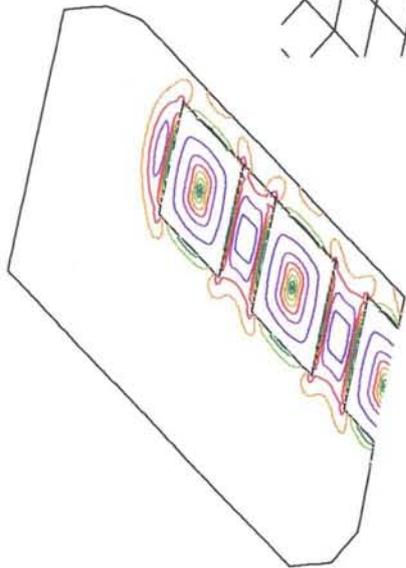
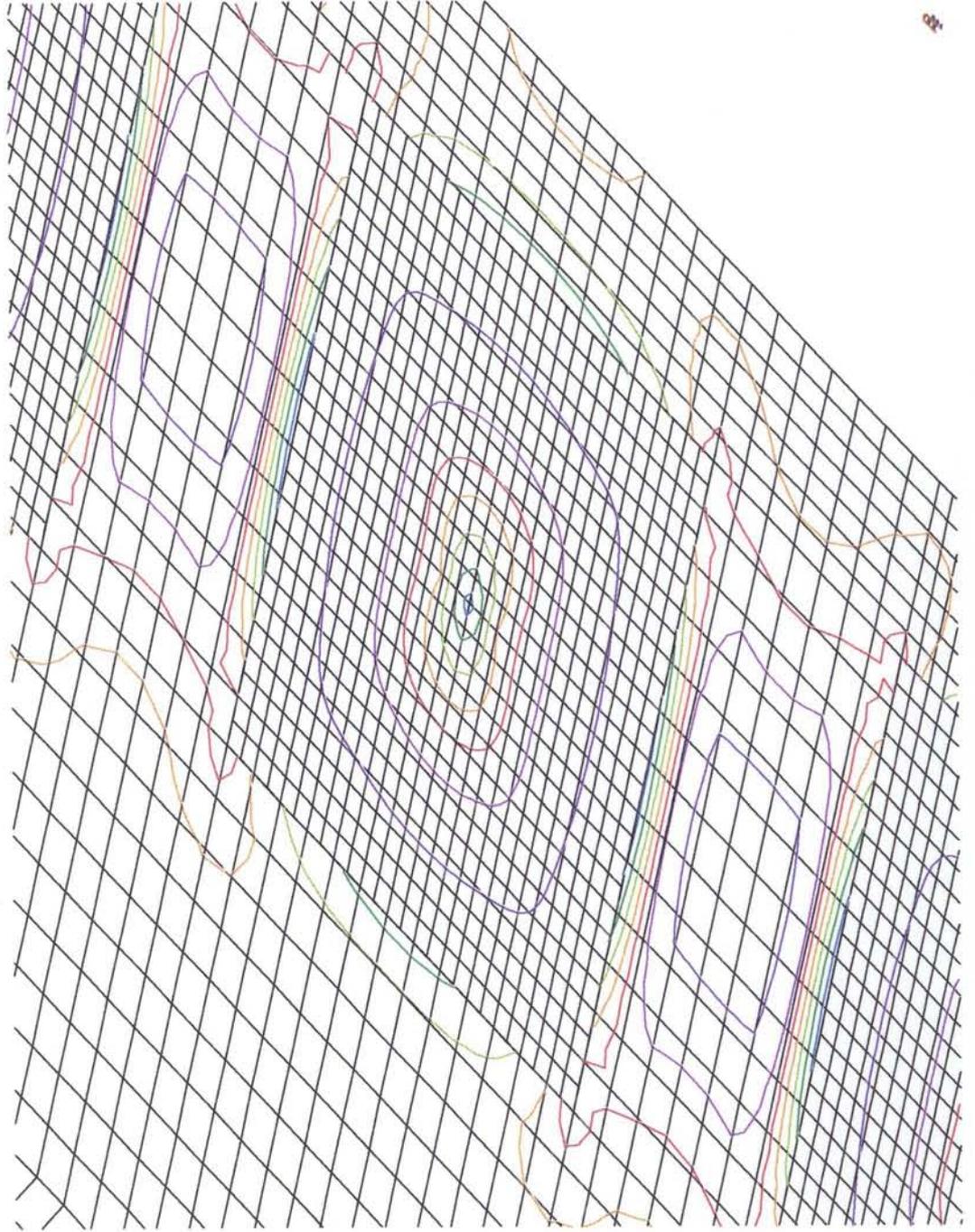


Fig. 59: Esforços de momento fletor (M_y - kNm/cm)
 Acao: recalque no centro da sapata
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: ARGILA
 Arquivo: cl15mysa.pic - 15sacles.pic



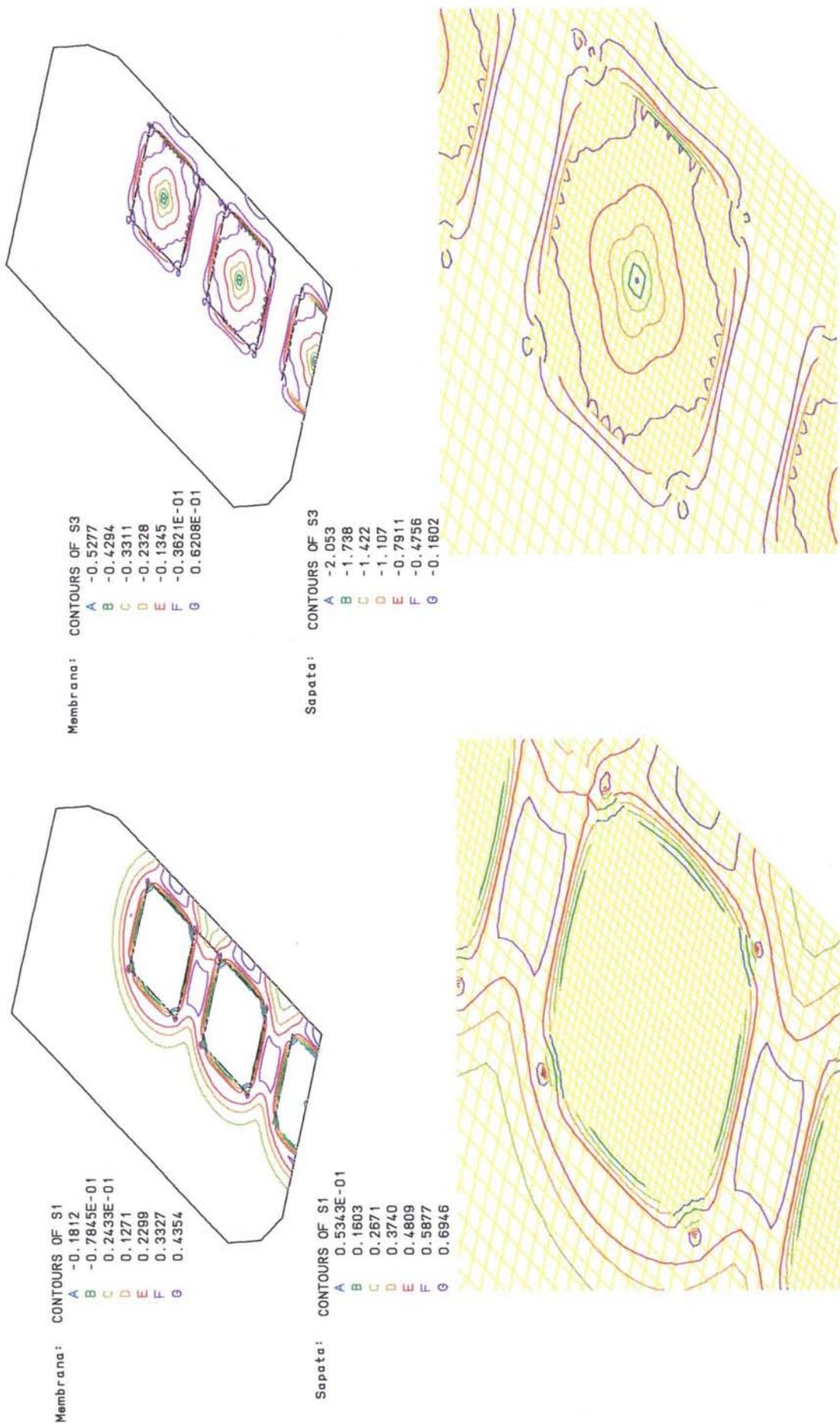
Membrana: CONTOURS OF M_y

A	-0.2498
B	-0.1449
C	-0.4005E-01
D	0.6481E-01
E	0.1697
F	0.2745
G	0.3794

Sapata: CONTOURS OF M_y

A	-74.02
B	-62.54
C	-51.06
D	-39.57
E	-28.09
F	-16.61
G	-5.135

Fig. 60: Tensões principais na membrana (kN/cm²)
 Recalque no centro da sapata. apoio em ARGILA
 Arquivo: cl15spsa.pic - 15sacles.mys



