

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

BRUNO RICARDO DA SILVA

**UM ESTUDO NUMÉRICO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2011

BRUNO RICARDO DA SILVA

**UM ESTUDO NUMÉRICO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM
ALVENARIA ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná, Campus
Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Rodolfo André Kuche
Sanches

PATO BRANCO

2011



TERMO DE APROVAÇÃO

UM ESTUDO NUMÉRICO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

por

BRUNO RICARDO DA SILVA

Aos 25 dias do mês de novembro do ano de 2011, às 10:00 horas, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após argüição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco – UTFPR-PB, conforme Ata de Defesa Pública nº 005-TCC/2011.

Orientador: Prof. Dr. RODOLFO ANDRÉ K. SANCHES (COECI / UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (COECI / UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (COECI / UTFPR-PB)

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho às pessoas que se
mantiveram presentes nos meus
momentos de ausência.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Rodolfo André Kuche Sanches, pela atenção, sabedoria e paciência com que me guiou e auxiliou no desenvolvimento deste trabalho. Igualmente agradeço aos professores componentes da banca de avaliação, Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias e Prof. Dr. Rogério Carrazedo, que com suas observações enriqueceram este trabalho.

Agradeço também aos colegas de sala pelo companheirismo, presente não só na elaboração deste, mas em toda a época de graduação.

Destaco o agradecimento à minha família e minha companheira Suelyn, que me agüentaram madrugada após madrugada sem dormir, com paciência e sempre ao meu lado.

Antes que eu esqueça, dedico minha gratidão também aos produtores de café e de energéticos.

Enfim, agradeço a todos os que se fizeram presentes e me auxiliaram, de uma forma ou de outra, nesse caminho.

Obrigado pelo apoio.

EPÍGRAFE

“Mares calmos não fazem
bons marinheiros.”
(Anônimo)

RESUMO

SILVA, Bruno Ricardo. **Um estudo numérico de estruturas de contenção em alvenaria estrutural**. 2011. 82 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2011.

O presente trabalho consiste na análise numérica de modelos de painéis de muros de arrimo compostos por blocos cerâmicos estruturais unidos por argamassa, buscando identificar a resistência dos mesmos. Inicialmente, são apresentados os principais tipos de muros de arrimo, assim como métodos de levantamento dos carregamentos que os solicitam e as propriedades dos materiais que os compõem. Em seguida, é descrito o modelo estrutural adotado, baseado na teoria de placas elásticas, bem como o elemento finito utilizado nas análises. Então são feitas análises aplicando valores de carregamento para o solo da região do bairro Bortot, em Pato Branco – PR. Para a análise numérica, utiliza-se um programa de Método dos Elementos Finitos para análise de placas e cascas baseado em posições. Várias dimensões de painéis são analisadas e a verificação da falha é feita através do critério de Morh-Coulomb.

Palavras-chave: Muro de Arrimo. Alvenaria Estrutural. Método dos Elementos Finitos. Análise Numérica.

ABSTRACT

SILVA, Bruno Ricardo. **A numerical study of containment structures in structural masonry**. 2011. 82 f. Monograph (Civil Engineering) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2011.

This work consists of numerical analysis of retaining walls panels composed of ceramic blocks joined by mortar. Initially, the main types of retaining walls are presented, as well as methods for load evaluation and the materials properties. Following, the structural model adopted, based on elastic plates theory, is described, as well as the finite element employed for the analysis. Then, analysis are carried applying loading values obtained for the soil of the region of Bortot, in Pato Branco – PR. For numerical analysis we employed a finite element method program for plates and shell analysis based on positions. Several panel dimensions were analyzed and the fail verification is done based on Mohr-Coulomb criteria.

Palavras-chave: Retaining wall. Structural masonry. Finite Element Method. Numerical analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Empuxos ativo, no repouso e passivo	19
Figura 2: Muro sob ação de empuxo passivo e ativo	20
Figura 3: (a) Estado passivo e (b) estado ativo	22
Figura 4: (a) Empuxo passivo e (b) empuxo ativo	23
Figura 5: Empuxo em talude com inclinação na superfície	24
Figura 6: Modelo de bloco cerâmico estrutural de paredes vazadas, com eixos de coordenadas.....	28
Figura 7: Espessura dos septos internos e externos.....	28
Figura 8: Ensaio de cisalhamento	32
Figura 9: Modelo de placa de Kirchhoff.....	34
Figura 10: Deformação transversal de uma placa na hipótese de Reissner-Mindlin.	34
Figura 11: Elemento finito de casca	37
Figura 12: Critério da falha de Mohr	40
Figura 13: Critério de Mohr no gráfico de tensões principais	40
Figura 14: Critério de Mohr-Coulomb	41
Figura 15: Critério de Mohr-Coulomb no gráfico de tensões principais.....	41
Figura 16: Muro analisado com elementos de interface	56

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Tensões no eixo x na última camada do painel 4A (valores em kN/cm^2)..	47
Gráfico 2: Tensões no eixo y na última camada do painel 4A (valores em kN/cm^2)..	48
Gráfico 3: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4A.....	48
Gráfico 4: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4A.	49
Gráfico 5: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 4A (valores em kN/cm^2).....	49
Gráfico 6: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 4A (valores em kN/cm^2).....	50
Gráfico 7: Tensões no eixo x na última camada do painel 4B (valores em kN/cm^2)..	51
Gráfico 8: Tensões no eixo y na última camada do painel 4B (valores em kN/cm^2)..	51
Gráfico 9: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4B.....	52
Gráfico 10: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4B	52
Gráfico 11: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 4B (valores em kN/cm^2).....	53
Gráfico 12: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 4B (valores em kN/cm^2).....	53
Gráfico 13: Tensões no eixo x na última camada do painel 1A (valores em kN/cm^2).	61
Gráfico 14: Tensões no eixo y na última camada do painel 1A (valores em kN/cm^2).	61
Gráfico 15: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1A.....	62
Gráfico 16: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1A.	62
Gráfico 17: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 1A (valores em kN/cm^2).....	63
Gráfico 18: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 1A (valores em kN/cm^2).....	63
Gráfico 19: Tensões no eixo x na última camada do painel 1B (valores em kN/cm^2).	64
Gráfico 20: Tensões no eixo y na última camada do painel 1B (valores em kN/cm^2).	64
Gráfico 21: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1B.....	65
Gráfico 22: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1B.	65
Gráfico 23: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 1B (valores em kN/cm^2).....	66
Gráfico 24: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 1B (valores em kN/cm^2).....	66
Gráfico 25: Tensões no eixo x na última camada do painel 2A (valores em kN/cm^2).	67
Gráfico 26: Tensões no eixo y na última camada do painel 2A (valores em kN/cm^2).	67
Gráfico 27: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2A.....	68

Gráfico 28: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2A.	68
Gráfico 29: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 2A (valores em kN/cm ²).....	69
Gráfico 30: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 2A (valores em kN/cm ²).....	69
Gráfico 31: Tensões no eixo x na última camada do painel 2B (valores em kN/cm ²).	70
Gráfico 32: Tensões no eixo y na última camada do painel 2B (valores em kN/cm ²).	70
Gráfico 33: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2B.....	71
Gráfico 34: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2B.	71
Gráfico 35: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 2B (valores em kN/cm ²).....	72
Gráfico 36: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 2B (valores em kN/cm ²).....	72
Gráfico 37: Tensões no eixo x na última camada do painel 3A (valores em kN/cm ²).	73
Gráfico 38: Tensões no eixo y na última camada do painel 3A (valores em kN/cm ²).	73
Gráfico 39: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3A.....	74
Gráfico 40: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3A.	74
Gráfico 41: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 3A (valores em kN/cm ²).....	75
Gráfico 42: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 3A (valores em kN/cm ²).....	75
Gráfico 43: Tensões no eixo x na última camada do painel 3B (valores em kN/cm ²).	76
Gráfico 44: Tensões no eixo y na última camada do painel 3B (valores em kN/cm ²).	76
Gráfico 45: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3B.....	77
Gráfico 46: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3B.	77
Gráfico 47: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 3B (valores em kN/cm ²).....	78
Gráfico 48: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 3B (valores em kN/cm ²).....	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Características do bloco utilizado como referência	29
Tabela 2: Relação entre o traço da argamassa e sua resistência à compressão	31
Tabela 3: Dimensões de painéis analisados	46

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BSI	British Standards Institution
SPT	Standard Penetration Test
MEF	Método dos Elementos Finitos

LISTA DE SÍMBOLOS

E_a	Empuxo ativo
E_a	Empuxo passivo
E_o	Empuxo no repouso
σ_H	Tensão horizontal
σ_v	Tensão vertical
K_a	Coefficiente de empuxo ativo
c	Coesão
Φ	Ângulo de atrito interno
K_p	Coefficiente de empuxo passivo
H	Altura do solo
γ	Peso específico do solo
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
β	Inclinação do terrapleno
z_0	Altura do solo em que a pressão devido ao empuxo é nula
q	Sobrecarga
h_0	Altura equivalente de terra
γ'	Peso específico do solo submerso
c'	Coesão drenada do solo
A_{br}	Área bruta
A_{liq}	Área líquida
f_{bk}	Resistência característica à compressão do bloco
$f_{bk,liq}$	Resistência característica à compressão do bloco em função da área líquida
E_{br}	Módulo de elasticidade em relação à área bruta do bloco
ν_B	Coefficiente de Poisson do bloco
E_x	Módulo de elasticidade em relação ao eixo x
I_x	Momento de inércia em relação ao eixo x
I_y	Momento de inércia em relação ao eixo y
E_y	Módulo de elasticidade em relação ao eixo y
L	Comprimento do bloco (direção do eixo x)
H_{bloco}	Altura do bloco (direção do eixo y)
$\tau_{R,BR}$	Tensão de cisalhamento resistente em relação à área bruta

τ_R	Tensão de cisalhamento resistente em relação à área líquida
ω	Deslocamento transversal
p	Carga distribuída
D	Rigidez da placa
h	Espessura equivalente da placa
τ_{xz}	Tensão de cisalhamento média no plano xz
τ_{yz}	Tensão de cisalhamento média no plano yz
$\tau_{xz,modelo}$	Tensão de cisalhamento no modelo no plano xz
$\tau_{yz,modelo}$	Tensão de cisalhamento no modelo no plano yz
σ_1	Tensão principal
σ_2	Tensão principal
σ_x	Tensão normal atuando num elemento
σ_y	Tensão normal atuando num elemento
τ_{xy}	Tensão de cisalhamento atuando num elemento
σ_{Rt}	Tensão resistente à tração
σ_{Rc}	Tensão resistente à compressão
P_a	Pressão ativa
$f_{Bk,BR}$	Resistência à compressão do bloco em relação à área bruta
f_{Ak}	Resistência à compressão da argamassa
f_k	Resistência à compressão do painel
f_t	Resistência à tração do prisma
ν	Coefficiente de Poisson

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVO GERAL	14
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
1.3 JUSTIFICATIVA.....	14
2 MUROS DE ARRIMO	16
3 ESFORÇOS SOLICITANTES	18
3.1 TEORIA DE RANKINE.....	20
3.1.1 Solos não coesivos	21
3.1.2 Solos coesivos	24
3.1.3 Sobrecarga	25
3.1.4 Influência da água.....	26
4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	27
4.1 BLOCOS CERÂMICOS	27
4.2 ARGAMASSA	30
4.3 PRISMA	31
5 MODELO ESTRUTURAL	33
6 ANÁLISE NUMÉRICA	36
6.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	36
6.2 ELEMENTO FINITO DE CASCA	36
7 ANÁLISE DE TENSÕES	38
7.1 TENSÕES PRINCIPAIS.....	38
7.2 CRITÉRIO DE RUPTURA.....	39
7.2.1 Critério de Mohr-Coulomb.....	39
8 DESENVOLVIMENTO DAS ANÁLISES	43
8.1 CARREGAMENTO	43
8.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	44
8.3 MÉTODO DE ANÁLISE	45
8.4 MODELOS ANALISADOS	46
9 RESULTADOS	47
10 CONCLUSÃO	55
REFERÊNCIAS	57

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento populacional, a evolução e o desenvolvimento alcançados pelo homem, aumentou-se a demanda habitacional e de recursos energéticos. Isso implicou na necessidade de se ocupar as mais variadas regiões da superfície terrestre. Devido aos menores custos de projeto e execução de obras, tradicionalmente busca-se a utilização de terrenos planos e firmes para construir, porém esse cenário nem sempre é disponível. Para que tal configuração seja obtida, podem ser feitos cortes e/ou aterros no solo (DOMINGUES, 1997).

No entanto, nem sempre o simples emprego de cortes ou aterros criando taludes estáveis é viável, devido à falta de espaço para sua disposição. Aliando isso ao relevo de muitos lugares, torna-se necessária a utilização de obras de contenção de terra, garantindo terrenos planos e ao mesmo tempo buscando a segurança das obras e a estabilidade do solo (DOMINGUES, 1997).

Como forma de prover esse tipo de contenção, surgem os muros de arrimo, que são estruturas corridas de contenção, de parede vertical ou quase vertical, firmadas por fundação, a qual pode ser rasa ou profunda. Os muros de arrimo são em geral constituídos de alvenaria, concreto ou elementos especiais (GERSCOVICH, 2010b).

No trabalho ora desenvolvido foca-se um tipo de muro de arrimo bastante utilizado em várias regiões do Brasil, que é o muro executado com painéis de alvenaria suportados por contrafortes e vigas de concreto armado ou reforçados com contrafortes de blocos grauteados, trabalhando à compressão e flexão (LOBO; FERREIRA; RENOFIO, 2003).

Com base em parâmetros de resistência e rigidez obtidos por meio de ensaios em laboratório ou disponíveis na literatura¹, é elaborado um modelo computacional para o painel de alvenaria. Para esse modelo são empregados elementos finitos de casca introduzidos por Coda & Paccola (2007).

¹ Módulo de elasticidade do prisma de acordo com trabalho desenvolvido por Garcia (2000), resistência à compressão do bloco com base em laudo fornecido por Cerâmica Constrular (2011), resistência à compressão da argamassa baseado na BS 5628-1 (BSI, 2005) e resistência ao cisalhamento do prisma com base no trabalho desenvolvido por Araujo (2002).

Por meio das análises numéricas, busca-se uma compreensão do comportamento dos painéis de alvenaria que compõem os muros de arrimo e conjecturas a respeito da resistência desses painéis são formadas.

1.1 OBJETIVO GERAL

Estudar o comportamento de painéis de alvenaria estrutural componentes de estruturas de muros de arrimo empregando o Método dos Elementos Finitos, estabelecendo parâmetros para projeto.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Contribuir com a determinação de parâmetros para análise do comportamento de muros de arrimo de blocos cerâmicos estruturais com base em ensaios executados no Laboratório de Estruturas da UTFPR, campus Pato Branco, e em dados disponíveis na literatura;
- Criar modelo computacional de painéis de alvenaria estrutural para muros de arrimo, com a utilização de Elementos Finitos de casca, levando em conta as propriedades mecânicas encontradas na literatura e em ensaios realizados;
- Com base nos resultados das análises numéricas, sugerir modelo para a determinação da resistência dos painéis de alvenaria.

1.3 JUSTIFICATIVA

Com a necessidade de construir em locais que requerem contenções de terra, sem perder a garantia da segurança ou a viabilidade da obra e ainda buscar o máximo aproveitamento do terreno, os muros de arrimo vêm sendo de grande importância e larga utilização. Os mesmos, no entanto, devem ser projetados de forma a assegurar a sua máxima eficiência e segurança.

Assim, quaisquer esforços no sentido da elaboração de projetos ou metodologias de análise estrutural de muros de arrimo de maneira mais racional são justificados.

A escolha da utilização de métodos numéricos vem do fato de que, com a capacidade de processamento dos microcomputadores atuais, podem-se repetir análises e variar parâmetros da forma que se julgar necessário, sem que seja preciso a construção de protótipos ou modelos físicos reduzidos, o que demandaria espaço físico, tempo, materiais e elevados custos.

Nesse sentido, busca-se melhor entendimento sobre a distribuição de tensões e a resistência dos painéis de alvenaria estrutural empregados em muros de arrimo.

2 MUROS DE ARRIMO

Segundo Guerrin (1998), os muros de arrimo são obras de contenção que são constituídos de um elemento vertical ou ligeiramente inclinado, que sustenta um maciço de terra, denominado cortina, tardo, painel ou muro, e um elemento horizontal ou um pouco inclinado, que fica em contato com o solo de fundação, chamado elemento de fundação.

Dentre as diversas possibilidades de estruturas de contenção, Ranzini & Negro Jr. (1998) destacam os seguintes tipos de muros de arrimo:

- Muros de gravidade: são estruturas corridas que suportam os esforços solicitantes horizontais pelo peso próprio. Podem ser construídos de concreto simples, ciclópico ou com pedras.
- Muros atirantados: estruturas mistas de concreto e alvenaria, com barras horizontais ou quase horizontais, que amarram o paramento a elementos embutidos no maciço de terra, funcionando como tirantes.
- Muros de flexão: estruturas esbeltas que resistem aos esforços por flexão. Geralmente são feitos em concreto armado.
- Muros mistos: possuem características intermediárias aos citados, resistindo aos empuxos em parte pelo peso próprio e em parte por flexão.
- Muros com contrafortes: possuem elementos verticais chamados contrafortes ou gigantes, espaçados entre si horizontalmente, que suportam os esforços por engastamento na fundação. O paramento é suportado por esses elementos.
- Muro de gabiões: muros de gravidade feitos com gaiolas de arame cheias de pedras sobrepostas.
- “Crib Wall”: formado por elementos pré-moldados de concreto armado ou madeira ou aço, interligados longitudinalmente, assumindo o formato de fogueiras.

No presente trabalho será tratado o modelo de muro com contrafortes, sendo o paramento constituído de painéis de alvenaria estrutural com blocos cerâmicos, unidos por argamassa. Na prática, os contrafortes podem ser executados em concreto armado ou pela disposição de blocos transversalmente ao muro e

grauteamento dos vazios juntamente com a introdução de armadura. O muro também pode ser reforçado diretamente pela introdução de armadura e grauteamento dos vazios dos blocos que constituem o painel.

3 ESFORÇOS SOLICITANTES

Denomina-se *empuxo de terra* a ação de um maciço de terra sobre as obras com ele em contato (CAPUTO, 1987). O carregamento solicitante total é composto por três parcelas de empuxo, sendo estas: carregamento devido aos sólidos; carregamento devido às sobrecargas externas; carregamento devido à água presente no solo (HACHICH, 1998).

Segundo Caputo (1987), o cálculo dos empuxos de terra consiste numa antiga preocupação da engenharia civil, graças à sua aplicação prática e complexidade. As teorias clássicas para cálculo do empuxo de terra foram formuladas por Coulomb (1773) e Rankine (1856). Posteriormente, vários nomes adicionaram sua contribuição a essas teorias, tais como Poncelet, Culmann, Rebhann e Krey e mais recentemente Caquot, Ohde, Terzaghi, Brinch Hansen, entre outros.