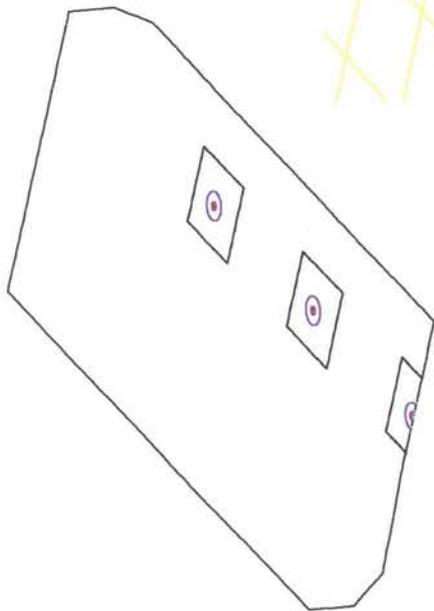
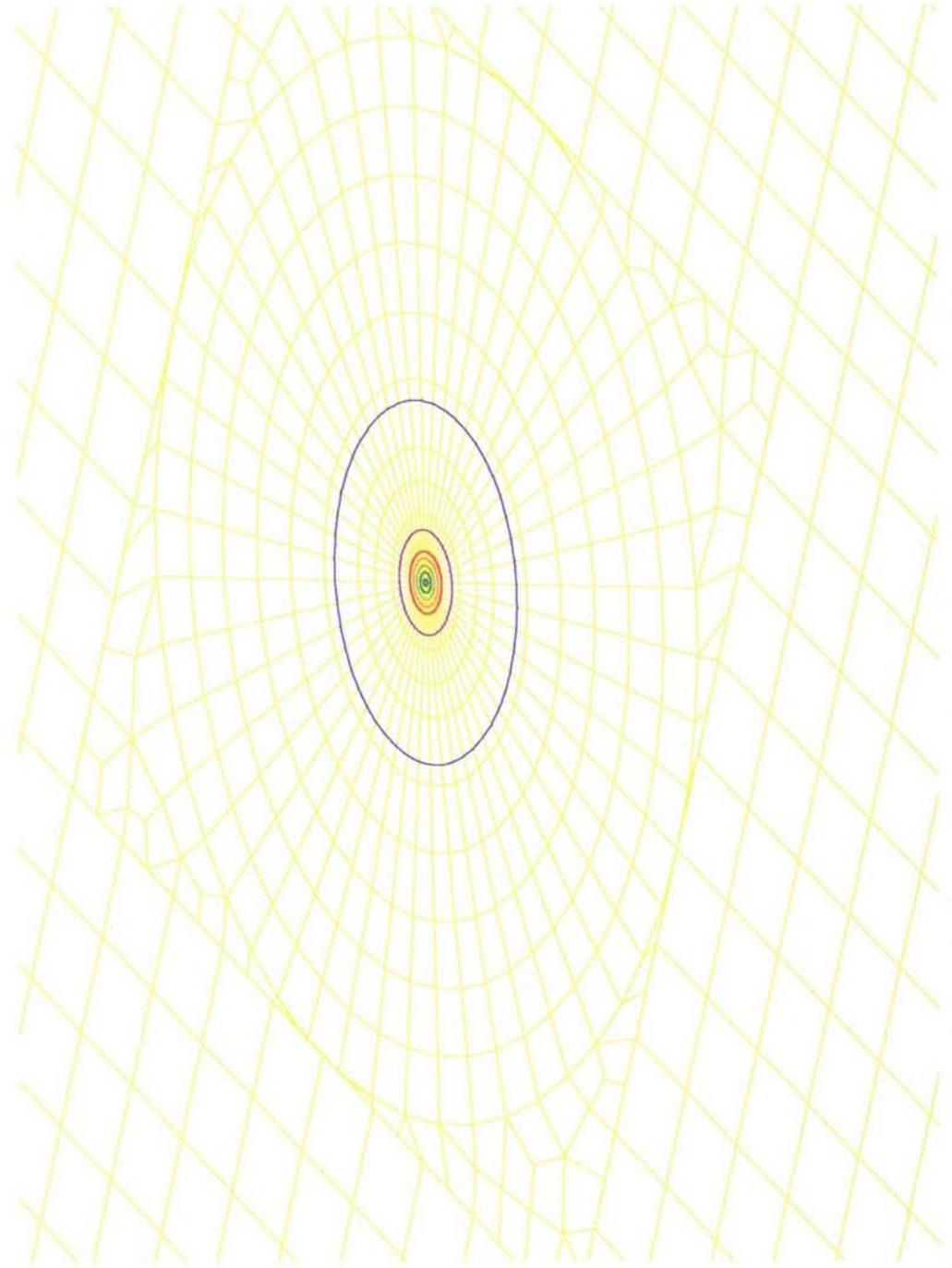


Fig. 61: Esforços de momento fletor (M_x - kNcm/cm)
 Acao: recalque (deformacoes impostas a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: AREIA
 Arquivo: df15mxsa.pic - dfi15sa



CONTOURS OF M_x

A	-3.784
B	-3.160
C	-2.535
D	-1.911
E	-1.287
F	-0.6631
G	-0.3897E-01

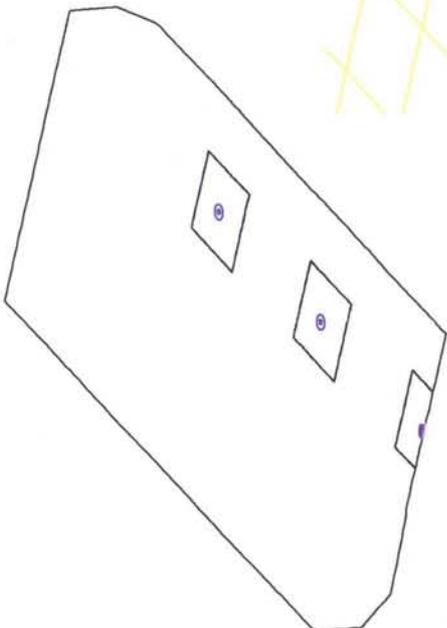
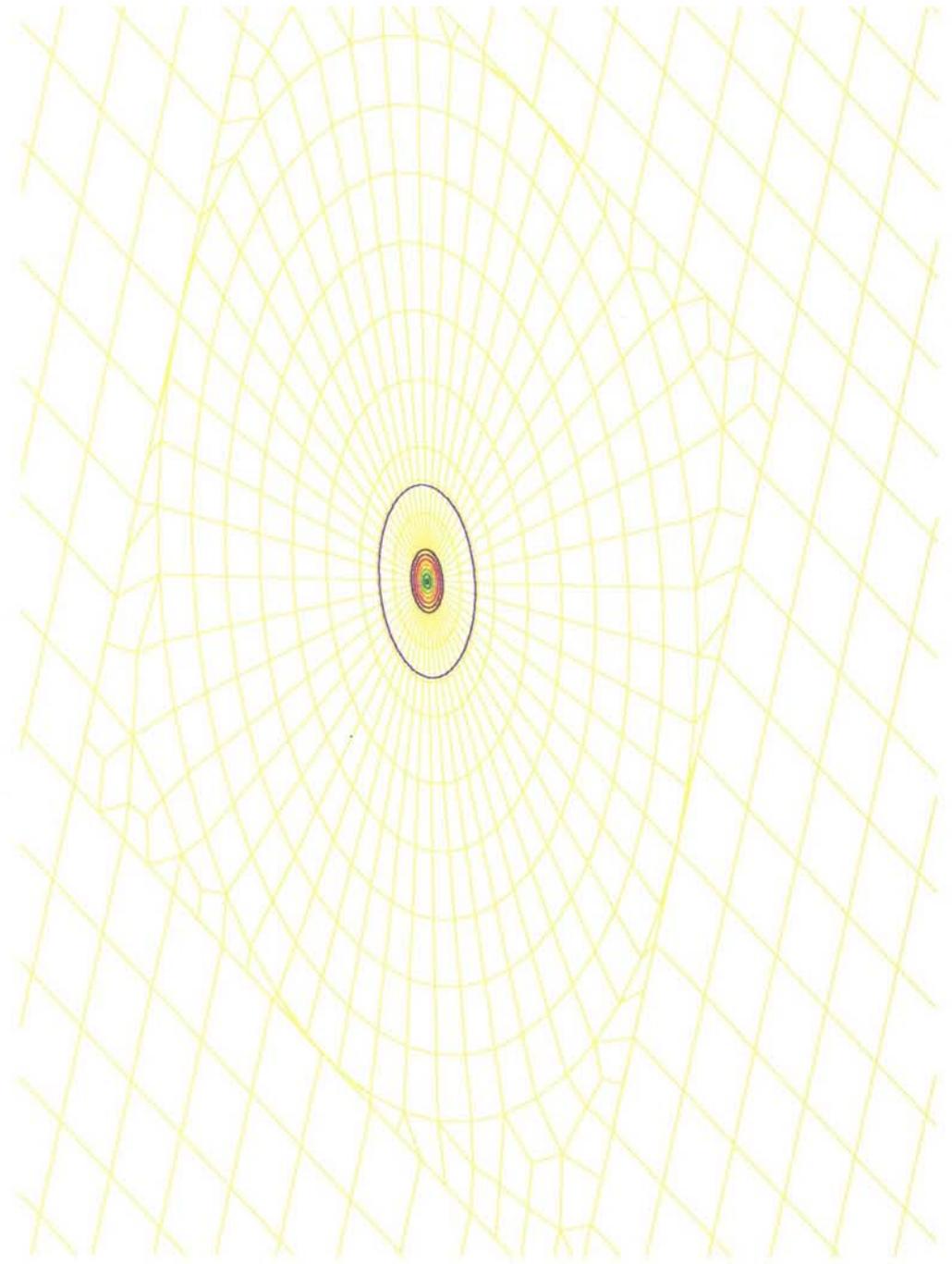