De acordo com Domingues (1997), a determinação das tensões no solo depende de diversas variáveis, tais como: o desnível a ser vencido, a configuração geométrica, as propriedades do solo (ângulo de atrito interno, coesão, peso específico), o fluxo da água, entre outras.

Ainda segundo o autor, devido ao grande número de variáveis presentes no problema de distribuição de tensões no solo, vários modelos matemáticos aproximados foram elaborados para a determinação do empuxo, desde modelos bastante simples a modelos muito complexos, que acabam por tornar-se de difícil aplicação prática.

Domingues (1997) ressalta que, na determinação do empuxo, tanto os modelos simples como os complexos conduzem a resultados próximos e aceitáveis para a engenharia, o que torna mais viável a utilização dos modelos de cálculo mais simples.

Neste trabalho emprega-se a teoria de Rankine pela simplicidade do modelo e por ser ainda largamente utilizada.

De acordo com Cavalcante (2006), na natureza, um maciço de terra pode se encontrar em três situações de equilíbrio: em repouso, em estado passivo ou em estado ativo (Figura 1). Assim, têm-se:

- Empuxo ativo (E_a): pressão exercida pelo maciço de terra sobre a estrutura de contenção quando existe a tendência de o solo deformar a estrutura, a qual cede com pequenos deslocamentos. Devido a isso, o maciço tende a expandir-se.
- Empuxo passivo (E_p): pressão exercida pela estrutura sobre o maciço de terra quando existe a tendência de que a estrutura comprima o solo. Nesse caso, há um deslocamento no sentido contrário ao do empuxo ativo.
- Empuxo no repouso (E_o): pressão exercida quando o maciço de terra não sofre expansão nem compressão (deslocamento nulo).



Figura 1: Empuxos ativo, no repouso e passivo
 Fonte: CAPUTO (1987)

Um muro de arrimo poderá estar sujeito à ação do empuxo ativo e passivo ao mesmo tempo, como ilustrado na Figura 2, onde o empuxo ativo do maciço de terra que está sendo contido é equilibrado pelo empuxo passivo, que impede o deslocamento do muro.

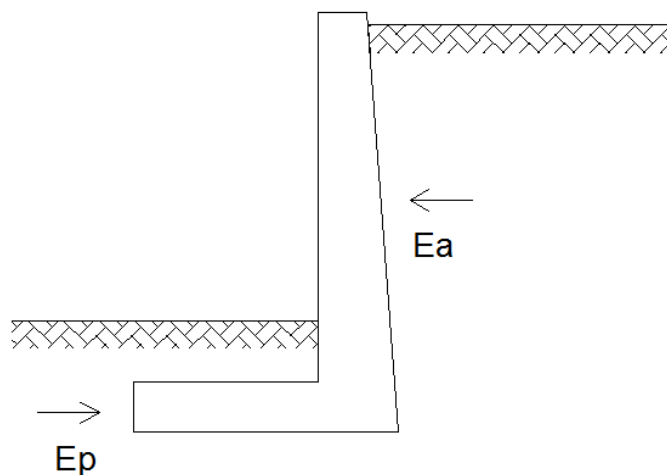


Figura 2: Muro sob ação de empuxo passivo e ativo
Fonte: Adaptado de GERSCOVICH (2010b)

3.1 TEORIA DE RANKINE

Em 1856, Rankine elaborou uma teoria para determinação do empuxo dos solos, a qual é simples e bastante empregada. Conforme afirma Gerscovich (2010a), o modelo é baseado nas seguintes hipóteses:

- Solo homogêneo e isotrópico;
- Superfície do terreno plana;
- A ruptura do solo ocorre simultaneamente em todos os pontos do maciço, sob o estado plano de deformação;
- O muro é perfeitamente liso (atrito entre o solo e o muro é desconsiderado);
- A parede do muro em contato com o solo é vertical.

Caputo (1987) afirma que, por desconsiderar o atrito solo-muro, a teoria de Rankine tende a oferecer resultados mais elevados de empuxo ativo, diferentes de outros modelos mais elaborados, mostrando-se conservativo. O autor ainda ressalta que, por ser de fácil e rápida aplicação, acrescentando-se o fato de que dificilmente pode-se contar com valores precisos para o atrito entre o solo e o muro, esse é um modelo muito utilizado na prática.

Rankine, ao desenvolver sua teoria, baseou-se na hipótese de que uma ligeira deformação do solo é suficiente para gerar um estado limite plástico em todo

o maciço. Se com isso for superada a resistência ao cisalhamento do solo, o maciço pode movimentar-se, gerando estado ativo (no caso da expansão do solo) ou estado passivo (no caso de retração) (DOMINGUES, 1997).

Originalmente, o desenvolvimento da teoria ignora a coesão (c) do solo para o levantamento do empuxo (CRAIG, 2011). Contudo, sabe-se que solos coesivos (e.g.: argilas) comportam-se diferentemente de solos não coesivos (e.g.: areias). Logo, a teoria recebe um desenvolvimento mais generalizado em que é considerando também o valor de coesão do solo.

3.1.1 Solos não coesivos

Com a análise das tensões principais no círculo de Mohr, e numa situação em que o solo está se movendo em direção ao muro, pode-se estabelecer uma relação entre a tensão horizontal (σ_H) e a tensão vertical (σ_V) num elemento infinitesimal do solo, em que a tensão principal maior é a vertical (CAPUTO, 1987). Esta relação é chamada de coeficiente de empuxo ativo (K_a), que é dada por:

$$K_a = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (01)$$

O valor do ângulo de atrito interno (φ) pode ser obtido por meio de ensaios em laboratório (tri-axial ou cisalhamento direto) ou por correlações com ensaios *in loco*, como o SPT (*Standard Penetration Test*).

Do mesmo modo, utilizando o círculo de Mohr e analisando um caso em que o solo está sob compressão, ao contrário da situação anterior, a tensão principal maior será a horizontal. A relação entre as tensões é chamada de coeficiente de empuxo passivo (K_p), e é dada por:

$$K_p = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (02)$$

Analisando esse elemento infinitesimal a uma profundidade z no maciço de solo (Figura 3(a) e Figura 3(b)), e utilizando o conceito de integração para obter-se o empuxo total numa altura H de solo, obtém-se, para empuxo ativo (E_a) e passivo (E_p), respectivamente (CAPUTO, 1987):

$$E_a = \frac{\gamma H^2 K_a}{2} \quad (03)$$

$$E_p = \frac{\gamma H^2 K_p}{2} \quad (04)$$

onde γ representa o peso específico do solo.

Caso o solo apresente-se no estado saturado, o valor de γ deve ser tomado como o peso específico do solo saturado (γ_{sat}).

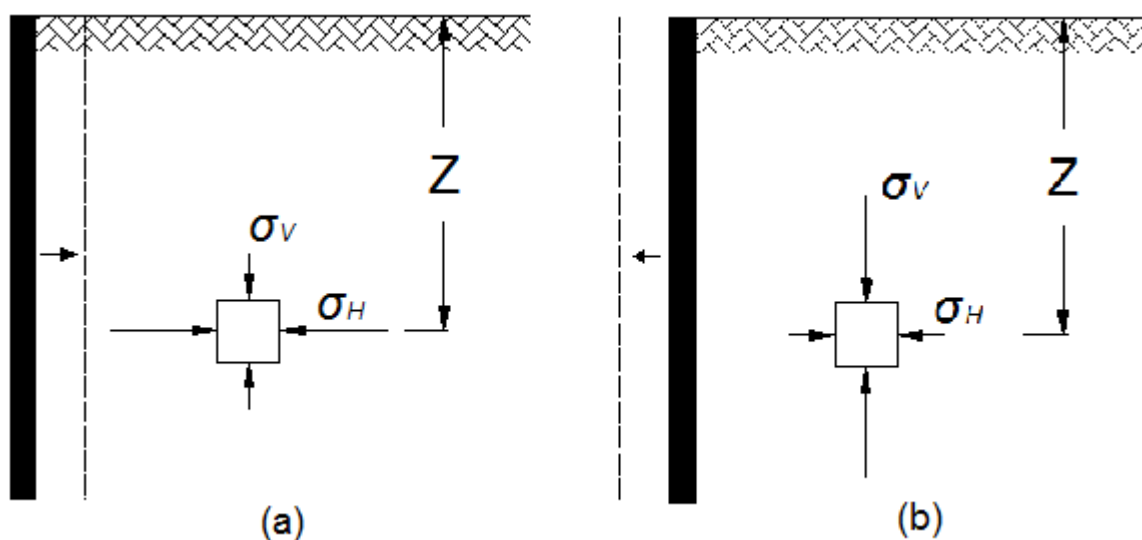


Figura 3: (a) Estado passivo e (b) estado ativo
Fonte: Adaptado de CRAIG (2011).

As tensões de empuxo são representadas pelas áreas dos triângulos em hachura nas Figura 4(a) e Figura 4(b).

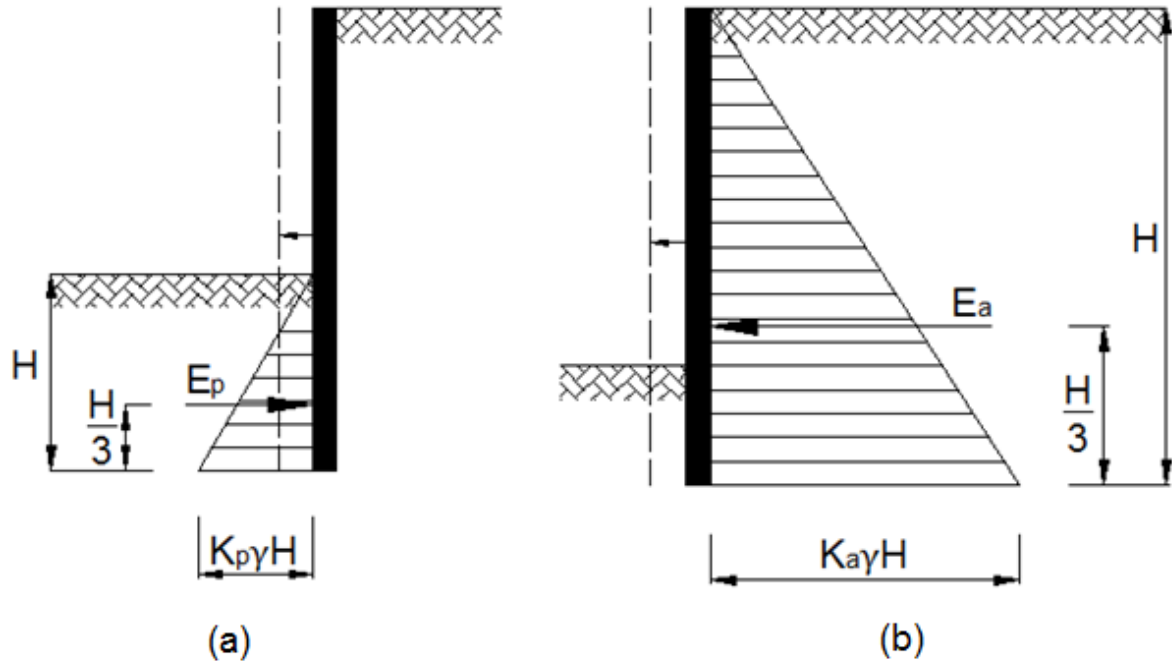


Figura 4: (a) Empuxo passivo e (b) empuxo ativo

Fonte: Adaptado de CAPUTO (1987)

Segundo Craig (2011), a teoria de Rankine foi desenvolvida inicialmente considerando a hipótese de o terreno ser plano. Contudo, ela pode ser estendida para casos em que o terrapleno possua uma inclinação de ângulo β constante, desde que $\beta < \varphi$ (Figura 5). Nesse caso, os coeficientes K_a e K_p são deduzidos analiticamente, e obedecem às seguintes relações, respectivamente:

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi)}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi)}} \quad (05)$$

$$K_p = \frac{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi)}}{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\varphi)}} \quad (06)$$

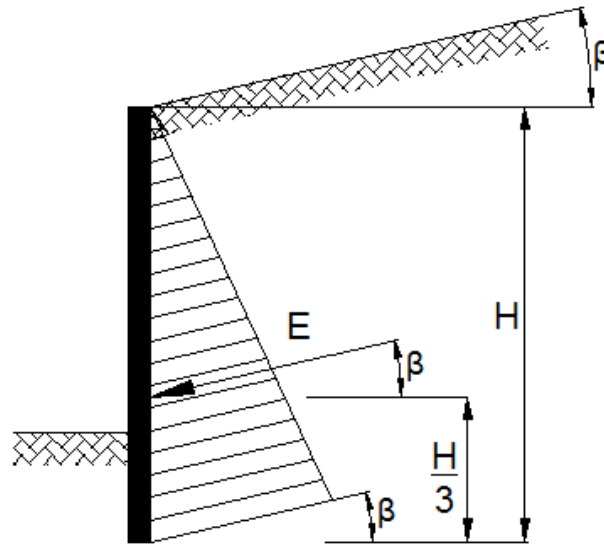


Figura 5: Empuxo em talude com inclinação na superfície
Fonte: Adaptado de CAPUTO (1987).

3.1.2 Solos coesivos

Para solos com valor de coesão diferente de zero ($c \neq 0$), a dedução da grandeza do empuxo, feita de maneira análoga à utilizada para solos sem coesão, apresenta valores de coeficientes de empuxo ativo e passivo semelhantes, porém valores de empuxo totalmente diferenciados, que levam em conta a parcela de resistência ao cisalhamento devido à coesão do solo (CRAIG, 2011).

No caso do empuxo ativo, a coesão exerce um papel de redução do valor de empuxo total. Pode-se perceber que, acima de uma certa altura z_0 , o solo apresenta uma pressão horizontal de tração. Essa tensão deve ser desconsiderada, pois na prática o solo tenderá a se romper, apresentando fendas (CRAIG, 2011). A altura z_0 é definida pela relação:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (07)$$

O valor da coesão (c) pode ser encontrado por meio de ensaio em laboratório do cisalhamento do solo.

Utilizando o mesmo método de dedução para solos não coesivos, e levando em consideração a tensão de tração exercida pelo solo, chega-se à seguinte relação para o valor do empuxo ativo total (CRAIG, 2011):

$$E_a = \frac{\gamma K_a (H^2 - z_0^2)}{2} - 2c\sqrt{K_a}(H - z_0) \quad (08)$$

No caso do empuxo passivo, sempre haverá um acréscimo devido à coesão do solo. Assim, o valor do empuxo passivo total obedece à relação (CRAIG, 2011):

$$E_p = \frac{\gamma H^2 K_p}{2} + 2cH\sqrt{K_p} \quad (09)$$

3.1.3 Sobrecarga

Em situações nas quais o maciço de terra esteja submetido a uma sobrecarga q , para efeitos de cálculo, pode-se considerar um adicional de altura equivalente de terra (h_0), obedecendo à relação:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (10)$$

Assim, o empuxo do solo numa dada profundidade será obtido considerando que a altura H do talude será adicionada à parcela h_0 , como indicam as relações (CRAIG, 2011):

$$E_a = \frac{\gamma(H + h_0)^2 K_a}{2} \quad (11)$$

$$E_p = \frac{\gamma(H + h_0)^2 K_p}{2} \quad (12)$$

3.1.4 Influência da água

Se o solo estiver submerso em lençol freático, deve-se utilizar o peso específico submerso (γ') e o valor de coesão drenada do solo (c'), obtendo-se (CRAIG, 2011):

$$E_a = \frac{\gamma' K_a (H^2 - z_0^2)}{2} - 2c' \sqrt{K_a} (H - z_0) \quad (13)$$

$$E_p = \frac{\gamma' H^2 K_p}{2} + 2c' H \sqrt{K_p} \quad (14)$$

4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os painéis de muros de arrimo, segundo Gerscovich (2010b), podem ser construídos em alvenaria de tijolos ou pedras, em concreto simples ou armado ou com elementos especiais.

O painel de alvenaria em estudo será composto por blocos cerâmicos estruturais, unidos por juntas de argamassa de cimento, cal e areia.

4.1 BLOCOS CERÂMICOS

Um dos fatores importantes que interfere na resistência do painel de alvenaria é a resistência da sua unidade constituinte: o bloco. A sua geometria e composição interfere diretamente na resistência do conjunto (GARCIA, 2000).

A NBR 15279-02 (ABNT, 2005) define os blocos cerâmicos estruturais como componentes de alvenaria estrutural, feitos de material cerâmico, que possuem furos prismáticos perpendiculares às faces que os contêm. Os mesmos podem ter suas paredes vazadas ou maciças, e são produzidos para serem assentados com os furos na vertical.

A norma estabelece dimensões mínimas e máximas para as espessuras dos septos das paredes do bloco, bem como a resistência à compressão característica e outros requisitos de qualidade.

O bloco que será usado como referência para a modelagem dos painéis é representado, com suas dimensões externas, na Figura 6, a espessura de seus septos estão representadas na Figura 7, e suas características são descritas na Tabela 1.

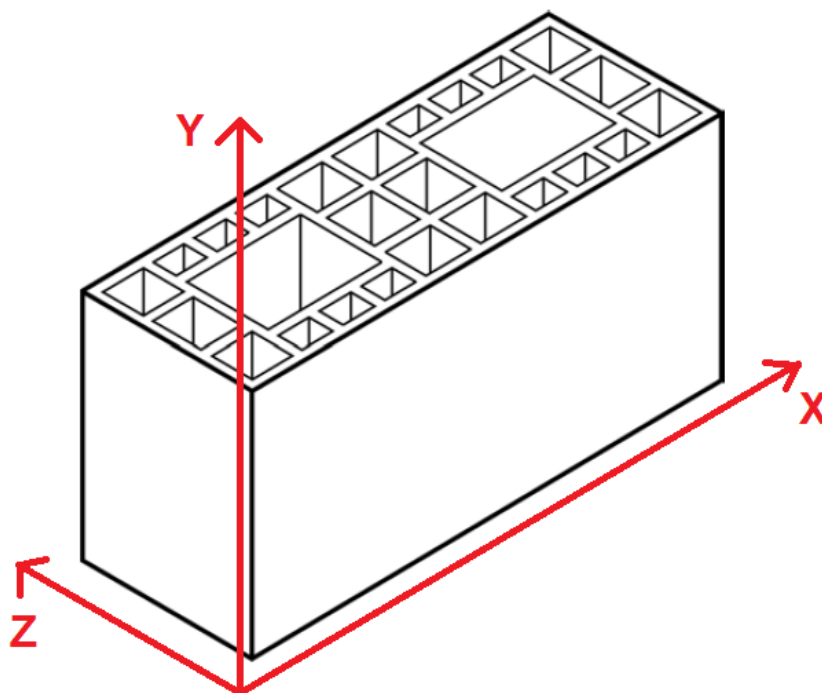


Figura 6: Modelo de bloco cerâmico estrutural de paredes vazadas, com eixos de coordenadas.
 Fonte: Adaptado de NBR 15270-2 (ABNT, 2005)

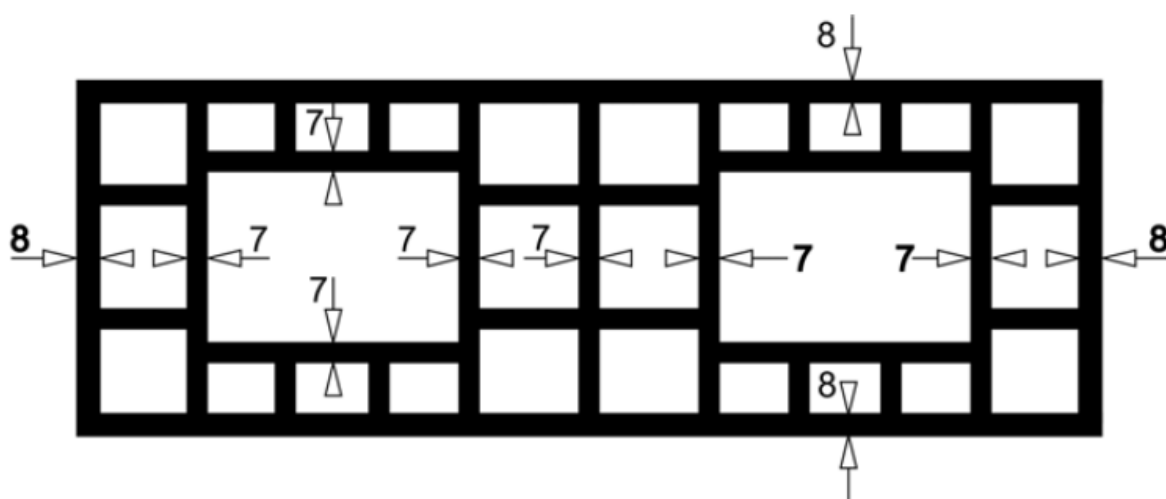


Figura 7: Espessura dos septos internos e externos.
 Fonte: NBR 15270-2 (ABNT, 2005)

Tabela 1: Características do bloco utilizado como referência

Material	Resistência característica à compressão	Dimensões (cm) (largura x altura x comprimento)	Espessura mínima do septo interno	Espessura mínima do septo externo	Área bruta (A_{br})	Área líquida (A_{liq}) ¹
Cerâmico	6,0 MPa	14 x 19 x 29	7,0mm	8,0mm	406,0 cm ²	146,01 cm ²

¹ Área bruta no plano xz com os vazios descontados

Conforme a NBR 15270-2 (ABNT, 2005), a resistência característica à compressão (f_{bk}) é dada em função da área bruta. Logo, buscou-se estimá-la em função da área líquida do bloco ($f_{bk,liq}$). Assim, fez-se:

$$f_{bk,liq} = \frac{f_{bk} * A_{br}}{A_{liq}} \quad (15)$$

$$f_{bk,liq} = 16,68 \text{ MPa} \quad (16)$$

Para definição do módulo de elasticidade do bloco, foi consultado o trabalho desenvolvido por Garcia (2000). Nele, a autora, através de ensaios, definiu um módulo de elasticidade em relação à área bruta do bloco (E_{br}) com um valor de 408,6 kN/cm². No mesmo trabalho, a autora definiu um coeficiente de Poisson para o bloco (ν_B) igual a 0,25.

Para que esse valor fosse aplicado aos modelos, era necessário que fosse encontrado em função da área líquida do bloco (E_x). Logo, esse valor foi encontrado, conforme segue:

$$E_x = \frac{E_{br} * A_{br}}{A_{liq}} \quad (17)$$

$$E_x = 1136,17 \frac{kN}{cm^2} \quad (18)$$

Contudo esse valor do módulo de elasticidade é válido em relação ao eixo x , paralelo ao comprimento do bloco. Sendo o bloco composto na sua totalidade pelo mesmo material cerâmico, fazendo uma correlação entre suas dimensões e seus momentos de inércia em relação aos eixos x e y (I_x e I_y , respectivamente), é possível encontrar o módulo de elasticidade em relação ao eixo y , paralelo à altura do bloco (E_y), conforme é feito a seguir:

$$E_y = E_x * \frac{I_y}{H_{bloco}} * \frac{L}{I_x} \quad (19)$$

Onde L é o comprimento do bloco (direção do eixo x) e H_{bloco} é a altura do bloco (direção do eixo y). Logo:

$$E_y = E_x * 0,823 \quad (20)$$

$$E_y = 935,07 \frac{kN}{cm^2} \quad (21)$$

4.2 ARGAMASSA

Quando se fala da argamassa de assentamento, segundo Garcia (2000), três fatores se destacam: a área de preenchimento da argamassa, a espessura da junta e a resistência à compressão da argamassa.

Garcia (2000) diz que a área de preenchimento da argamassa não é um fator que exerça muita influência na resistência do painel. Porém o contrário se diz a respeito da espessura da junta, onde a autora afirma que, conforme aumenta-se a espessura, há uma redução na resistência do conjunto.

Quanto a resistência à compressão da argamassa, Gomes (1983) *apud* Garcia (2000) diz que esta deve ser de 70% a 100% do valor da resistência do bloco, evitando assim uma ruptura excessivamente frágil do conjunto, ou uma resistência excessivamente baixa.

A BS 5628-1 (BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 2005) classifica as argamassas, relacionando seu traço, em volume, à sua resistência média à compressão, conforme pode ser visto na Tabela 2.

Tabela 2: Relação entre o traço da argamassa e sua resistência à compressão

Tipo da argamassa	Traço (proporção em volume) cimento: cal: areia	Resistência média à compressão aos 28 dias (MPa)
(i)	1 : 0 a ¼ : 3	12,0
(ii)	1 : ½ : 4 a 4 ½	6,0
(iii)	1 : 1 : 5 a 6	4,0
(iv)	1 : 2 : 8 a 9	2,0

Fonte: BS 5628-1 (BSI, 2005)

4.3 PRISMA

Caracterizar os componentes do painel individualmente é importante. Contudo, para se conhecer algumas de suas propriedades, é necessário que se analise como esses materiais trabalham juntos. Assim, são feitos ensaios de prismas compostos de blocos unidos por argamassa. Segundo Araujo (2002), o ensaio de prisma é usado para determinar a resistência de um conjunto de materiais diferentes.

Araujo (2002), em seus ensaios com prismas, caracterizou a resistência ao cisalhamento do conjunto. O autor, num dos ensaios, feito conforme Figura 8, utilizou prismas compostos por 3 unidades de blocos cerâmicos estruturais unidos por argamassa do tipo (ii) definido pela BS 5628-1 (BSI, 2005), a qual atingiu uma resistência à compressão de 7,059 MPa. O valor da tensão de cisalhamento resistente ($\tau_{R,br}$) encontrado foi de 0,12 MPa. Contudo, esse valor é calculado referente à área bruta do bloco. Para a área líquida do bloco usado como referência neste trabalho, tem-se:

$$\tau_R = \frac{\tau_{R,br} * A_{br}}{A_{liq}} \quad (22)$$

$$\tau_R = 0,74 \text{ MPa} \quad (23)$$

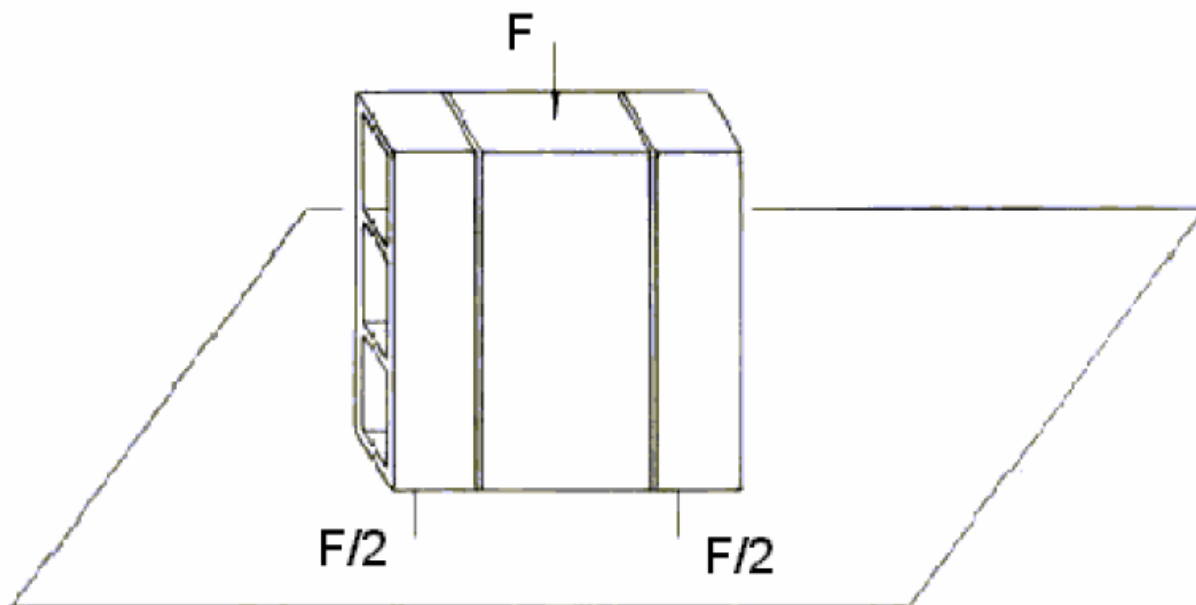


Figura 8: Ensaio de cisalhamento
Fonte: ARAUJO (2002)

5 MODELO ESTRUTURAL

Os painéis de alvenaria apresentam uma dimensão muito menor que as outras duas, caracterizando-o como um elemento estrutural de placa.

O modelo mais simples para estruturas de placa é o modelo de Kirchhoff, no qual assume-se a hipótese de que um segmento inicialmente reto e perpendicular à superfície média permanece reto e perpendicular à superfície média (Figura 9), implicando na desconsideração do efeito das tensões de cisalhamento τ_{xz} e τ_{yz} , com z sendo o eixo perpendicular à placa. A placa de Kirchhoff é modelada pela seguinte equação:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = - \frac{p(x,y)}{D} \quad (24)$$

onde ω é o deslocamento transversal, p é a carga distribuída e D é a rigidez da placa, dada por:

$$D_x = \frac{E_x h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (25)$$

$$D_y = \frac{E_y h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (26)$$

As tensões para a placa de Kirchhoff são dadas por:

$$\begin{cases} \sigma_{11} = -\frac{E}{1 - \nu^2} z \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \\ \sigma_{22} = -\frac{E}{1 - \nu^2} z \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \\ \sigma_{12} = \sigma_{21} = -\frac{E}{1 - \nu} z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{cases} \quad (27)$$

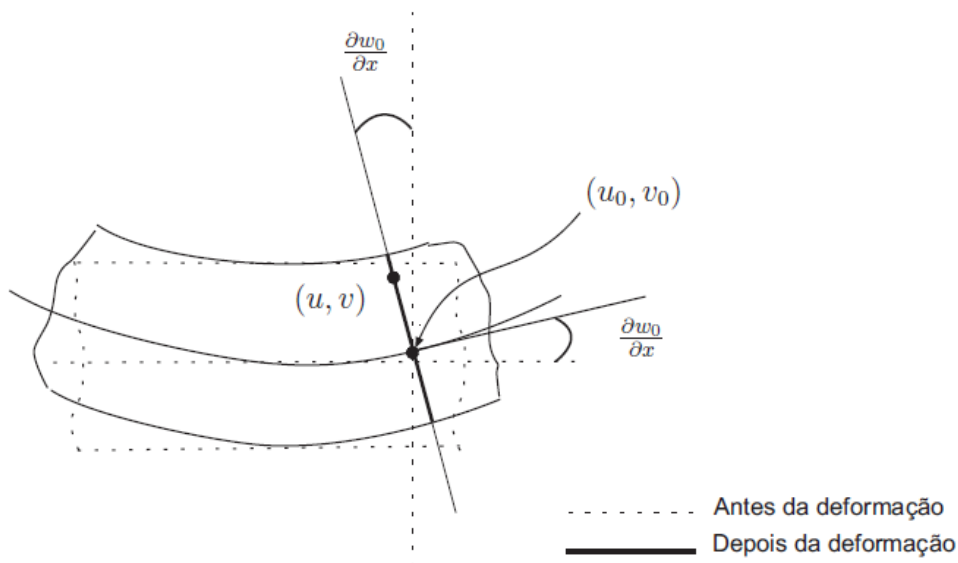


Figura 9: Modelo de placa de Kirchhoff
Fonte: ROQUE (2007)

Outro modelo mais elaborado segue a cinemática de Reissner-Mindlin, onde um vetor inicialmente normal à superfície média não é necessariamente normal a essa superfície na configuração deformada (Figura 10).

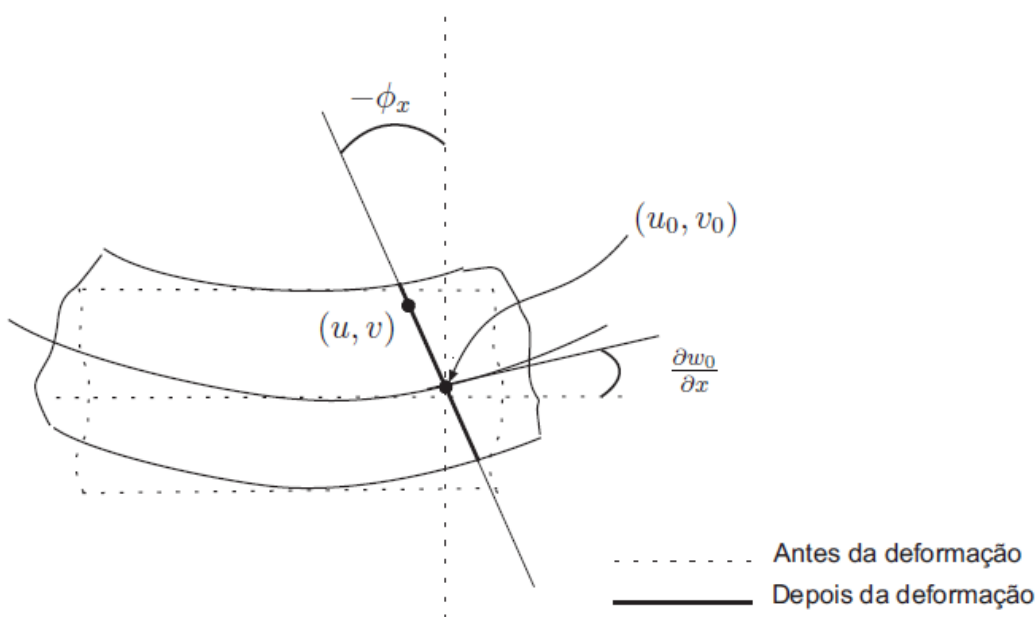


Figura 10: Deformação transversal de uma placa na hipótese de Reissner-Mindlin
Fonte: ROQUE (2007)

No caso dos painéis de alvenaria, nota-se que os mesmos apresentam inércia diferente nas direções x e y . Considerando-se o painel como uma placa de Kirchhoff, pode-se tratar o painel como uma placa maciça com espessura equivalente h dada por:

$$h = \sqrt[3]{\frac{12I_x}{L}} \quad (28)$$

Em que I_x é o momento de inércia do bloco em relação ao eixo x e L é o comprimento do bloco na direção do eixo x .

À medida que os vãos do painel aumentam, o efeito do cisalhamento diminui, de forma que os modelos de Reissner-Mindlin e Kirchhoff apresentam resultados semelhantes. Assim, no presente trabalho emprega-se a cinemática de Reissner-Mindlin e adota-se como modelo estrutural uma placa maciça com a rigidez equivalente calculada para o modelo de Kirchhoff. As tensões de cisalhamento médias τ_{xz} e τ_{yz} para o painel real são aproximadamente obtidas ponderando-se a tensão média de cisalhamento obtida para o modelo numérico adotado da seguinte maneira:

$$\tau_{xz} = \frac{\tau_{xz,modelo} * h * L}{A_{liq}} \quad (29)$$

$$\tau_{yz} = \frac{\tau_{yz,modelo} * h * H_{bloco}}{A_{liq}} \quad (30)$$

6 ANÁLISE NUMÉRICA

Conhecendo-se o tipo de muro de arrimo a ser estudado, as propriedades dos materiais que o compõem e o carregamento solicitante, é possível então proceder com a análise numérica através de modelagem computacional.

Quando se objetiva fazer a análise numérica de uma estrutura, primeiramente deve-se definir qual o modelo do material, sua geometria e as ações aplicadas (AZEVEDO, 2003).

Ribeiro (2004) descreve que uma análise, ou modelagem computacional, acontece em duas etapas. A primeira consiste na identificação dos fatores que influenciam o problema e que possuem relevância para serem considerados. Assim, escolhidos os princípios físicos e as variáveis que descrevem a situação, obtém-se um modelo matemático. A segunda etapa então é a obtenção da solução desse modelo, tarefa a qual é atribuída aos métodos numéricos.

6.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Segundo Azevedo (2003), quando se fala em engenharia de estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) objetiva determinar o estado de tensão e de deformação de um sólido sujeito a ações exteriores.

Com o avanço tecnológico dos computadores e a facilidade de seu acesso, e o desenvolvimento do MEF, outros métodos foram deixando de ser utilizados. Hoje, o MEF é direcionado a fornecer soluções teóricas de problemas simples, validando métodos que são aproximados (AZEVEDO, 2003).

6.2 ELEMENTO FINITO DE CASCA

O Elemento Finito empregado nas análises efetuadas neste estudo é constituído por um elemento triangular de casca segundo a cinemática de Reissner e capaz de análise não linear geométrica com formulação baseada em posições, introduzido por Coda e Paccola (2007), composto por 10 nós, cada um com 7 parâmetros nodais (Figura 11).

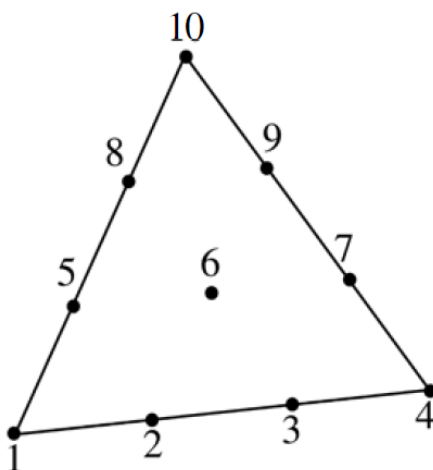


Figura 11: Elemento finito de casca
FONTE: SANCHES (2011)

Os 7 parâmetros nodais são 3 componentes cartesianas de posição final, taxa de variação linear da espessura (admitindo um comportamento linear para o elemento de casca ao longo da espessura), e 3 componentes finais do vetor generalizado, inicialmente normal à superfície do elemento (SANCHES, 2011).