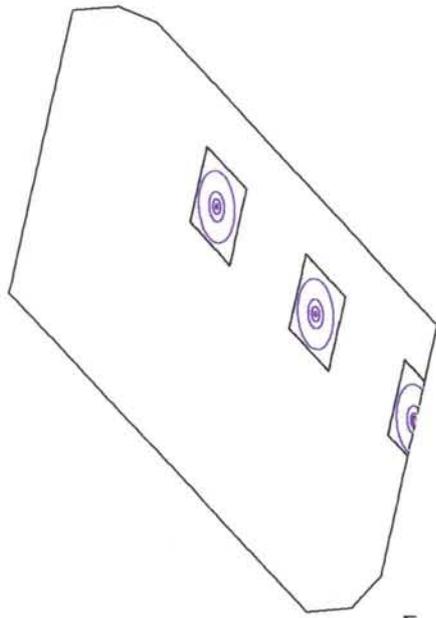
Fig. 62: Esforços de momento fletor (M_y - kNcm/cm)
 Acao: recalque (deformacoes impostas a sapata)
 Reserv: 15 x 30 m2
 Solo: AREIA
 Arquivo: df15mysa.pic - dfi15sa.mys



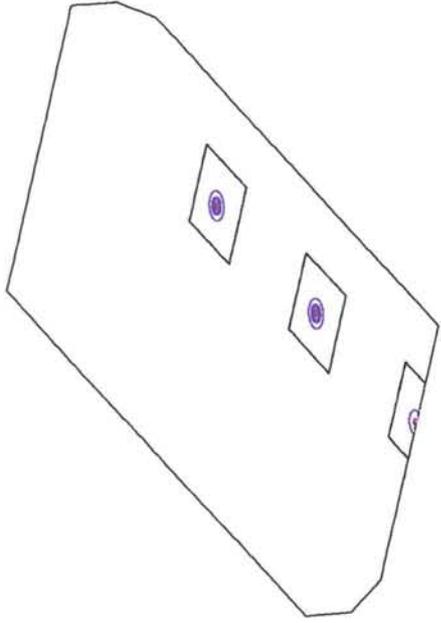
CONTOURS OF M_y

A	-3.788
B	-3.151
C	-2.515
D	-1.879
E	-1.242
F	-0.6060
G	0.3033E-01

Fig. 63: Tensoes principais no topo da membrana (kN/cm2)
 Recalque (deformacoes impostas a membrana), apoio em AREIA
 Arquivo: df15spsa.pic - df15sa.mys