7 ANÁLISE DE TENSÕES

Retirando-se um elemento de dimensões infinitesimais de um corpo que está submetido à ação de esforços externos, e aplicando em suas faces esforços iguais aos que nele atuavam, pode-se restabelecer o estado de tensões em que ele se encontrava.

O estado geral de tensões em um ponto é caracterizado por 6 diferentes componentes de tensão (3 normais e 3 de cisalhamento) (HIBBELER, 2004). Apesar disso, sempre que possível são feitas simplificações das cargas sobre o corpo, a fim de que a tensão possa ser analisada em um plano simples, ou seja, num estado plano de tensões.

7.1 TENSÕES PRINCIPAIS

Conhecendo-se o estado de tensão sobre um elemento infinitesimal, e rotacionando-se esse elemento, encontra-se uma orientação na qual as tensões de cisalhamento são nulas e as normais atingem seus extremos. Assim, torna-se possível definir quais são as tensões normais atuantes mínima (σ_1) e máxima (σ_2) num elemento, as quais são chamadas de tensões principais, e são obtidas por meio de:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (31)$$

Em que σ_x e σ_y são as tensões normais atuantes no elemento, ortogonais entre si, e τ_{xy} é a tensão de cisalhamento atuante no elemento.

Neste trabalho assume-se que as superfícies dos painéis que compõem o muro de arrimo apresentam o estado crítico de tensão e que o mesmo seja um estado plano.

Posteriormente, de forma desacoplada, analisam-se as tensões de cisalhamento na direção z (normal ao painel).

7.2 CRITÉRIO DE RUPTURA

Na necessidade de se elaborar um projeto ou uma análise de uma estrutura feita de material específico, é necessário que se saiba um limite superior para o estado de tensões que defina a falha do material. No caso de materiais frágeis, essa falha se dá pela fratura (HIBBELER, 2004).

Assim, surgem diversas teorias na busca do cenário de ruptura de um material quando submetido a um estado de tensões multiaxial. Contudo, alguns dos critérios de ruptura consideram o elemento estrutural analisado num estado plano de tensões. Logo, convém-se determinar as tensões principais σ_1 e σ_2 conforme as solicitações do elemento estrutural nos pontos mais críticos, e, a partir delas, estabelecer-se uma análise utilizando um desses critério de ruptura, de modo a garantir-se que o elemento não irá romper com a solicitação (BEER; JOHNSTON, 1995).

7.2.1 Critério de Mohr-Coulomb

Nos materiais frágeis, as tensões resistentes à tração e compressão são tipicamente diferentes, o que é levado em conta no critério desenvolvido pelo engenheiro alemão Otto Mohr, o qual prevê os efeitos de um estado de tensões plano num elemento estrutural frágil com base em alguns ensaios mecânicos (tração, compressão e cisalhamento puro) (BEER; JOHNSTON, 1995).

O estado de tensões que representa a ruptura do corpo de prova tanto no ensaio de tração quanto no de compressão ou no de cisalhamento pode ser expresso em um diagrama do círculo de Mohr, conforme mostra a Figura 12.

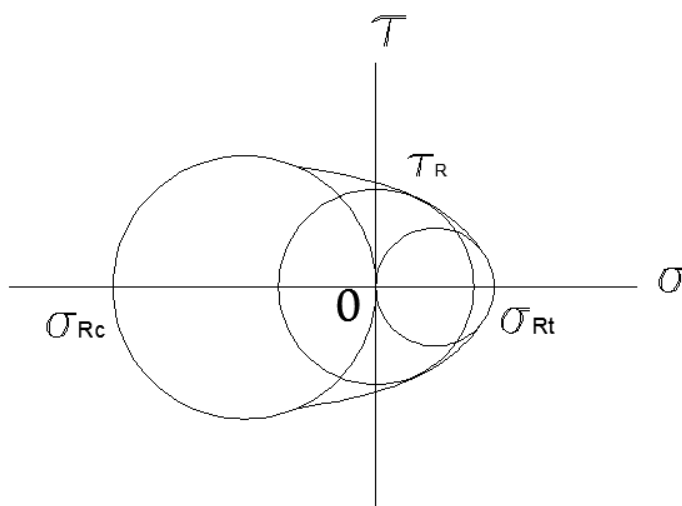


Figura 12: Critério da falha de Mohr
Fonte: Adaptado de HIBBELER (2004)

Assim, percebe-se que um estado de tensões com círculos representados inteiramente contidos na envoltória acima é considerado seguro.

Outra representação pode ser feita utilizando-se de um gráfico das tensões principais σ_1 e σ_2 (Figura 13). Qualquer estado de tensão cujas tensões principais caiam dentro da envoltória na figura é considerado seguro.

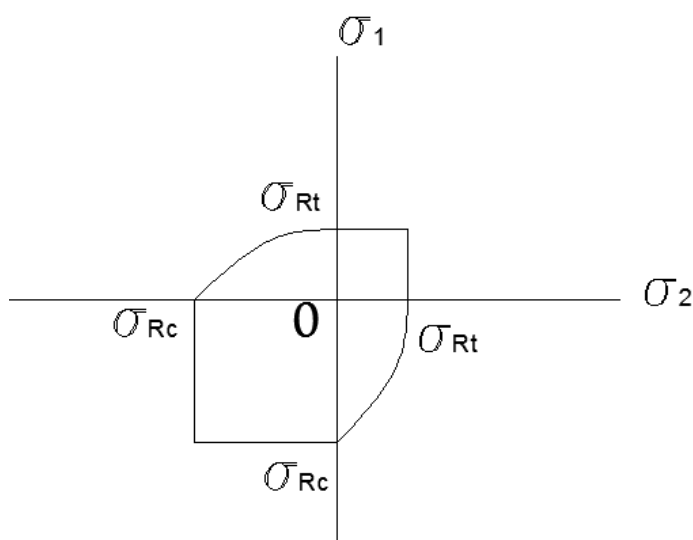


Figura 13: Critério de Mohr no gráfico de tensões principais
Fonte: Adaptado de HIBBELER (2004)

Uma aproximação proposta por Coulomb faz com que sejam necessários apenas ensaios de tração uniaxial e de compressão uniaxial do elemento analisado, obtendo-se os limites de resistência à tração σ_{Rt} e compressão σ_{Rc} . Assim, o critério de Mohr-Coulomb resume-se ao disposto na Figura 14, em que são criadas duas

linhas tangentes aos círculos de Mohr obtidos para os ensaios de tração e compressão.

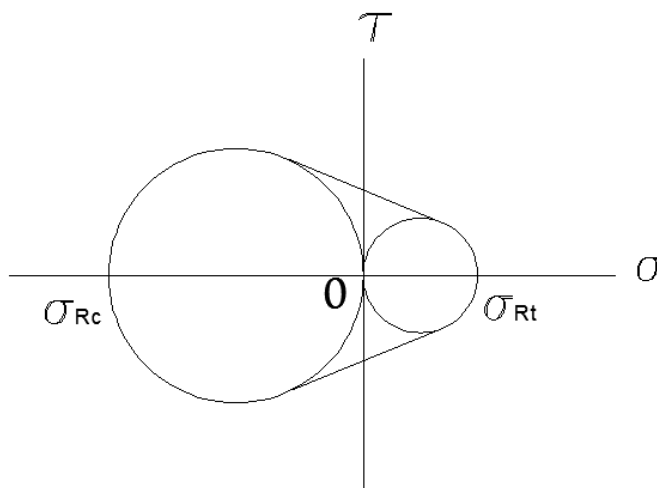


Figura 14: Critério de Mohr-Coulomb
Fonte: Adaptado de HIBBELER (2004)

A representação do critério de Mohr-Coulomb num gráfico de tensões principais fica como representado na Figura 15, onde qualquer estado de tensões que esteja dentro da envoltória é um estado de tensão seguro.

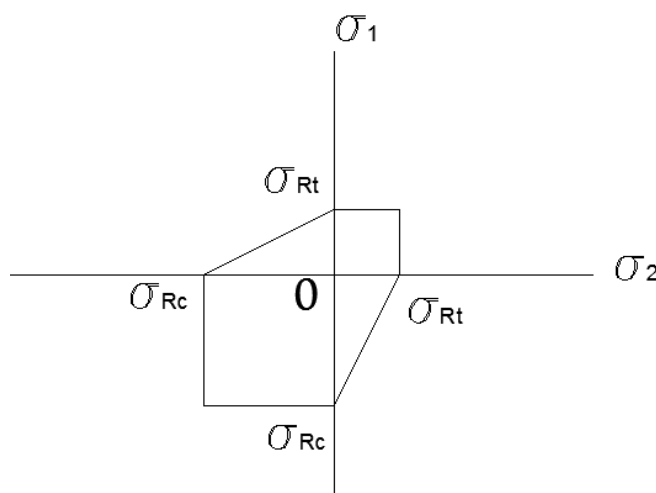


Figura 15: Critério de Mohr-Coulomb no gráfico de tensões principais
Fonte: Adaptado de HIBBELER (2004)

Com isso, pode-se estabelecer uma análise de cenários em que um muro de arrimo, submetido a cargas conhecidas, com conhecidas propriedades de materiais e estrutura, irá resistir às tensões ou irá romper.

No caso em análise, a resistência à tração deve ser tomada como a mínima dentre as resistências à tração da cerâmica que compõe o bloco, da argamassa e da interface bloco-argamassa, enquanto a resistência à compressão deve ser tomada como a mínima entre a da cerâmica e a da argamassa.

8 DESENVOLVIMENTO DAS ANÁLISES

No desenvolvimento das análises, buscou-se uma situação real da utilização de um muro de arrimo, num caso de contenção de terra com base em valores encontrados na prática da engenharia no dia-a-dia.

Para isso, foram feitos ensaios em laboratório de resistência da argamassa, do prisma e dos blocos, bem como foram levantados valores de cargas solicitantes reais no muro.

8.1 CARREGAMENTO

Para que fossem determinadas as cargas solicitantes no muro, considerou-se que o mesmo seria construído na região do bairro Bortot, em Pato Branco – Paraná. Assim, o trabalho de Tabalipa (2008) forneceu os dados necessários a respeito das características do solo.

Tabalipa (2008) classifica o solo da região como latossolo roxo álico. O mesmo possui ângulo de atrito interno φ igual a $21,60^\circ$, peso específico saturado γ_{sat} igual a $0,00001698 \text{ kN/cm}^3$ e coesão c de $0,000378 \text{ kN/cm}^2$.

Sabendo que a coesão de um solo é variável conforme a profundidade no solo, a compactação, a umidade, entre outros fatores, o valor de coesão para o caso em estudo foi considerado como $c=0$, ou seja, a pior situação de carregamento.

Assim, obteve-se o coeficiente de empuxo ativo:

$$K_a = 0,462 \quad (32)$$

Tendo a carga uma distribuição triangular ao longo da altura do muro, chegando a 0 no topo, é necessário que se conheça a carga no ponto mais baixo do muro, onde ela é máxima (Figura 4 (b)). Assim, buscou-se o valor da pressão ativa (P_a), em função da altura do muro:

$$P_a = K_a * \gamma_{sat} * H \quad (33)$$

$$P_a = 0,000007845 * H \frac{kN}{cm^2} \quad (34)$$

8.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os valores de resistência do painel foram levantados com base em valores reais de ensaios nos materiais e ensaios em prismas.

Para a determinação da resistência à compressão do bloco cerâmico, considerou-se o valor fornecido por Cerâmica Constrular (2011) em seu laudo técnico. Nele são apresentados os valores de resistência de blocos com as mesmas características apresentadas na Tabela 1. O valor apresentado foi de 7,9 MPa. Esse valor é encontrado levando em conta a área bruta do bloco ($f_{Bk,br}$). Assim, para a área líquida:

$$f_{Bk} = \frac{f_{Bk,br} * A_{br}}{A_{liq}} \quad (35)$$

$$f_{Bk} = 2,20 \frac{kN}{cm^2} \quad (36)$$

Para se determinar a resistência à compressão da argamassa, foram feitos ensaios de compressão simples em laboratório, conforme recomenda a NBR 13279 (ABNT, 1995), utilizando uma argamassa com o traço 1 : 0,5 : 4,5, semelhante ao tipo (ii) da Tabela 2. O valor encontrado para a resistência à compressão da argamassa (f_{Ac}) foi de 0,80 kN/cm².

Como o menor entre os valores das resistências à compressão é o da argamassa, este será considerado como a resistência à compressão do painel (f_k).

Na determinação da resistência à tração do painel, foram ensaiados prismas compostos por dois blocos unidos pela mesma argamassa do ensaio à compressão, submetidos a esforços de tração simples. O valor da resistência à tração do prisma (f_t) encontrado foi de 0,016 kN/cm².

Buscando a determinação da resistência ao cisalhamento do conjunto, foi consultado o trabalho desenvolvido por Araujo (2002). Conforme pode ser visto no

item 4.3, o valor encontrado para a resistência ao cisalhamento (τ_R) foi de 0,074 kN/cm².

Por fim, para o módulo de elasticidade do conjunto, bem como para o coeficiente de Poisson, levou-se em conta o trabalho de Garcia (2000). Como pode ser visto no item 4.1, o valor encontrado para o módulo de elasticidade em relação ao eixo x (E_x) foi de 1136,17 kN/cm², e em relação ao eixo y (E_y) foi de 935,07 kN/cm². O coeficiente de Poisson para a parede foi considerado o mesmo do bloco, isto é, $\nu = 0,25$.

8.3 MÉTODO DE ANÁLISE

Para a aplicação do Método dos Elementos Finitos nos modelos em estudo, foi utilizado um programa desenvolvido por Coda & Paccola (2009). Ele utiliza o elemento de casca descrito no item 6.2, a partir de dois arquivos de entrada.

Num dos arquivos de entrada são adicionados os dados a respeito das propriedades dos materiais, o número de camadas que compõe cada material, as excentricidades e espessuras dessas camadas, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson de cada material. Nele há a possibilidade de fazer com que cada material seja composto, matematicamente, por camadas.

No outro arquivo, são inclusos os dados a respeito da malha que descreve o painel, a quantidade de nós que definem os elementos juntamente com suas posições, as condições de contorno do painel e os carregamentos a que ele está submetido.

A partir da execução do programa, são gerados os arquivos de saída, que são: tensões atuantes nos elementos nos eixos x , y e z para a primeira e última camadas do painel, tensões principais na primeira e última camada e tensões de cisalhamento nos planos xz e yz

Todos estes são visualizados graficamente através do pós-processador do GMEC (Grupo de Mecânica Computacional), desenvolvido por Paccola & Coda (2005).

8.4 MODELOS ANALISADOS

O critério para escolha das dimensões dos painéis a serem analisados consistiu em, a partir das tensões obtidas com uma dimensão de painel padrão de 90x180cm, equivalente a 3 blocos assentados lado a lado por 9 blocos assentados verticalmente, verificava-se se haveria ou não a falha. Caso houvesse, a dimensão era reduzida, e assim sucessivamente, até que fosse encontrada a dimensão máxima que não romperia com a carga solicitante. Caso não houvesse a ruptura da dimensão padrão, a mesma era aumentada, até que se alcançasse um limite, onde haveria a ruptura do painel.

Assim, como a dimensão padrão 90x180cm do painel não resistiu aos esforços, conforme será detalhado no próximo capítulo, foram analisadas dimensões menores de painéis, reduzindo-se sua altura, inicialmente, ao equivalente à altura de 2 blocos. Nas outras reduções, a altura foi diminuída ao equivalente a 1 bloco, e assim sucessivamente, até que se chegou a um painel de 90x100cm, o qual foi constatado que resiste aos esforços solicitantes.

Para cada uma das dimensões de painéis foram desenvolvidos dois modelos: um considerando-se simplesmente apoiado na base e nas laterais, e extremidade superior livre, e outro considerando-se como engaste na base e nas laterais, e extremidade superior livre. A Tabela 3 apresenta as dimensões de painéis analisadas.

Tabela 3: Dimensões de painéis analisados

IDENTIFICAÇÃO	DIMENSÕES		CONDIÇÕES DE CONTORNO: E – Engaste; A – Apoio; L - Livre			
	LARGURA (cm)	ALTURA (cm)	Base	Lateral direita	Lateral esquerda	Topo
1A	90	180	A	A	A	L
1B	90	180	E	E	E	L
2A	90	140	A	A	A	L
2B	90	140	E	E	E	L
3A	90	120	A	A	A	L
3B	90	120	E	E	E	L
4A	90	100	A	A	A	L
4B	90	100	E	E	E	L

9 RESULTADOS

A partir dos resultados gerados pelo programa, foram feitas duas análises para verificar a integridade do painel com a aplicação dos esforços: uma aplicando o critério de Mohr-Coulomb, e outra verificando a tensão de cisalhamento média nos planos xz e yz . Nas análises foram utilizados os valores de resistências descritos no item 8.2.

O Gráfico 1 apresenta a distribuição das tensões no eixo x na última camada (face oposta à que recebe o carregamento) do painel 4A. O Gráfico 2 apresenta a distribuição das tensões no eixo y na última camada do painel 4A.

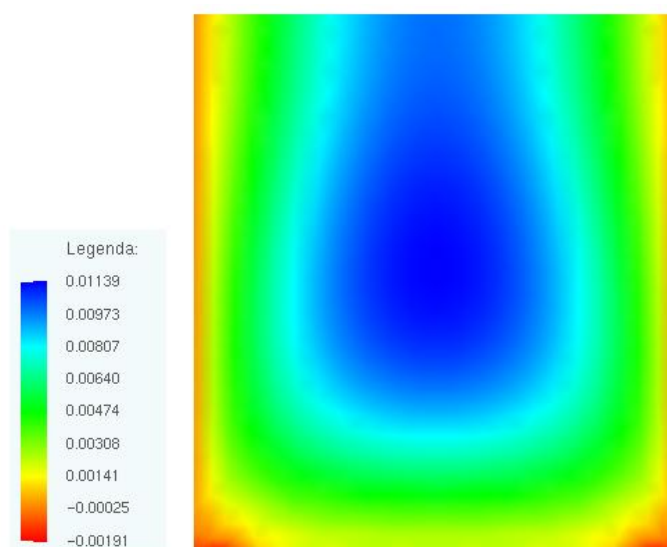


Gráfico 1: Tensões no eixo x na última camada do painel 4A (valores em kN/cm^2).