CONTOURS OF S1
 A -3.631
 B -3.020
 C -2.410
 D -1.799
 E -1.188
 F -0.5770
 G 0.3384E-01



CONTOURS OF S3
 A -3.655
 B -3.090
 C -2.526
 D -1.962
 E -1.388
 F -0.8334
 G -0.2692

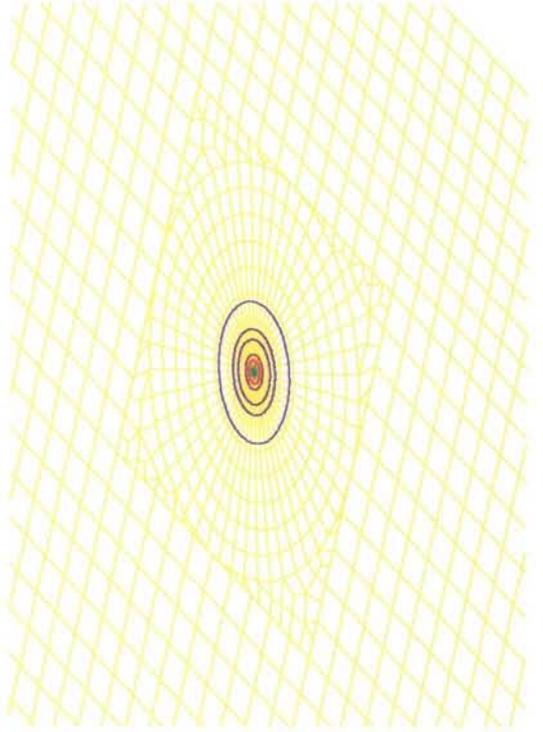
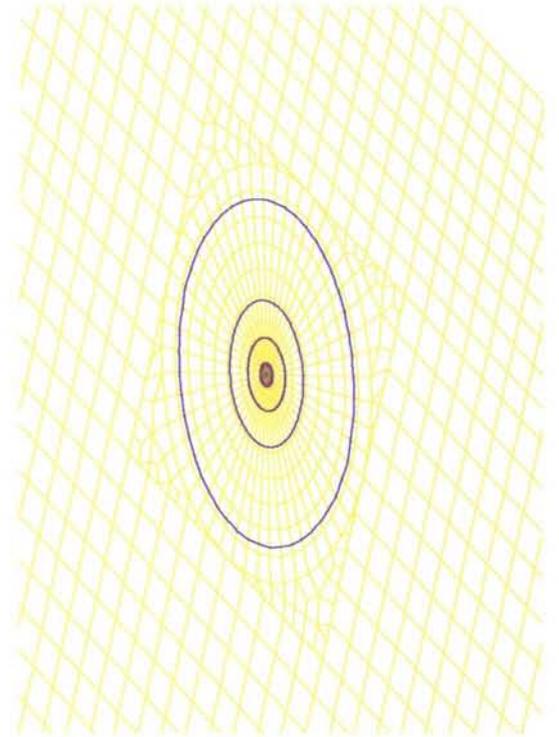
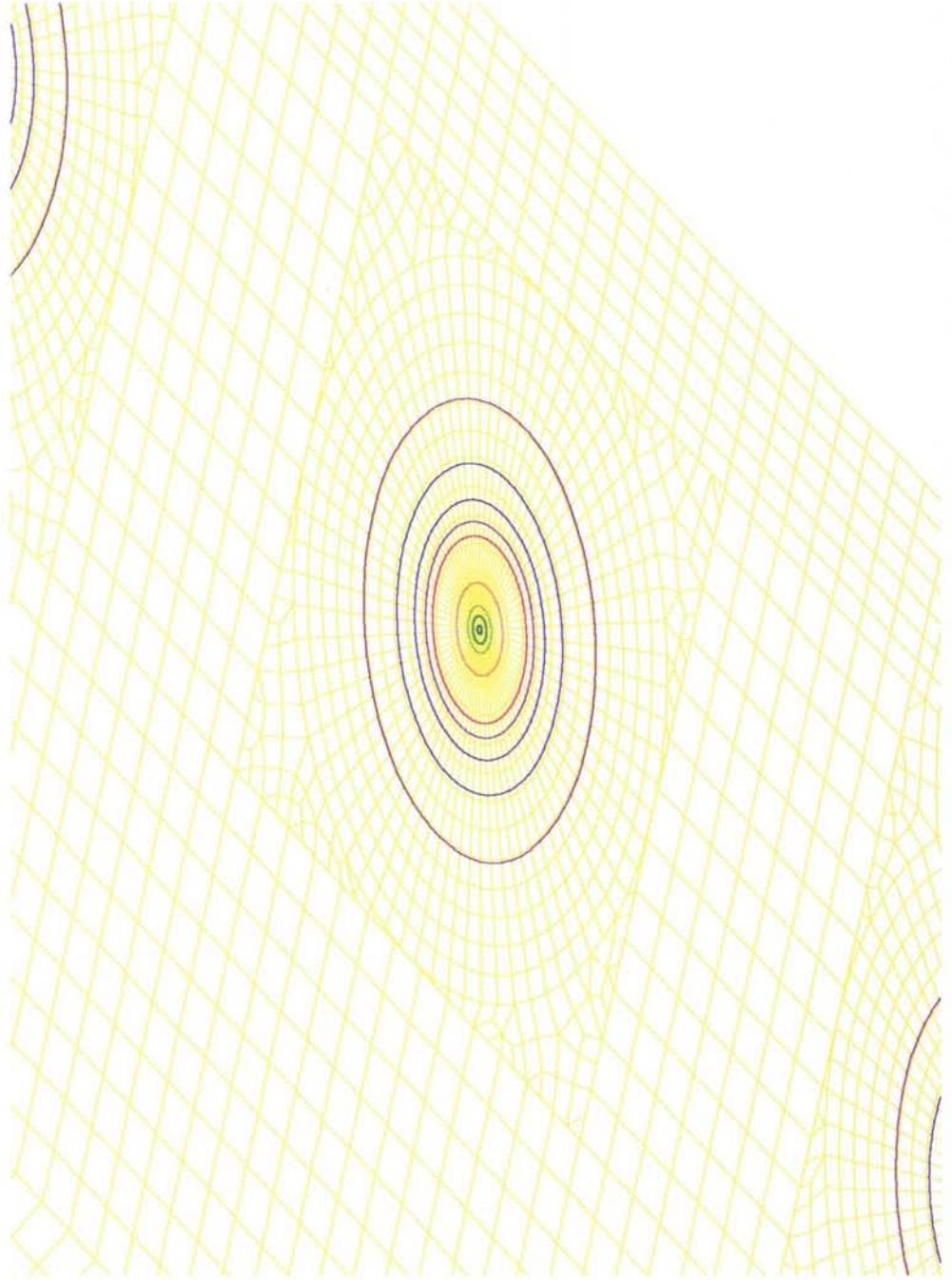
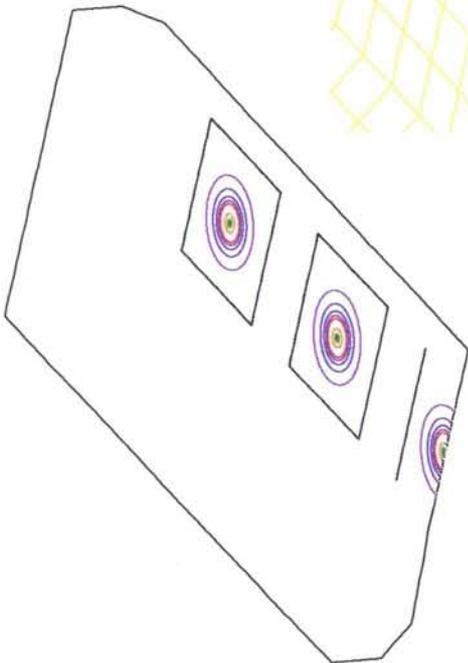


Fig. 64: Esforços de momento fletor (M_x - kNcm/cm)
 Acao: Recalque (deformacoes impostas a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: ARGILA
 Arquivo: df15mxcl.pic - dfi15cl.mys

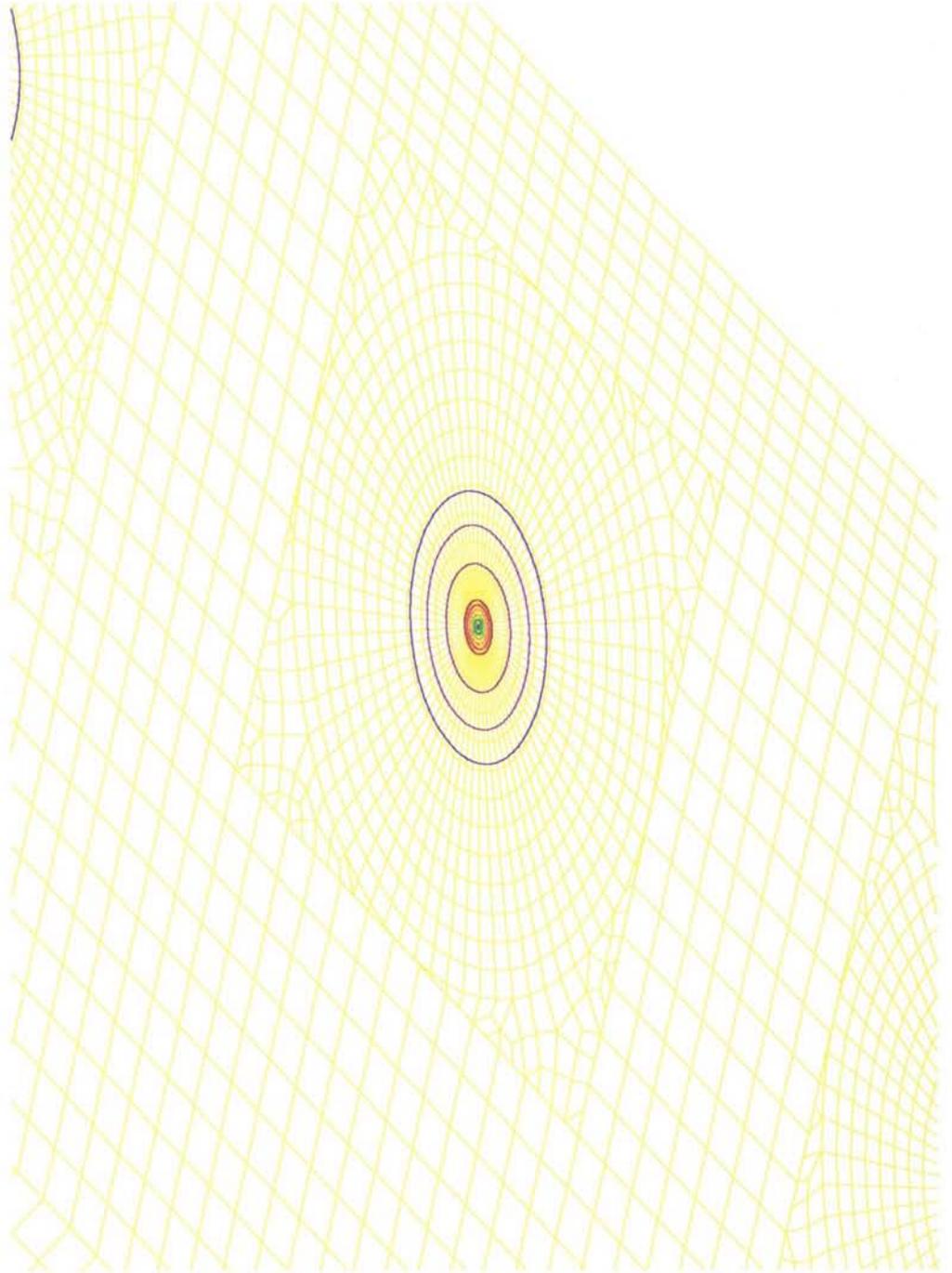
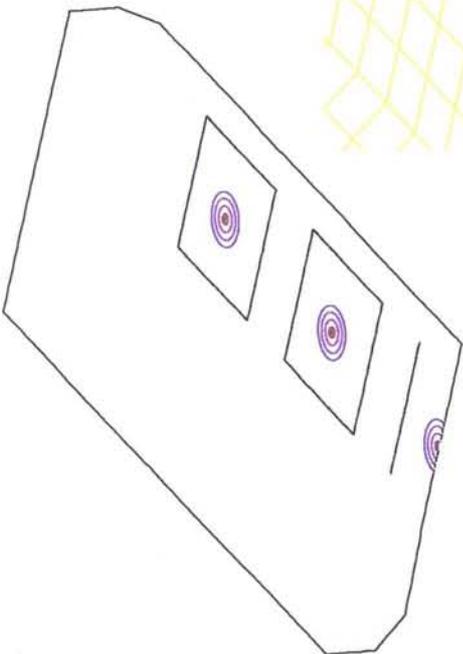