Fonte: O autor (2011)

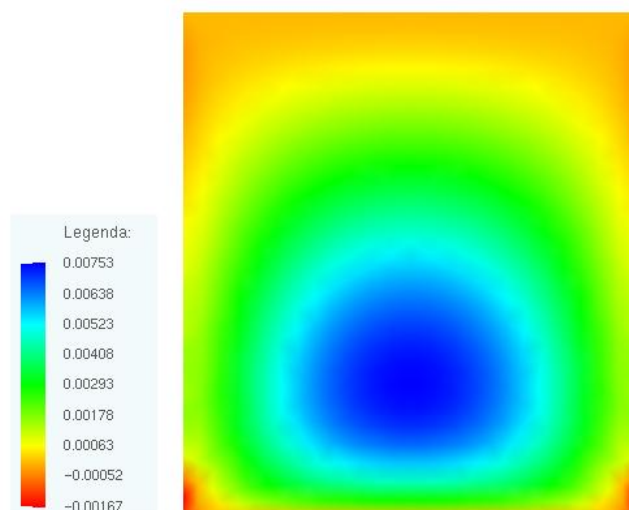


Gráfico 2: Tensões no eixo y na última camada do painel 4A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

O Gráfico 3 apresenta o critério de Mohr-Coulomb com as tensões principais atuantes no painel 4A, e o Gráfico 4 apresenta um detalhe do critério para uma melhor observação.

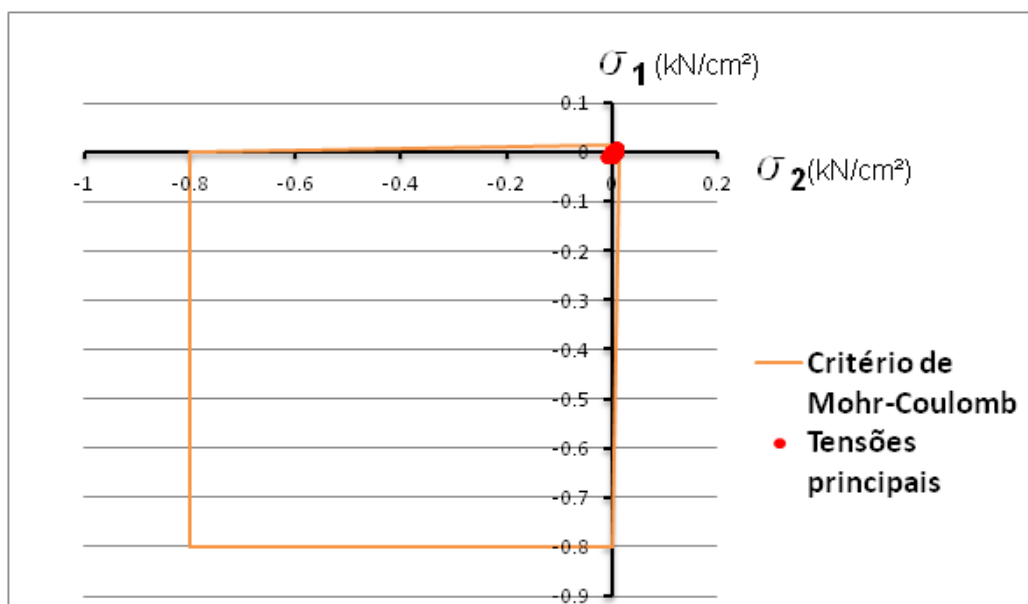


Gráfico 3: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4A.
Fonte: O autor (2011)

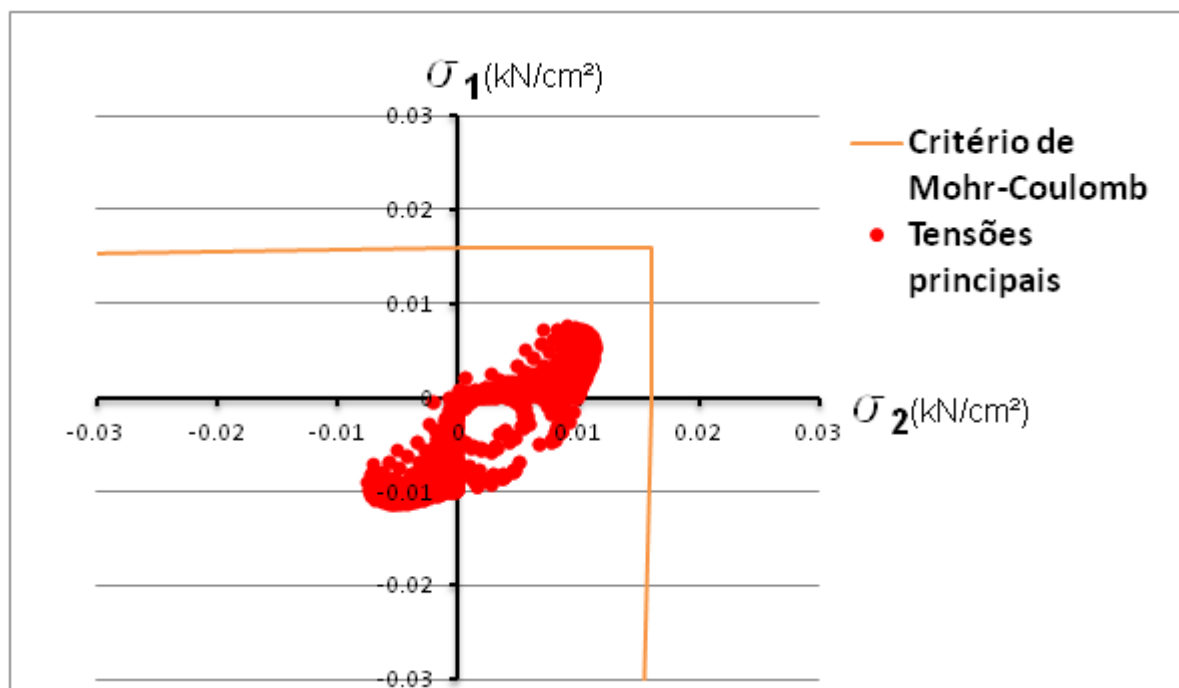


Gráfico 4: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4A.
Fonte: O autor (2011)

Com a análise do critério de Mohr-Coulomb, pôde-se perceber que o painel 4A resiste aos esforços. Contudo, é necessário verificar se a tensão de cisalhamento média não ocasionará a ruptura do painel. O Gráfico 5 apresenta as tensões de cisalhamento no plano xz, e o Gráfico 6 apresenta as tensões de cisalhamento no plano yz.

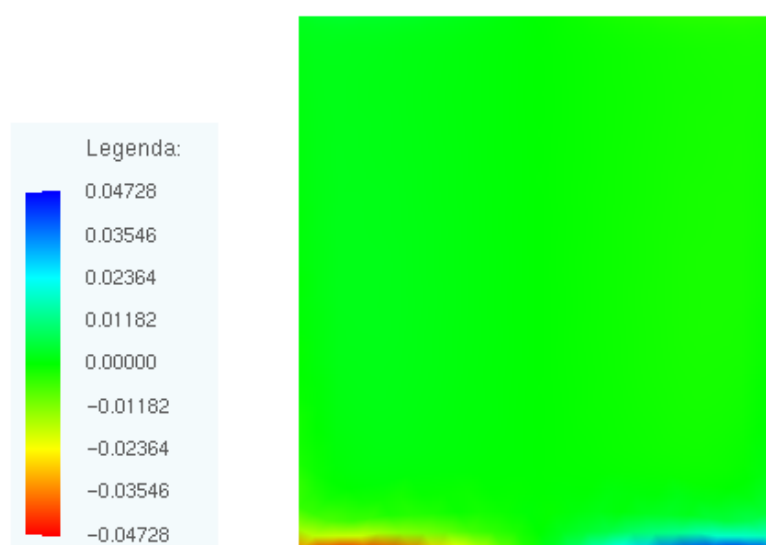


Gráfico 5: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 4A (valores em kN/cm²)
Fonte: O autor (2011)

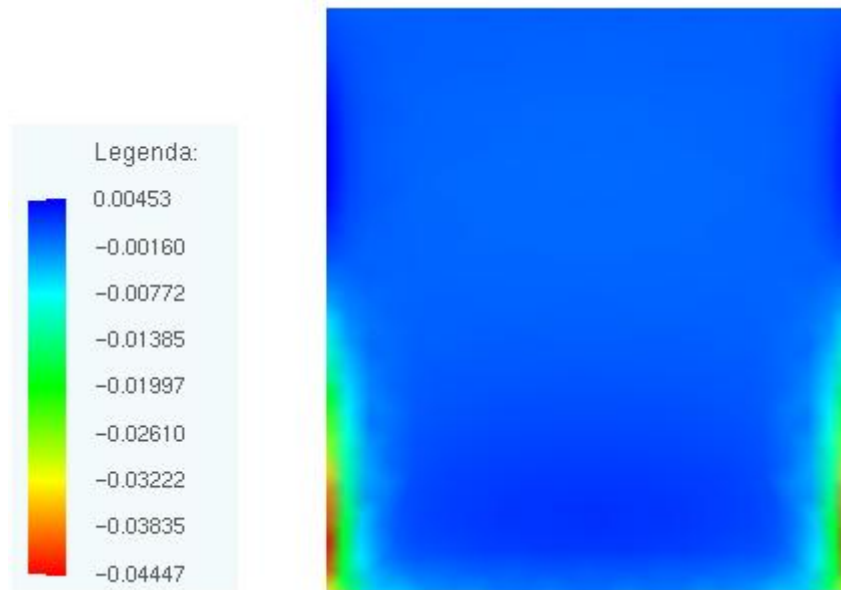


Gráfico 6: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 4A (valores em kN/cm²)
Fonte: O autor (2011)

Para que seja feita a verificação da ruptura ao cisalhamento do painel 4A, encontra-se um valor aproximado para a tensão de cisalhamento média nos planos xz e yz, como segue:

$$\tau_{xz} = \frac{\tau_{xz,modelo} * h * L}{A_{liq}}$$

$$\tau_{xz} = \frac{0,04728 * 11,37 * 30}{146,01}$$

$$\tau_{xz} = 0,110 \frac{kN}{cm^2} > \tau_R = 0,074 \frac{kN}{cm^2} \quad (37)$$

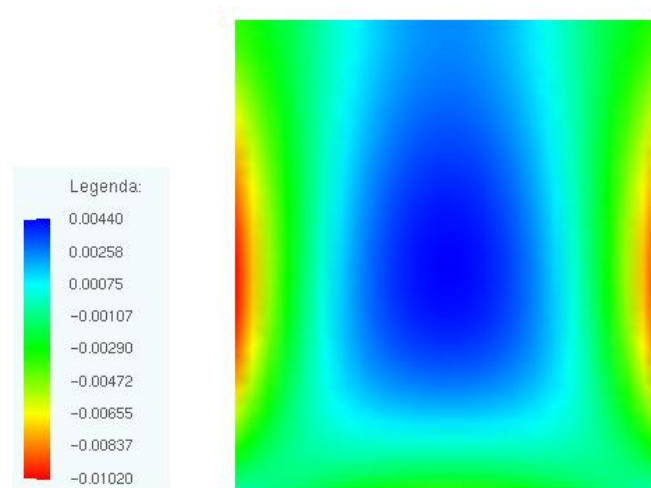
$$\tau_{yz} = \frac{\tau_{yz,modelo} * h * H}{A_{liq,yz}}$$

$$\tau_{yz} = \frac{0,04447 * 11,37 * 20}{146,01}$$

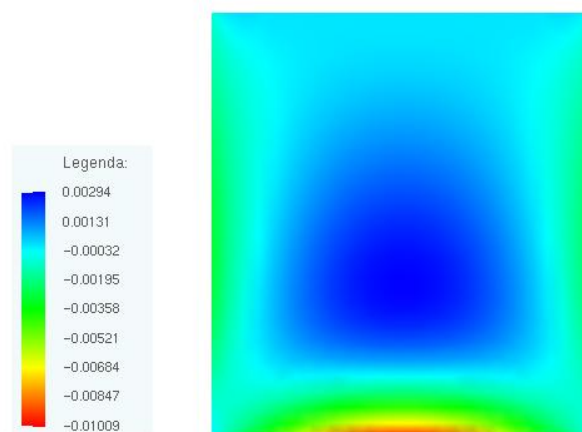
$$\tau_{yz} = 0,069 \frac{kN}{cm^2} < \tau_R = 0,074 \frac{kN}{cm^2} \quad (38)$$

Como observado na equação (39), o painel 4A não está resistindo às tensões de cisalhamento médias no plano xz, ou seja, ele irá romper.

O Gráfico 7 e o Gráfico 8 apresentam a distribuição das tensões no eixo x e y, respectivamente, na última camada do painel 4B.



**Gráfico 7: Tensões no eixo x na última camada do painel 4B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)**



**Gráfico 8: Tensões no eixo y na última camada do painel 4B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)**

O Gráfico 9 apresenta o critério de Mohr-Coulomb para o painel 4B, e o Gráfico 10 apresenta um detalhe do critério para melhor observação.

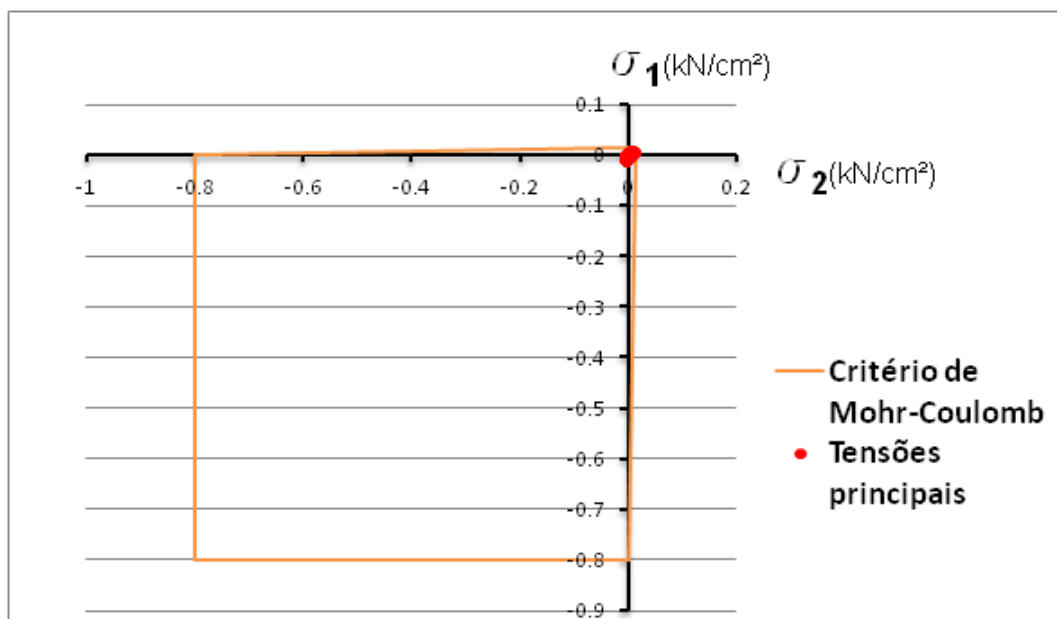


Gráfico 9: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4B
Fonte: O autor (2011)

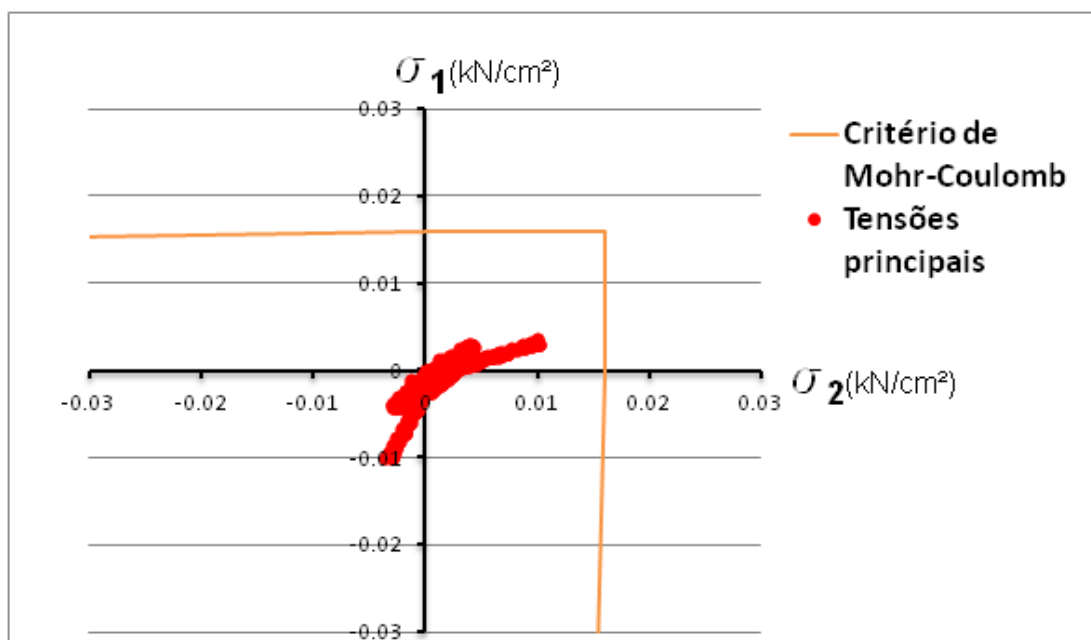


Gráfico 10: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 4B
Fonte: O autor (2011)

Com a análise do critério de Mohr-Coulomb, percebe-se que o painel 4B resiste aos esforços.

O Gráfico 11 apresenta as tensões de cisalhamento no plano xz, e o Gráfico 12 apresenta as tensões de cisalhamento no plano yz.

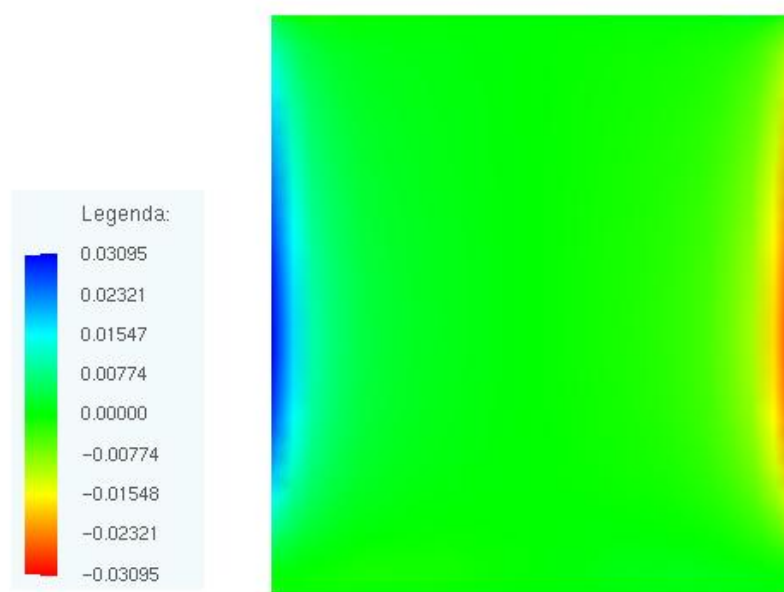


Gráfico 11: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 4B (valores em kN/cm²)
Fonte: O autor (2011)

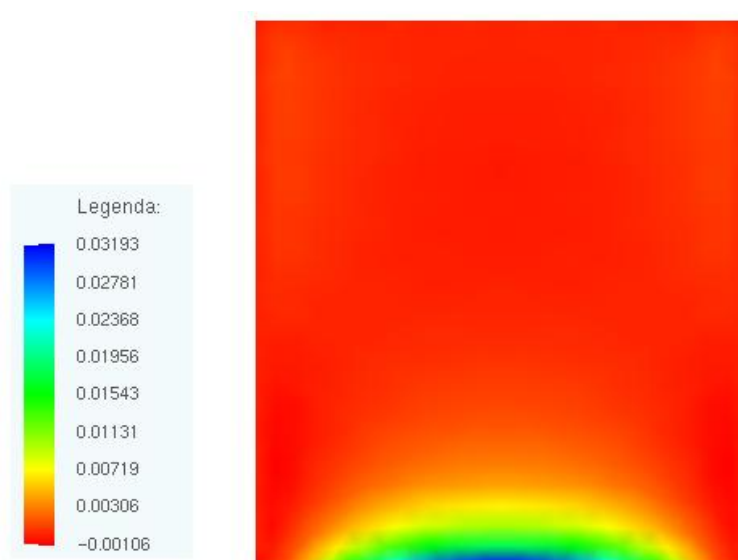


Gráfico 12: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 4B (valores em kN/cm²)
Fonte: O autor (2011)

De modo análogo ao feito para o painel 4A, calculou-se as tensões de cisalhamento médias nos planos xz e yz, com resultados abaixo:

$$\tau_{xz} = 0,072 \frac{kN}{cm^2} < \tau_R \quad (42)$$

$$\tau_{yz} = 0,050 \frac{kN}{cm^2} < \tau_R \quad (43)$$

Assim, percebeu-se que o painel 4B irá resistir aos carregamentos analisando tanto o critério de Mohr-Coulomb quanto o das tensões de cisalhamento médias.

Para os outros modelos de painéis, foi constatado que haveria a ruptura. Logo, o maior painel obtido que resiste aos carregamentos é do tipo 4B.

Os gráficos de tensões e critério de Mohr-Coulomb referentes aos outros painéis encontram-se no Apêndice A.

10 CONCLUSÃO

Feitas as análises, percebeu-se que os painéis que possuíam suas laterais e bases engastadas eram mais resistentes aos carregamentos do que os painéis que possuíam suas laterais e base simplesmente apoiadas. Buscando essa maior eficiência, na execução de um muro de arrimo com blocos de alvenaria estrutural é viável a tentativa de realizar ligações que se comportam como engastes.

Nos muros de alvenaria comum, são feitas vigas-cinta para aumento da resistência do conjunto, e, como pode ser observado em campo, esse método é eficiente. Talvez um reforço do muro de alvenaria estrutural com vigas-cintas colocadas estrategicamente seja uma boa opção. Isso tornaria a face superior, que nos modelos foi considerada como livre, numa face engastada ou com apoio simples.

Quando se observa o comportamento do critério de Mohr-Coulomb no gráfico, percebe-se que há um “desperdício” da resistência à compressão do conjunto. Enquanto os painéis rompem por tensões de tração, as tensões de compressão solicitantes são ínfimas se comparadas com a tensão resistente à compressão. Isso se dá pela baixa resistência à tração na interface bloco/argamassa, a qual pode ser considerada como o ponto mais frágil da estrutura.

Como sugestão para futuros trabalhos, pode-se considerar a utilização do efeito proporcionado por armaduras distribuídas ao longo dos vazios dos blocos do painel, aumentando assim sua resistência à tração. Desse modo, haveria um melhor aproveitamento da resistência à compressão do conjunto. Também sugere-se a consideração da contribuição do efeito de “travamento” entre os blocos, o que pode ser feito com a introdução de Elementos Finitos de Interface, como pode ser observado no trabalho de Mata (2009), onde tal consideração foi levada em conta para solicitações tangenciais (ver Figura 16).

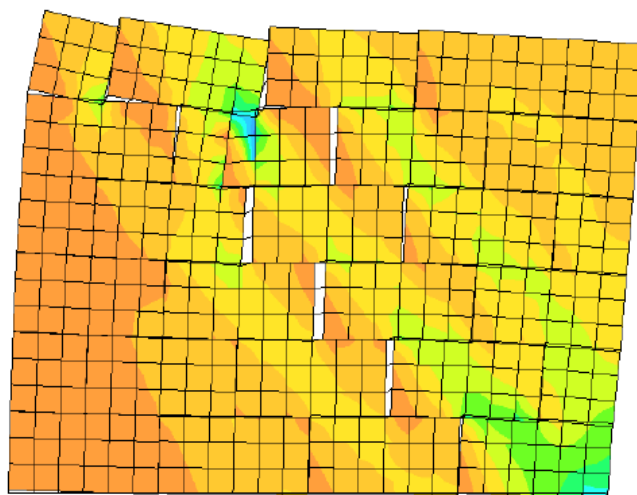


Figura 16: Muro analisado com elementos de interface
Fonte: Mata (2009)

REFERÊNCIAS

ARAUJO, Anderson Fonseca. **Metodologia para avaliação da resistência de aderência ao cisalhamento de prismas para alvenaria estrutural**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 2002. 148 p. Dissertação (mestrado) – Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte – MG, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-2**: Componentes cerâmicos – Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1995.

AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos elementos finitos**. 1. ed. Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

BEER, Ferdinand Pierre; JOHNSTON, E Russel. **Resistência dos materiais**. 3. ed. São Paulo: Pearson Makron Books, 1995.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5628-1**: Code of practice for the use of masonry – Part 1: Structural use of reinforced masonry. London, 2005.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. v.2.

CAVALCANTE, Erinaldo Hilário. **Empuxos de terra e estabilidade de muros**: Capítulo 1 – Métodos de cálculo. Aracaju: UFS, 2006. 34 f. Notas de aula.

CERÂMICA CONSTRULAR. **Relatório de ensaio interno**. Código: LAB-RQ 027. Pouso Redondo – SC. 2011.

CODA, H. B.; PACCOLLA, R. R. An alternative positional FEM formulation for geometrically non-linear analysis of shells: curved triangular isoparametric elements. **Computational Mechanics**, v. 40, p. 185-200, 2007.

CODA, H. B. PACCOLLA, R. R. Unconstrained Finite Element for Geometrical Nonlinear Dynamics of Shells. **Mathematical problems in engineering**. ISSN 1024-123X, 2009.

CRAIG, Robert F. **Mecânica dos solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

DOMINGUES, Paulo César. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. São Carlos: EESC, 1997. 109 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 1997.

GARCIA, Patricia Domingues. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos**. São Carlos: EESC, 2000. 173 p. Dissertação (mestrado) – Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2000.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estruturas de contenção: Empuxos de terra**. Rio de Janeiro: UERJ, 2010a. 63 f. Notas de aula.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estruturas de contenção: Muros de arrimo**. Rio de Janeiro: UERJ, 2010b. 48 f. Notas de aula.

GUERRIN, André. **Tratado de concreto armado**. São Paulo: Hemus, 1998. v.6.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

HIBBELER, Russel Charles. **Resistência dos materiais**. 5. ed. São Paulo: Prentice Hall, 2004.

LOBO, Ademar da Silva; FERREIRA, Cláudio Vidrih; RENOFIO, Adilson. Muros de arrimo em solos colapsíveis provenientes do arenito Bauru: problemas executivos e influência em edificações vizinhas em áreas urbanas. **Acta Scientiarum Technology**, Maringá, v. 25, no. 2, p. 169-177, 2003.

MATA, Rodrigo Carvalho da. **Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EESC, 2011. 184 f. Tese (Doutorado) – Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2011.

PACCOLA, R. R.; CODA, H. B. **Desenvolvimento e disponibilização de softwares acadêmicos de análise estrutural baseados no MEF, MEC e combinação de ambos**. Relatório científico FAPESP, USP, São Carlos, São Paulo. 2005.

RANZINI, Stelvio M. T.; NEGRO JR., Arsênio. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

RIBEIRO, Fernando L. B. **Introdução ao método dos elementos finitos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 2004. 93 f. Notas de aula.

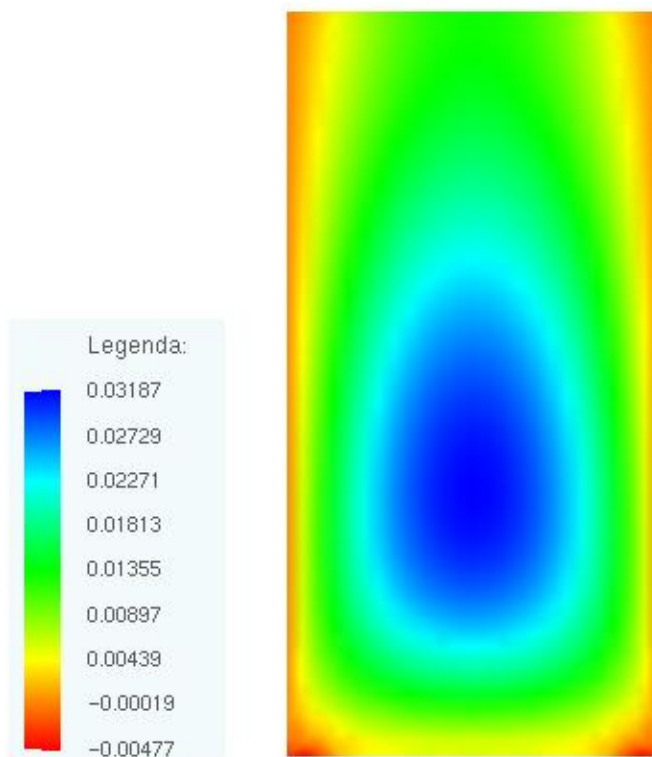
ROQUE, Carla Maria da Cunha. **Métodos sem malha para a análise de placas e cascas compósitas**. Porto: Faculdade de Engenharia, 2007. 401 f. Tese (Doutorado) – Engenharia Mecânica, Universidade do Porto, Porto – Portugal, 2007.

SANCHES, Rodolfo André Kuche. **Sobre o acoplamento fluido-casca utilizando o método dos elementos finitos**. São Carlos: EESC, 2011. 228 f. Tese (Doutorado) – Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2011.

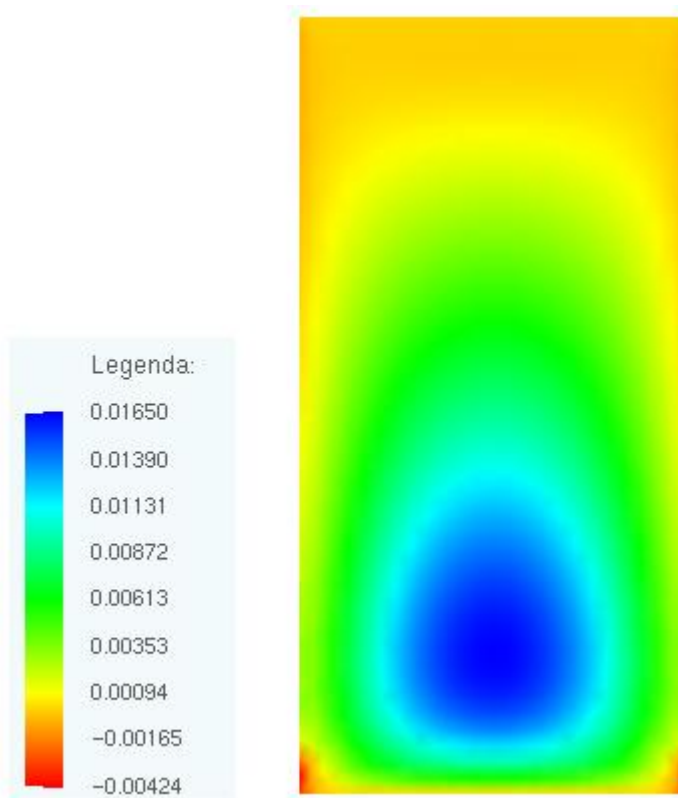
TABALIPA, Ney Lyzandro. **Estudo da estabilidade de vertentes da bacia do Rio Ligeiro, Pato Branco, Paraná**. Curitiba: UFPR, 2008. 243 p. Tese (Doutorado) – Geologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR, 2008.

APÊNDICE A

Gráficos das tensões nos painéis 1A, 1B, 2A, 2B, 3A e 3B



**Gráfico 13: Tensões no eixo x na última camada do painel 1A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)**



**Gráfico 14: Tensões no eixo y na última camada do painel 1A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)**

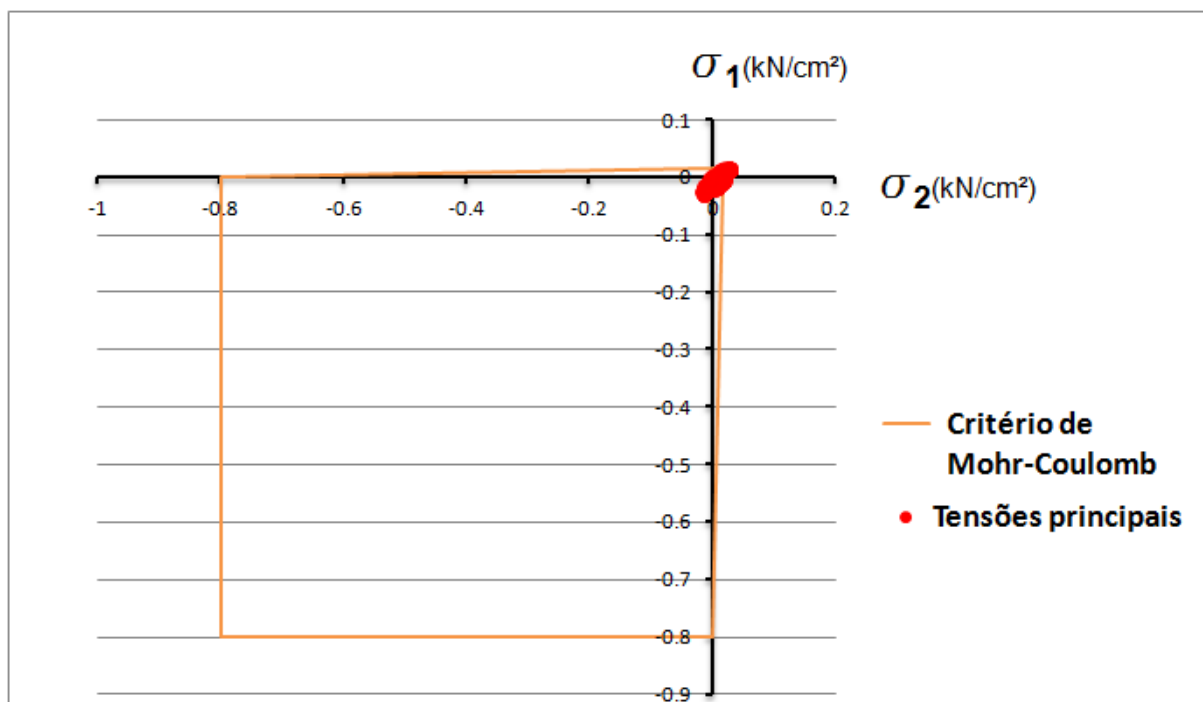


Gráfico 15: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1A.
Fonte: O autor (2011)

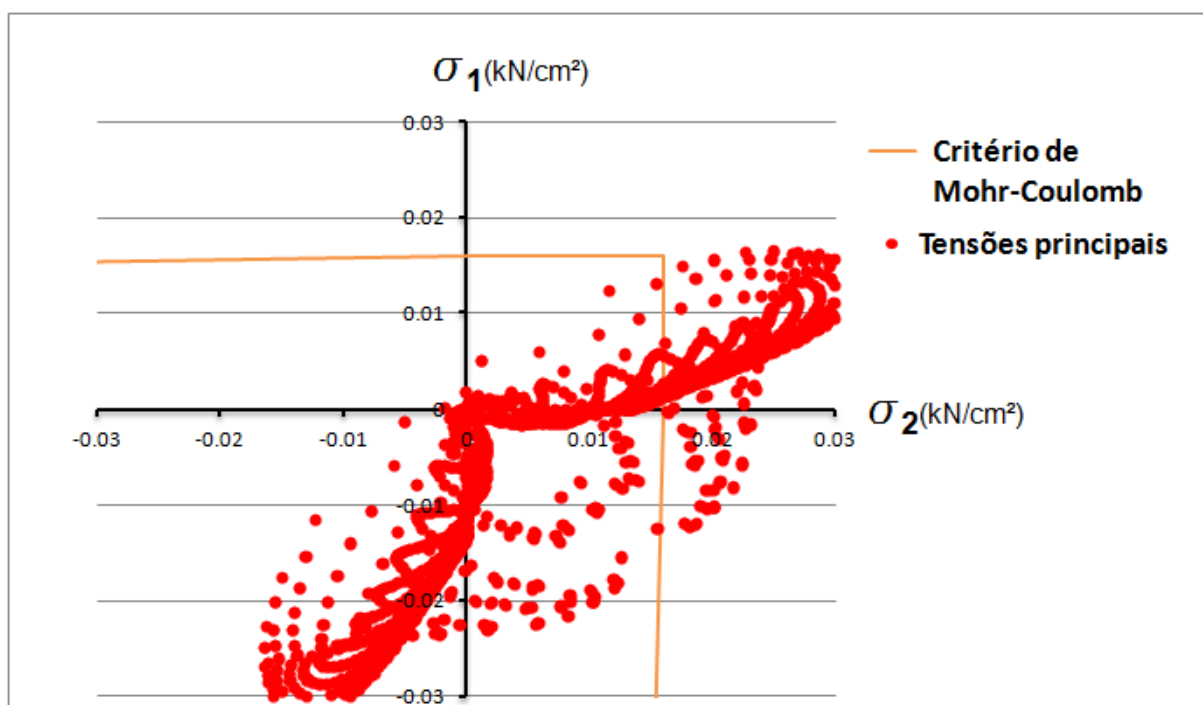


Gráfico 16: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1A.
Fonte: O autor (2011)