CONTOURS OF M_x

A	-5.477
B	-4.346
C	-3.216
D	-2.085
E	-0.9547
F	0.1759
G	1.307

Fig. 65:

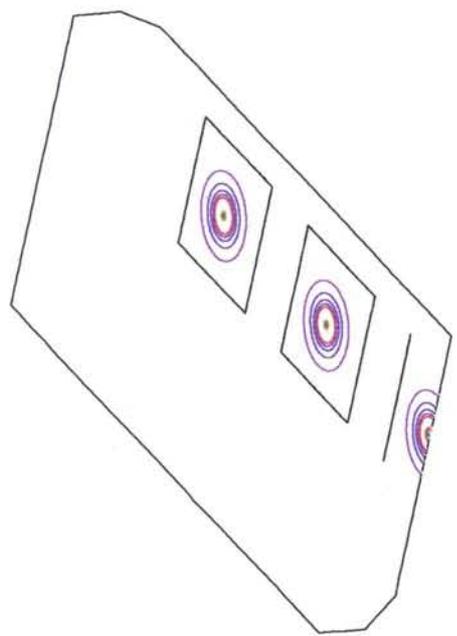
Esforços de momento fletor (M_y - kNcm/cm)
Açao: recalque (deformacoes impostas a membrana)
Reserv.: 15 x 30 m²
Solo: ARGILA
Arquivo: df15mycl.pic - dfi15cl.mys



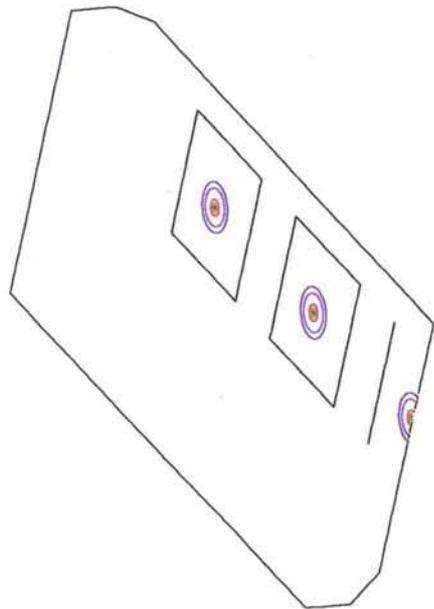
CONTOURS OF M_y

A	-5.612
B	-4.738
C	-3.865
D	-2.991
E	-2.118
F	-1.244
G	-0.3707

Fig. 66: Tensoes principais no topo da membrana (kN/cm2)
 Recalque (deformacoes impostas a membrana), apoio em ARGILA
 Arquivo: df15spcl.pic - dfi15cl.mys



CONTOURS OF S1
 A -5.249
 B -4.165
 C -3.080
 D -1.996
 E -0.9116
 F 0.1727
 G 1.257



CONTOURS OF S3
 A -5.396
 B -4.557
 C -3.718
 D -2.878
 E -2.039
 F -1.200
 G -0.3605

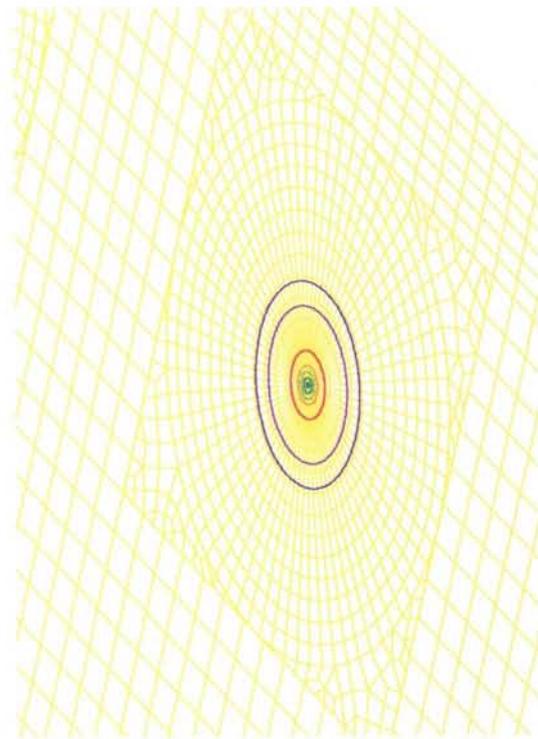
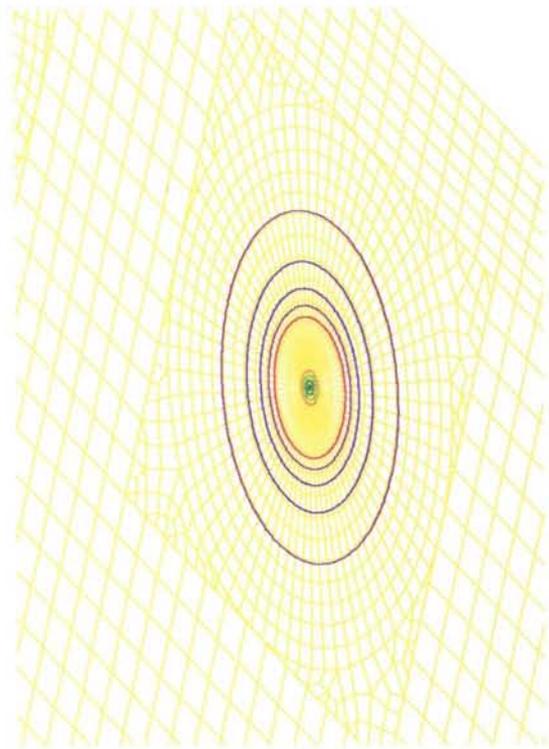
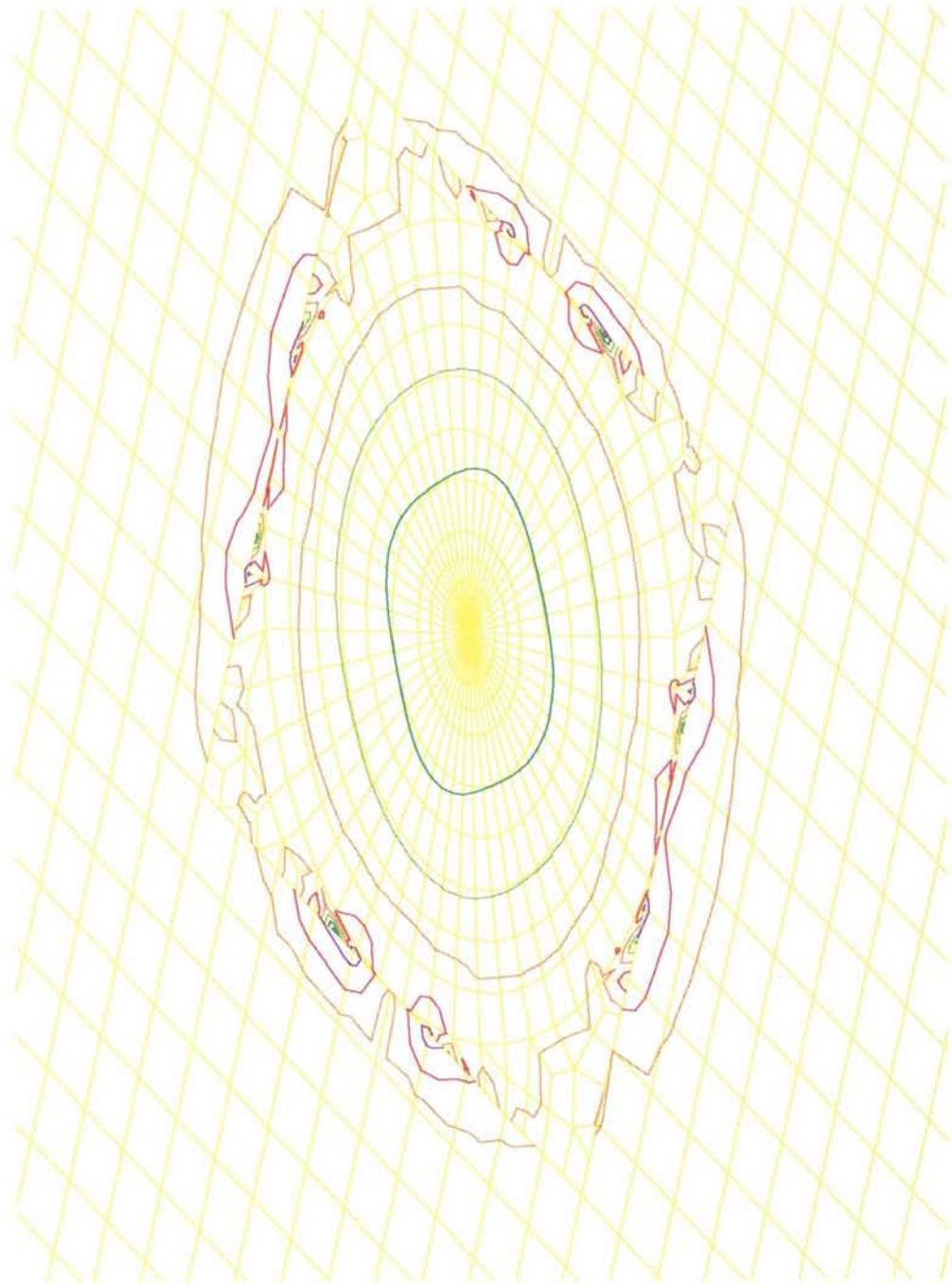
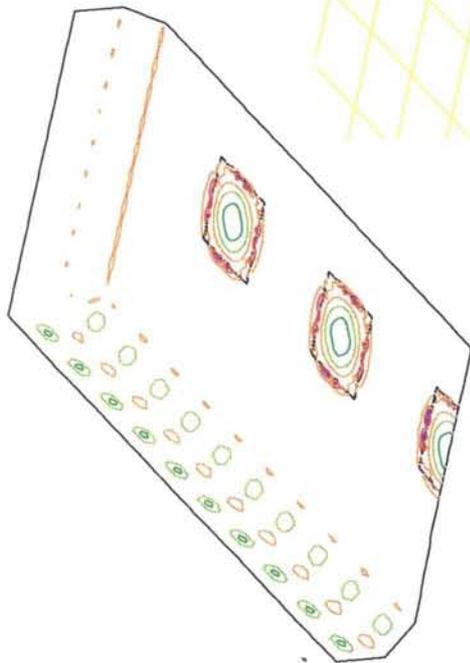


Fig. 67: Esforços de momento fletor (M_x - kNcm/cm)
 Acao: recalque (falta de apoio sob a sapata)
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: AREIA
 Arquivo: safp15mx.pic - fap15sa.mys



CONTOURS OF M_x

A	-2.267
B	-1.339
C	-0.4120
D	0.5153
E	1.443
F	2.370
G	3.297

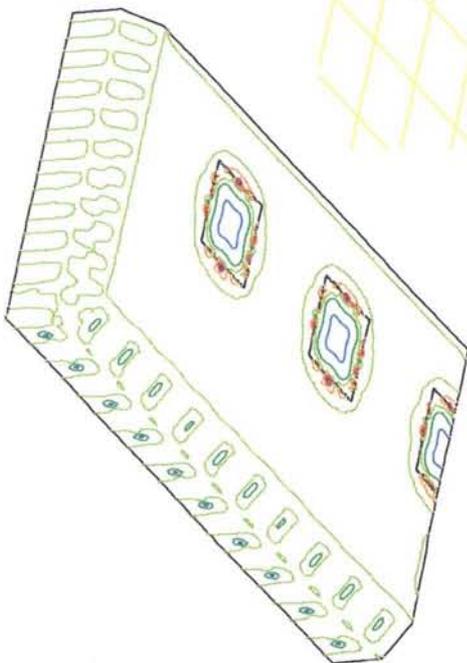
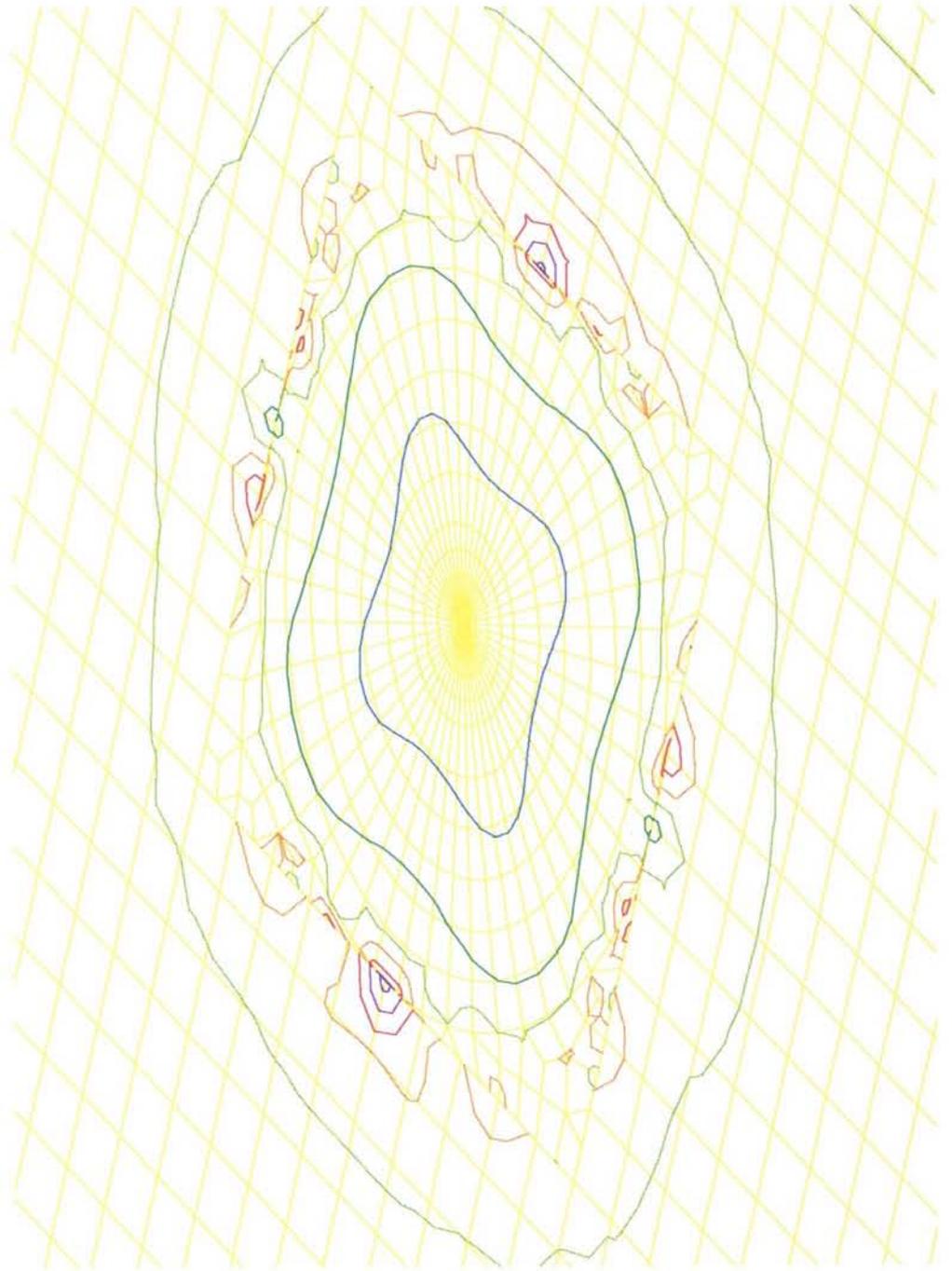