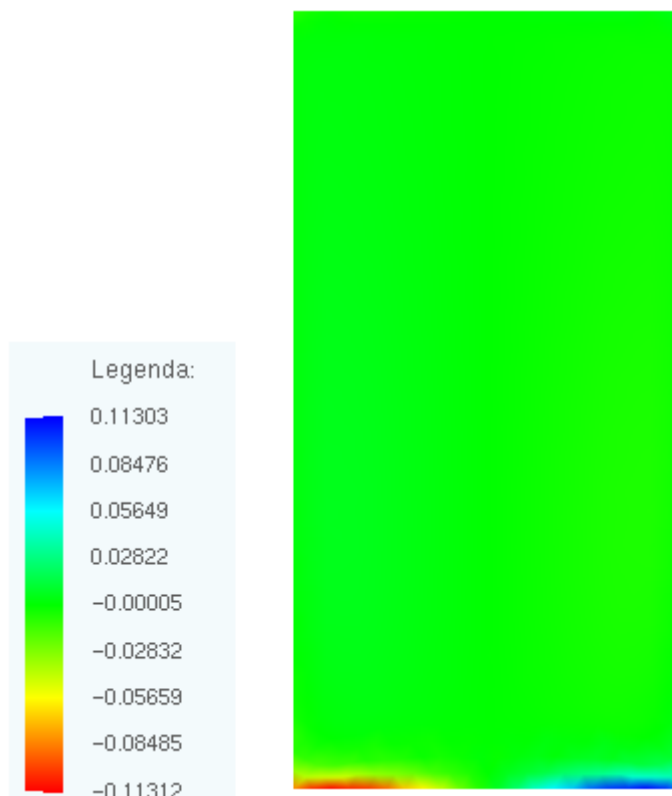


Gráfico 17: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 1A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

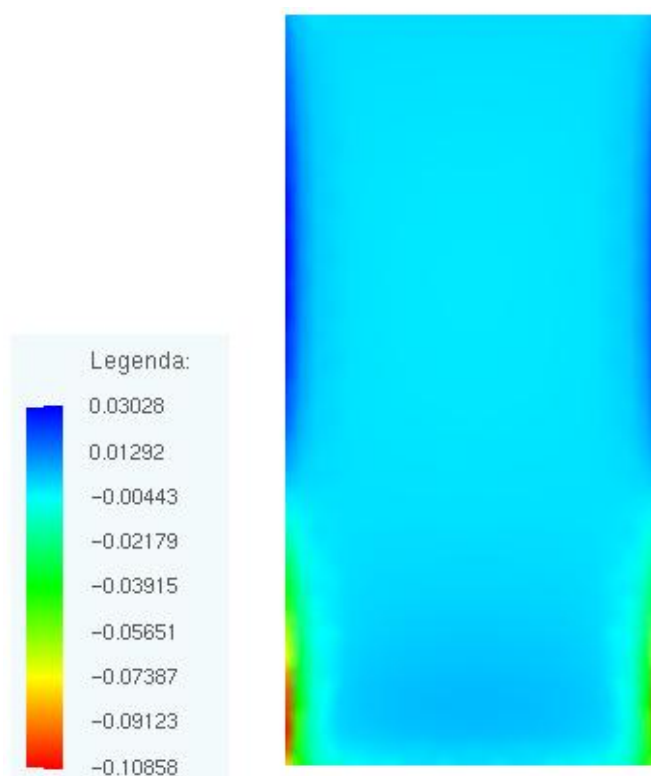
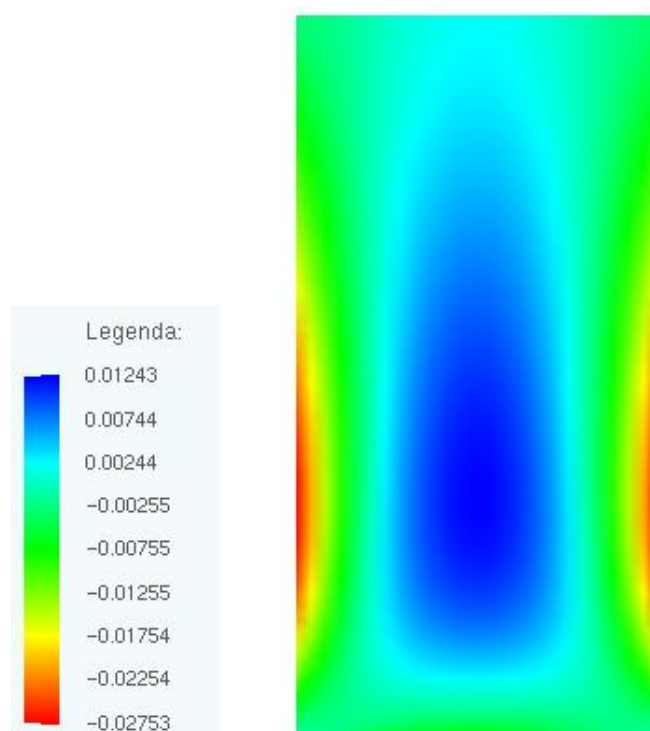
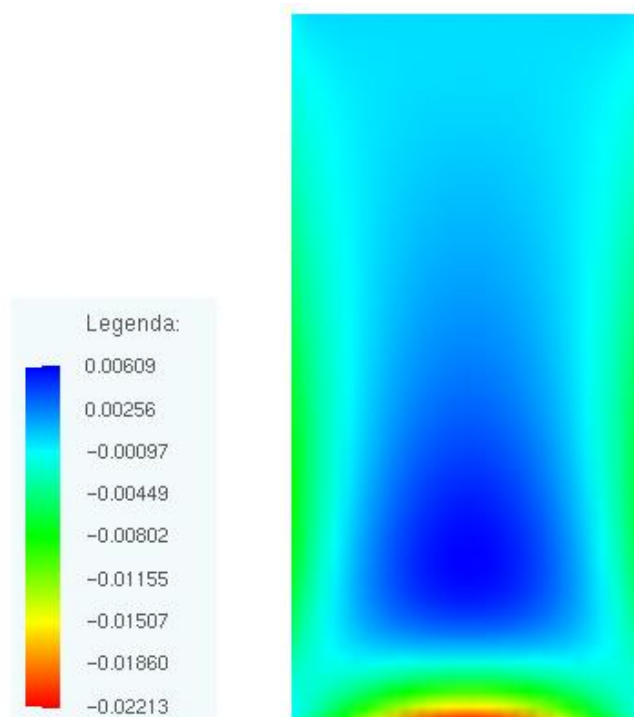


Gráfico 18: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 1A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)



**Gráfico 19: Tensões no eixo x na última camada do painel 1B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)**



**Gráfico 20: Tensões no eixo y na última camada do painel 1B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)**

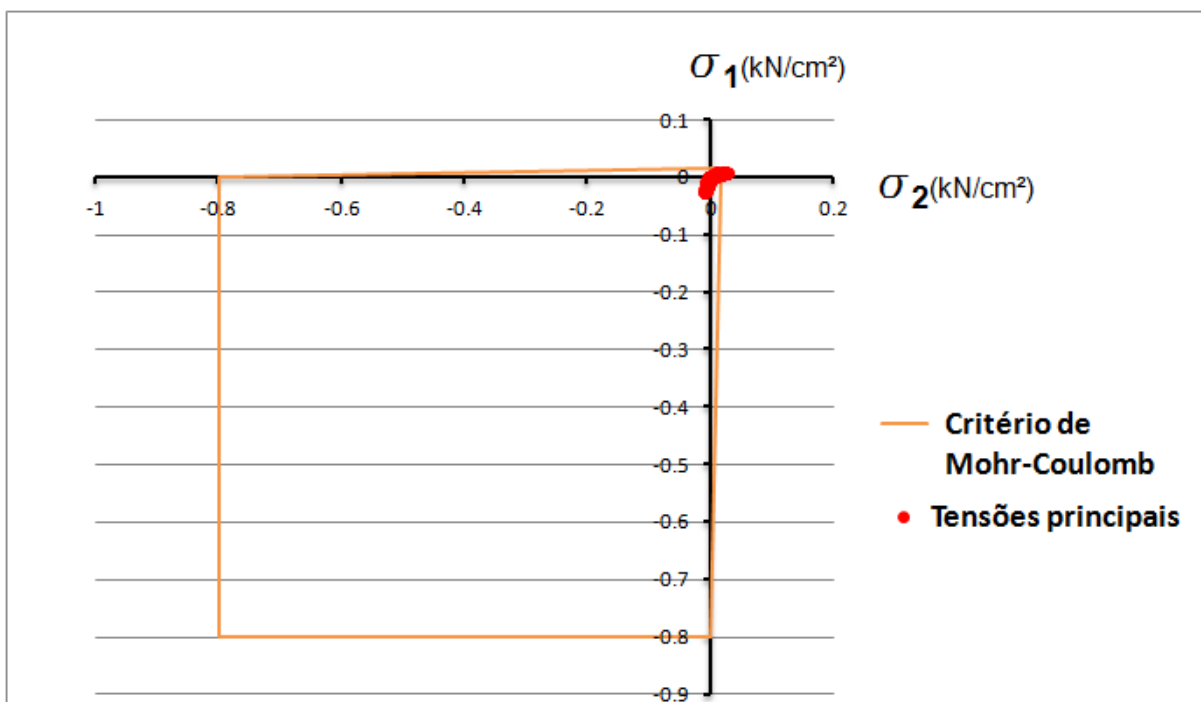


Gráfico 21: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1B.
Fonte: O autor (2011)

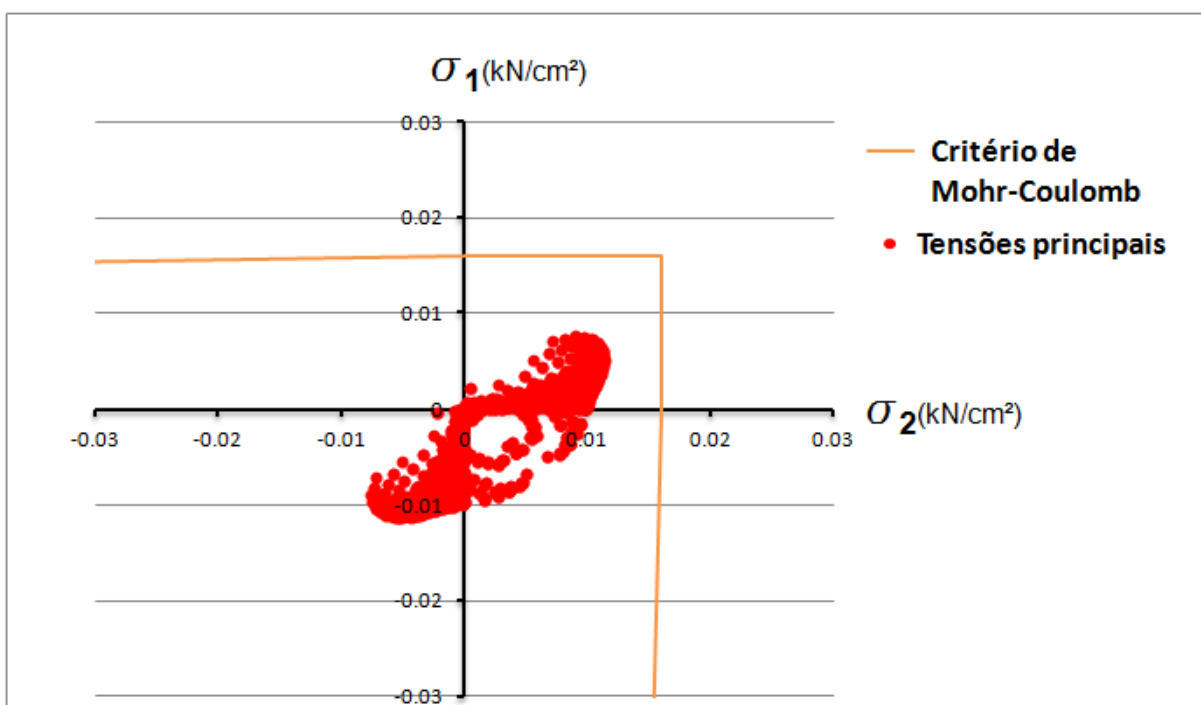


Gráfico 22: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 1B.
Fonte: O autor (2011)

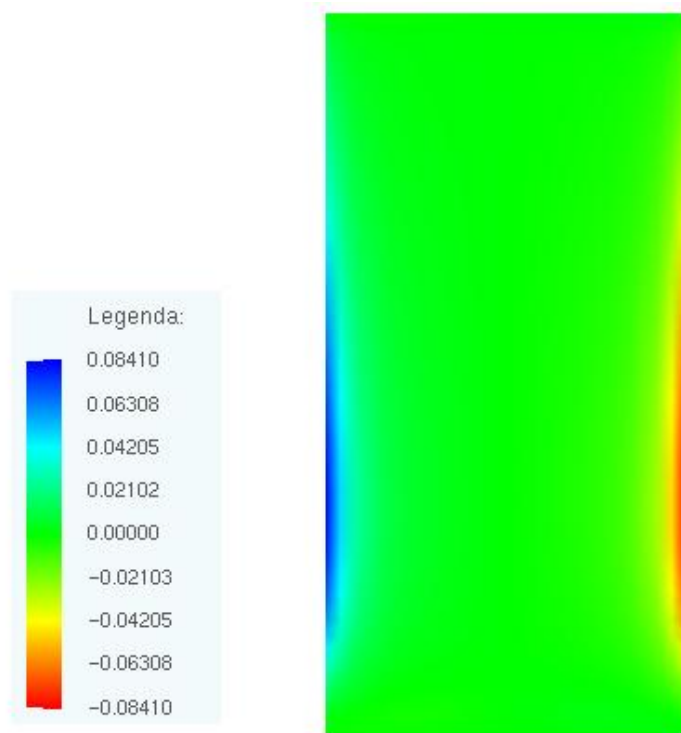


Gráfico 23: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 1B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

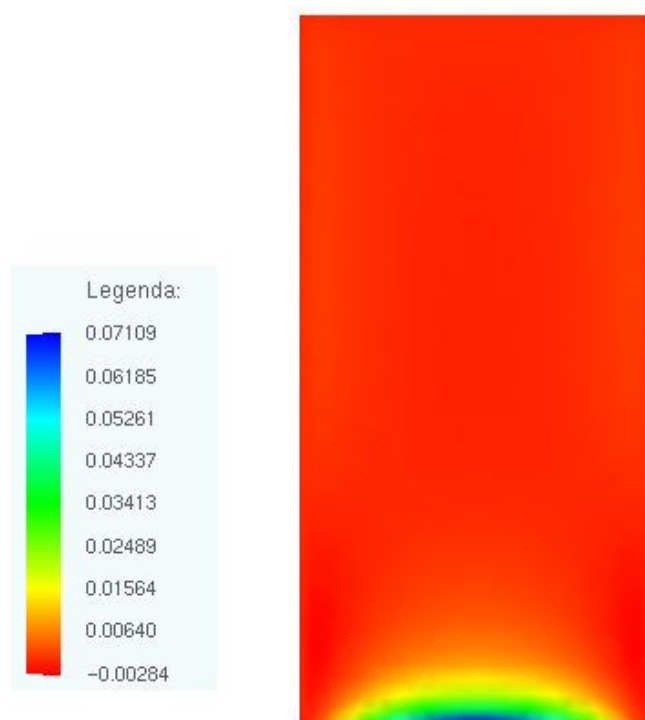


Gráfico 24: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 1B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

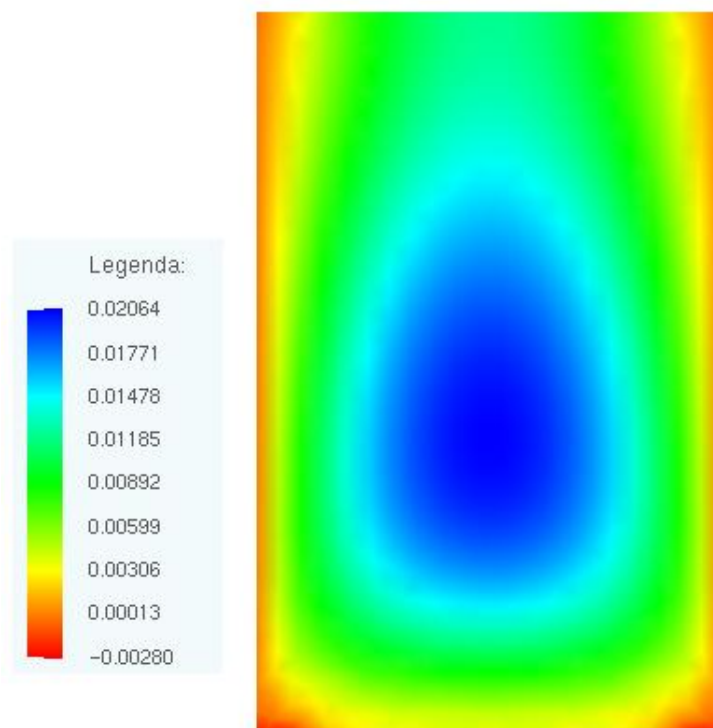


Gráfico 25: Tensões no eixo x na última camada do painel 2A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

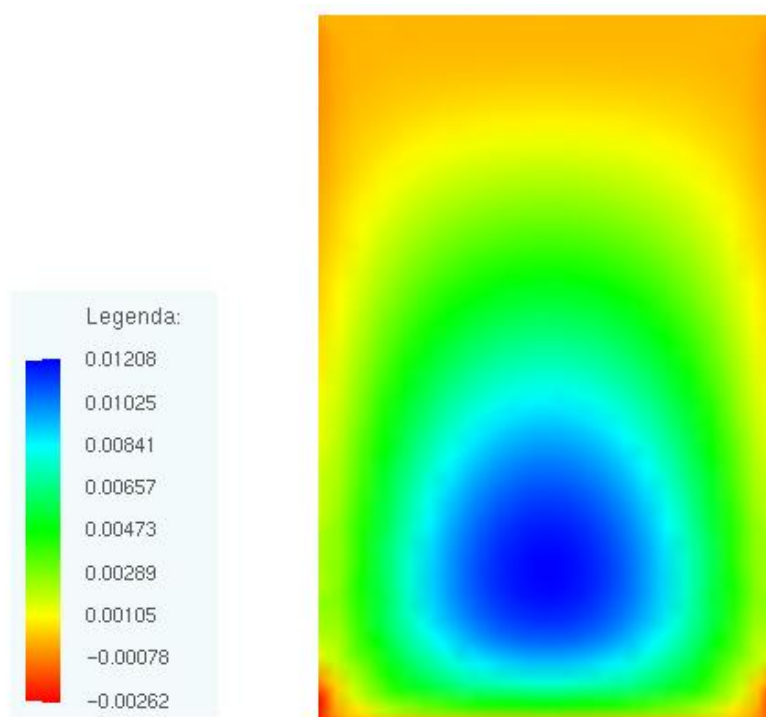


Gráfico 26: Tensões no eixo y na última camada do painel 2A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