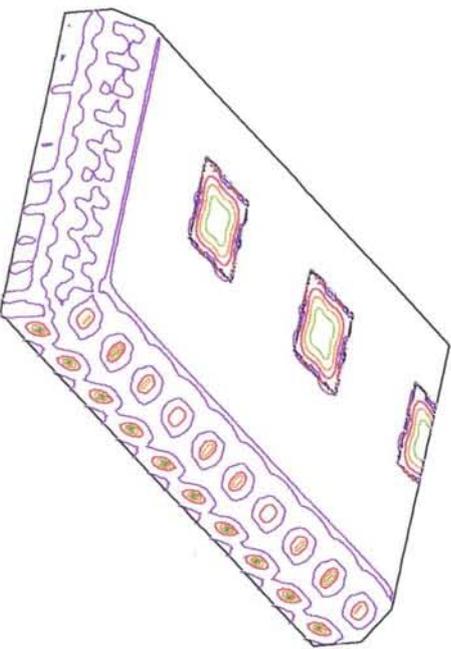
Fig. 68: Esforços de momento fletor (My - kNcm/cm)
 Acao: recalque (falta de apoio sob a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m2
 Solo: AREIA
 Arquivo: safp15my.pic - fap15sa.mys



CONTOURS OF My

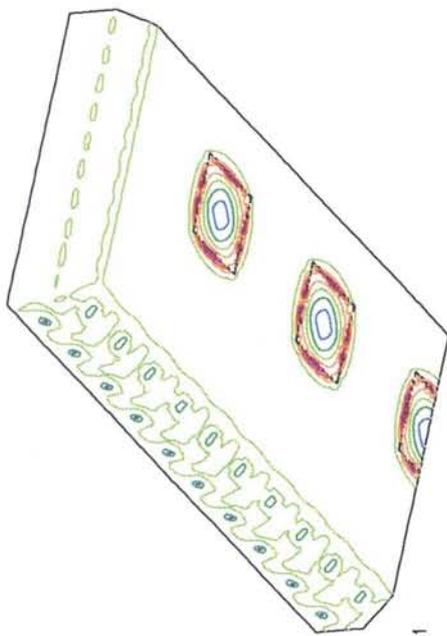
A	-1.556
B	-0.7731
C	0.9558E-02
D	0.7922
E	1.575
F	2.357
G	3.140

Fig. 69: Tensoes principais no topo da membrana (kN/cm2)
 Recalque (falta de apoio sob a membrana), apoio em AREIA
 Arquivo: safp15sp.plc - fap15sa.mys



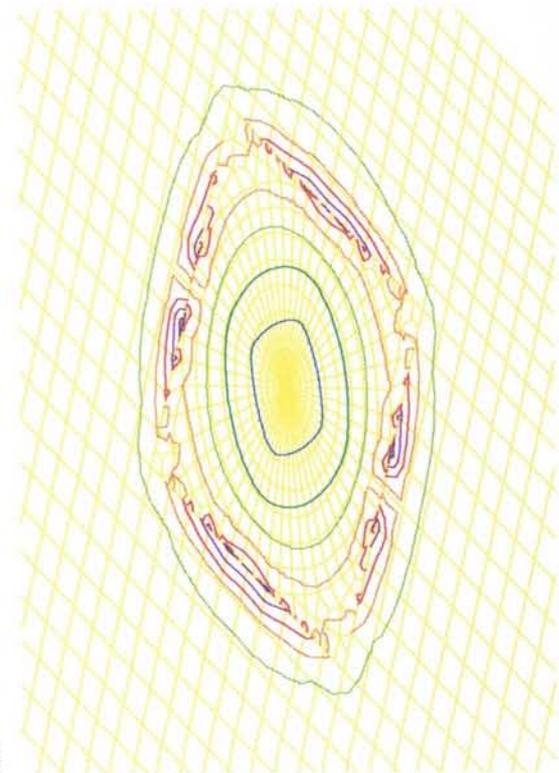
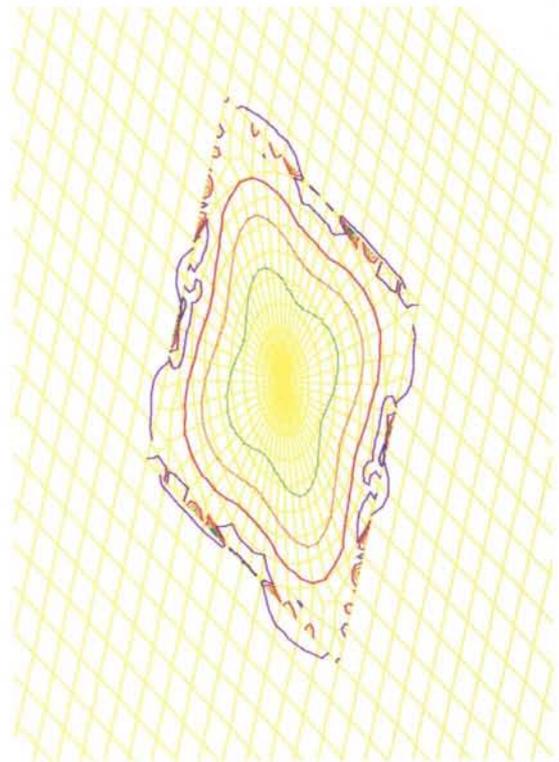
CONTOURS OF S3

A	-2.320
B	-1.872
C	-1.423
D	-0.9750
E	-0.5267
F	-0.7829E-01
G	0.3701



CONTOURS OF S1

A	-1.406
B	-0.5716
C	0.2630
D	1.098
E	1.932
F	2.767
G	3.602



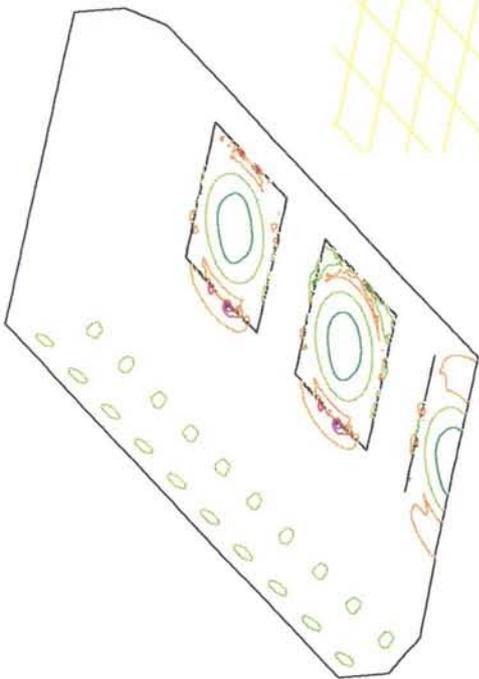
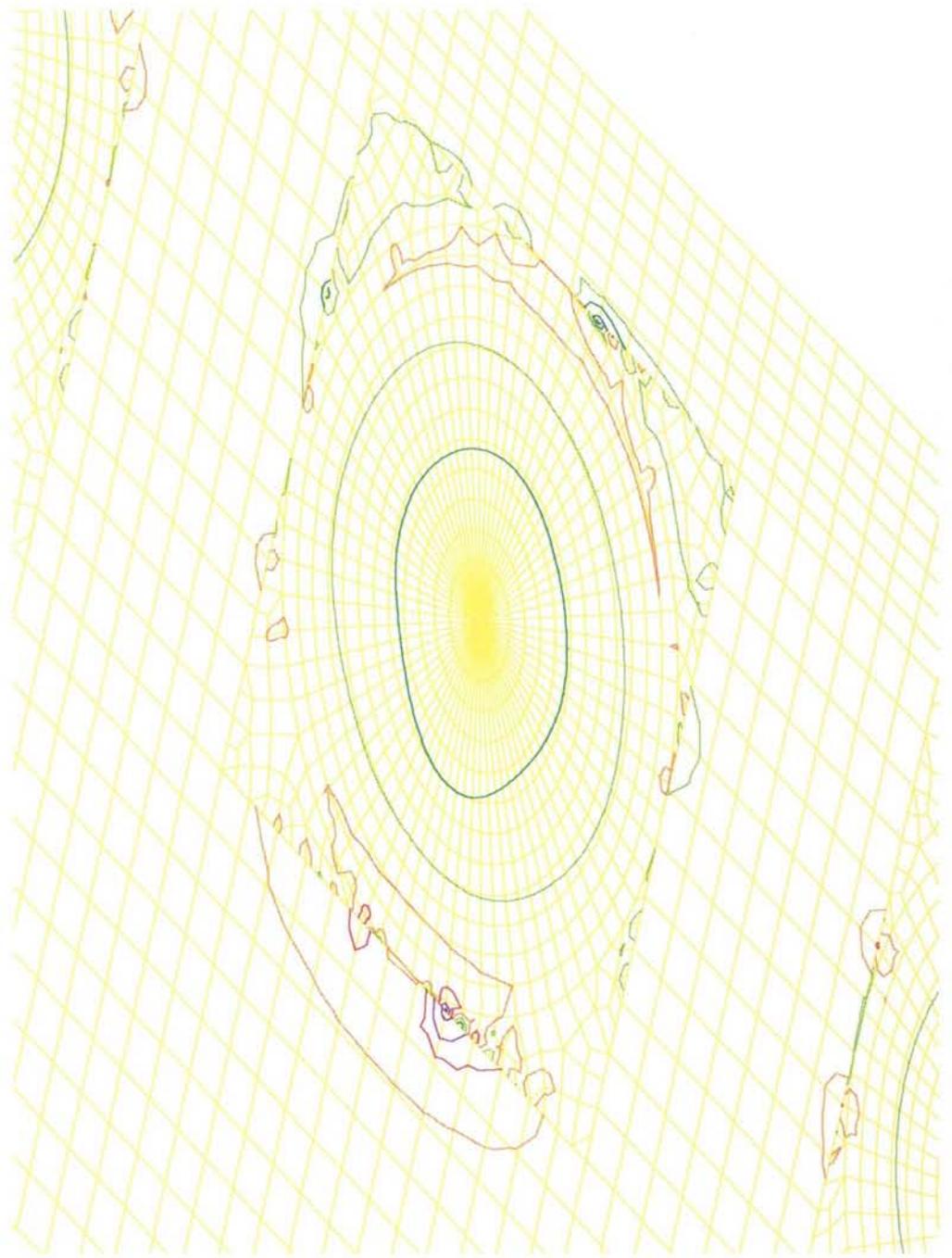


Fig. 70: Esforços de momento fletor (M_x - kNcm/cm)
 Acao: recalque (falta de apoio sob a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: ARGILA
 Arquivo: clfp15mx.pic - fap15cl.mys



CONTOURS OF M_x

A	-6.905
B	-3.856
C	-0.8065
D	2.243
E	5.292
F	8.341
G	11.39

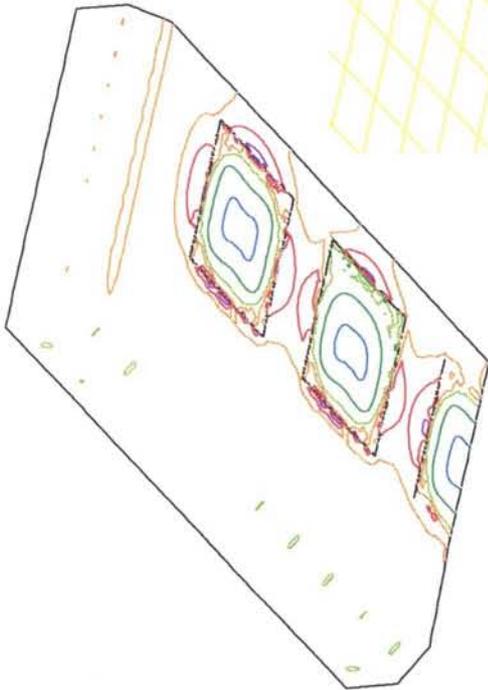
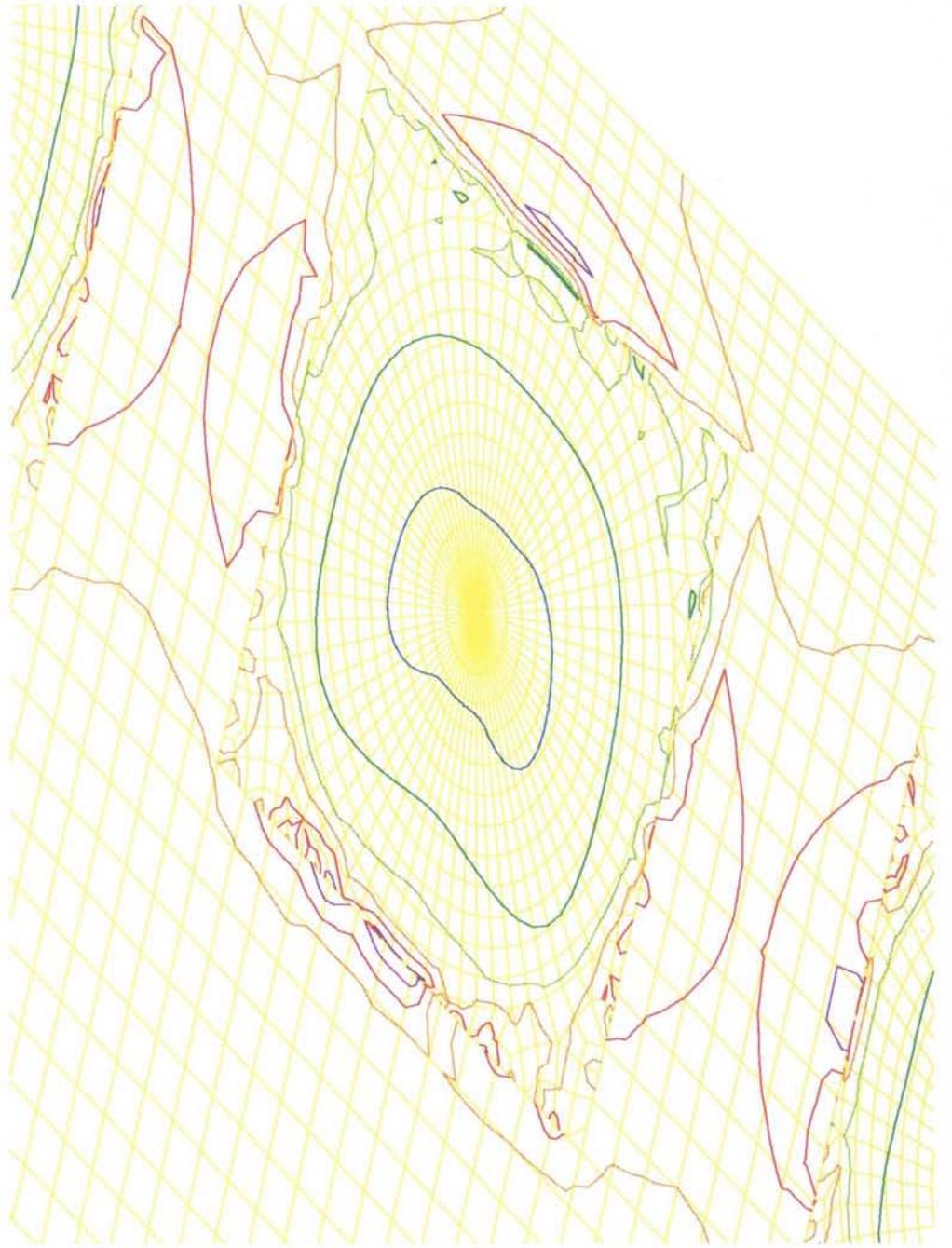


Fig. 71: Esforços de momento fletor (My - kNcm/cm)
 Acao: recalque (falta de apoio sob a membrana)
 Reserv.: 15 x 30 m²
 Solo: ARGILA
 Arquivo: clfp15my.pic - fap15cl.mys



CONTOURS OF My

A	-5.143
B	-3.226
C	-1.309
D	0.6075
E	2.524
F	4.441
G	6.358

Fig. 72: Tensões principais no topo da membrana (kN/cm²)
 Recalque (falta de apoio sob a membrana). apoio em ARGILA
 Arquivo: clfp15sp.pic - fap15cl.mys