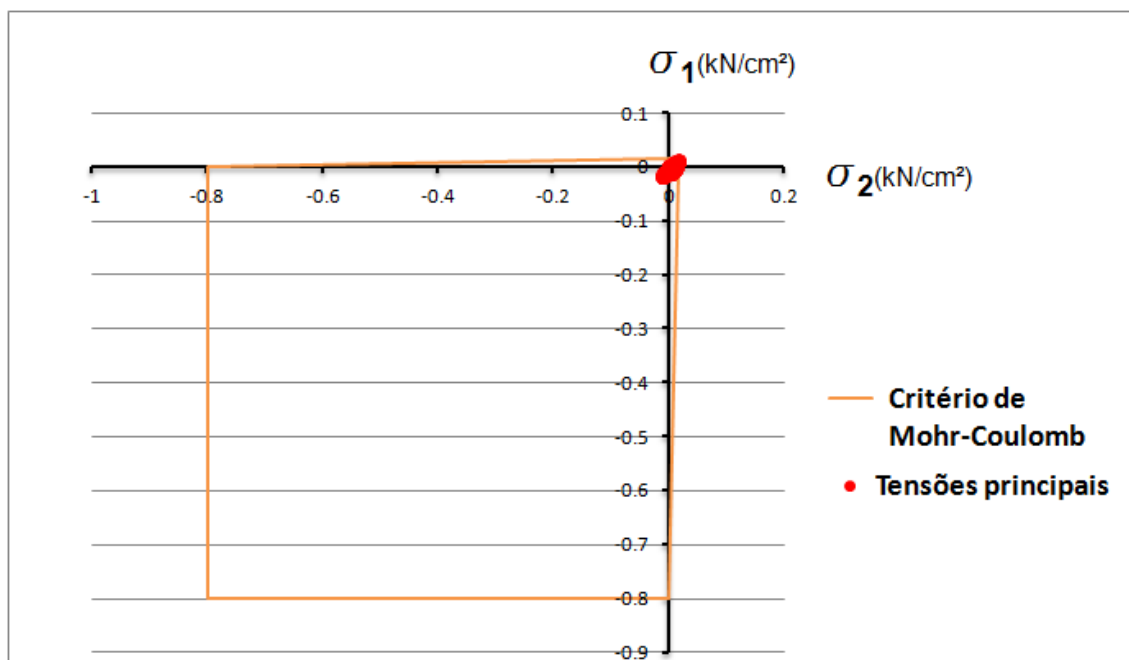


Gráfico 27: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2A.
Fonte: O autor (2011)

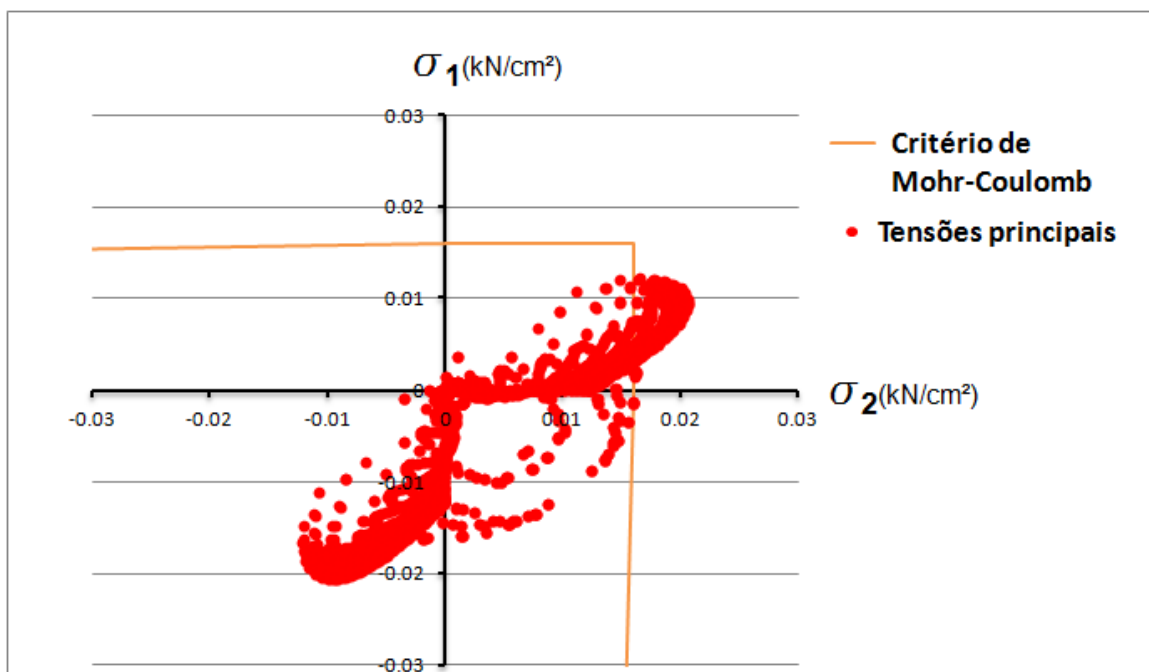


Gráfico 28: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2A.
Fonte: O autor (2011)

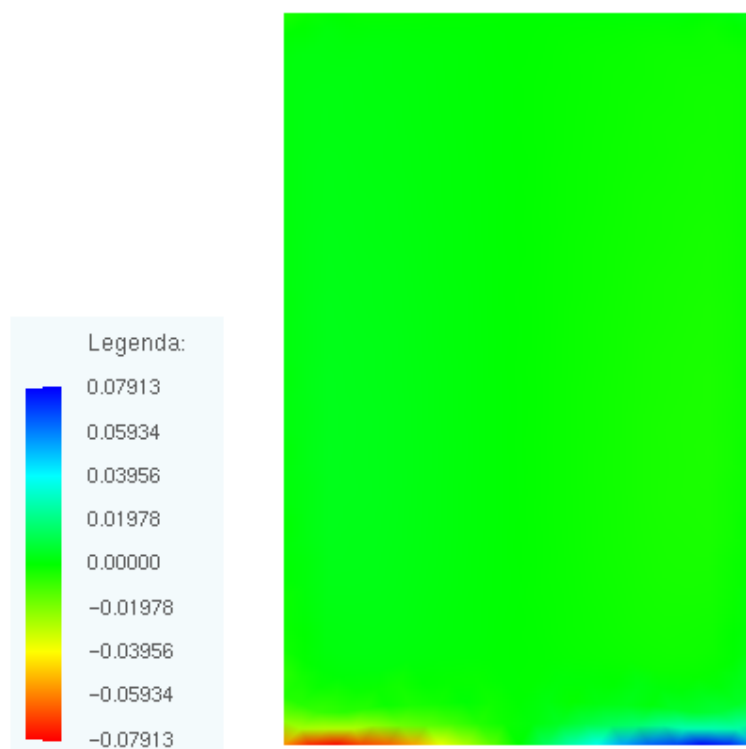


Gráfico 29: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 2A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

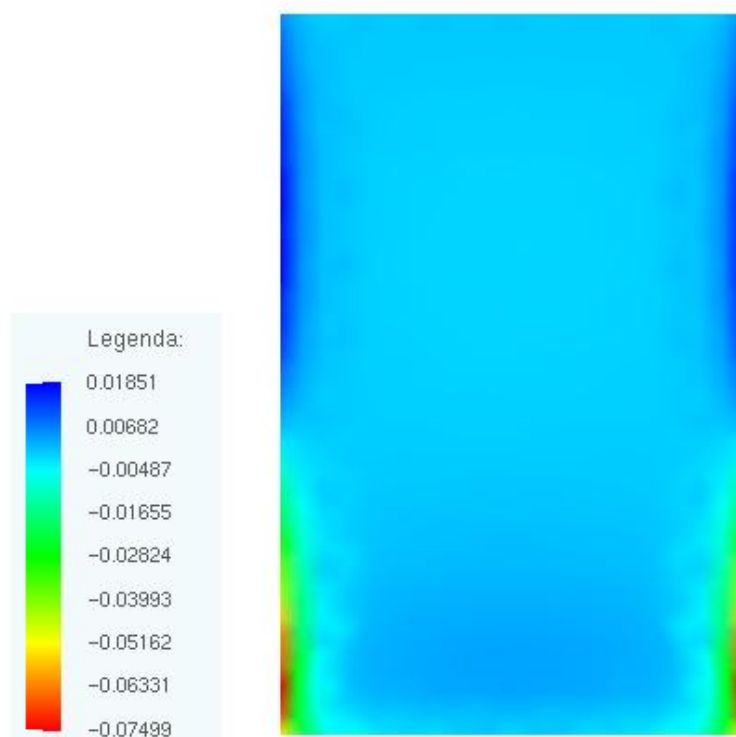


Gráfico 30: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 2A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

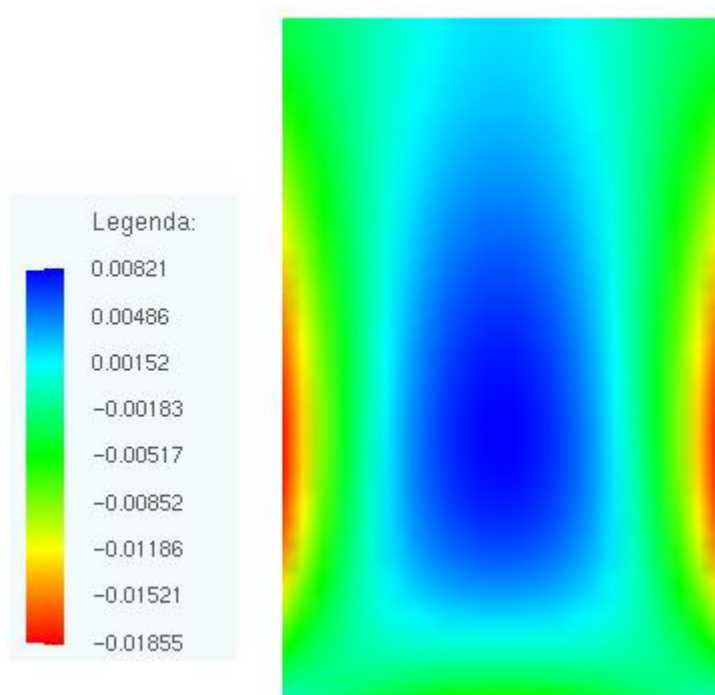


Gráfico 31: Tensões no eixo x na última camada do painel 2B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

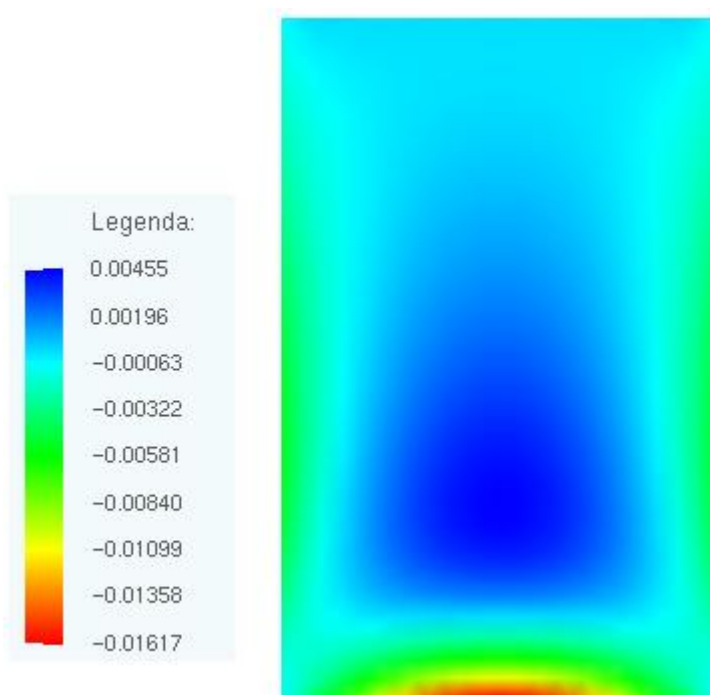


Gráfico 32: Tensões no eixo y na última camada do painel 2B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

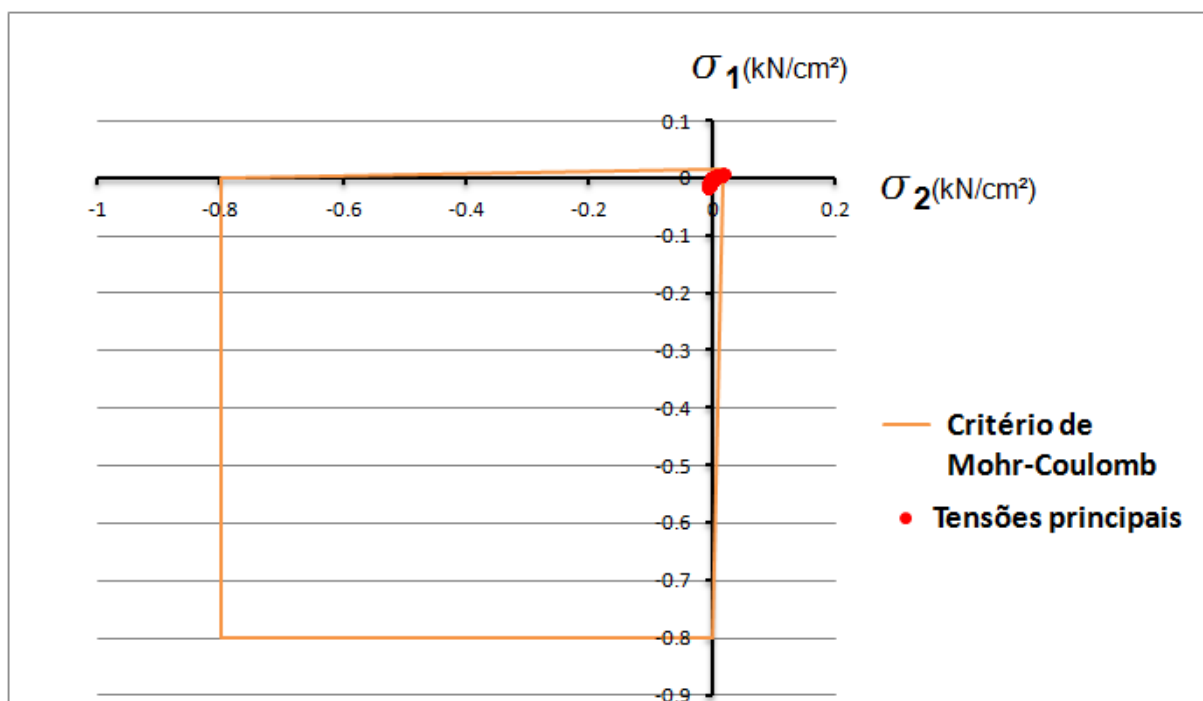


Gráfico 33: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2B.
Fonte: O autor (2011)

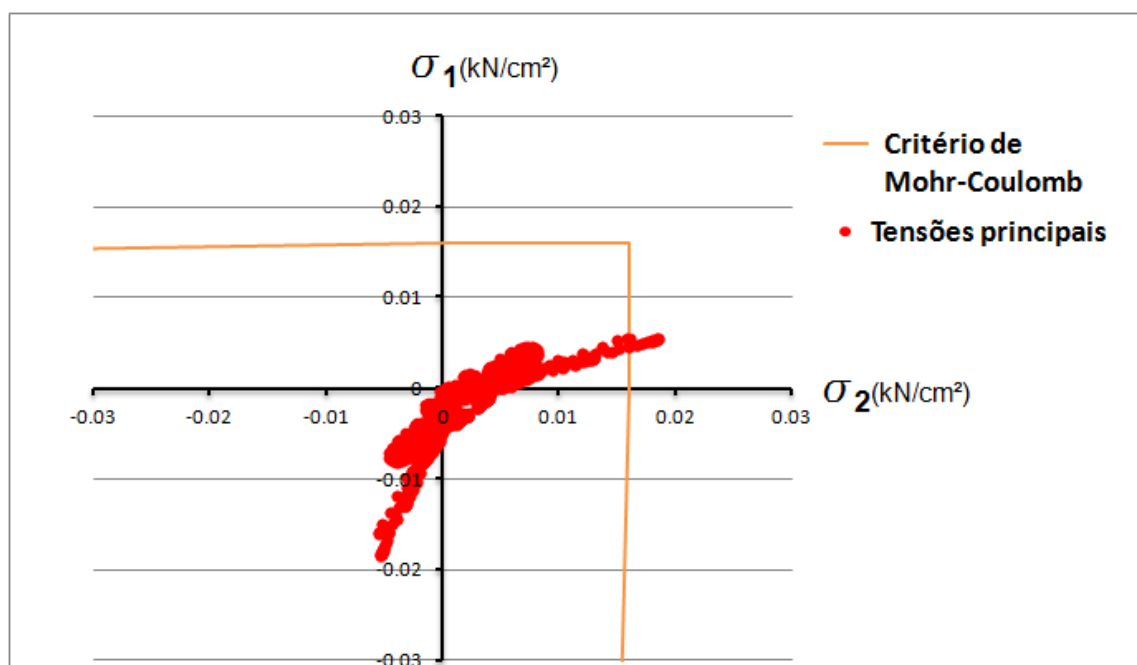


Gráfico 34: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 2B.
Fonte: O autor (2011)

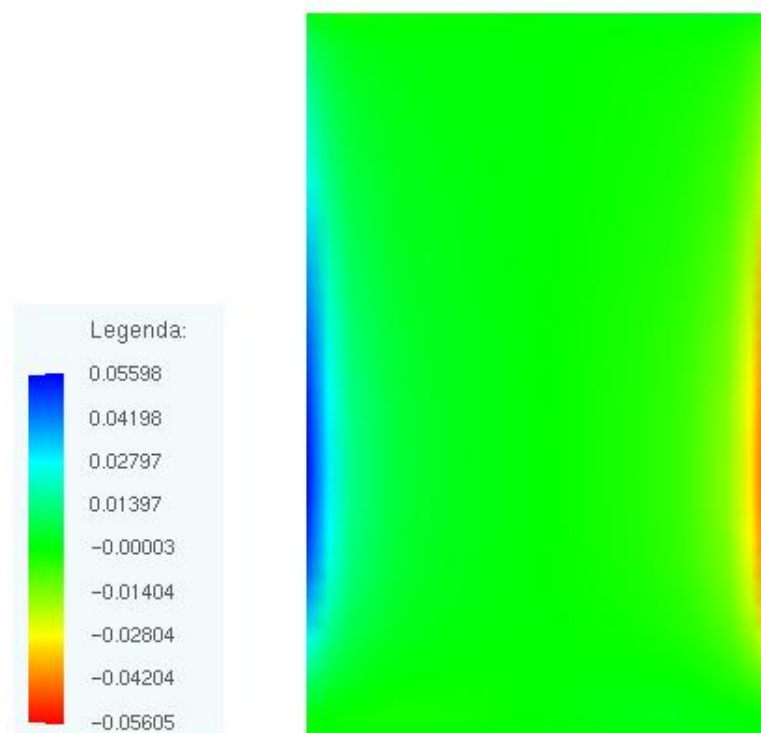


Gráfico 35: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 2B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

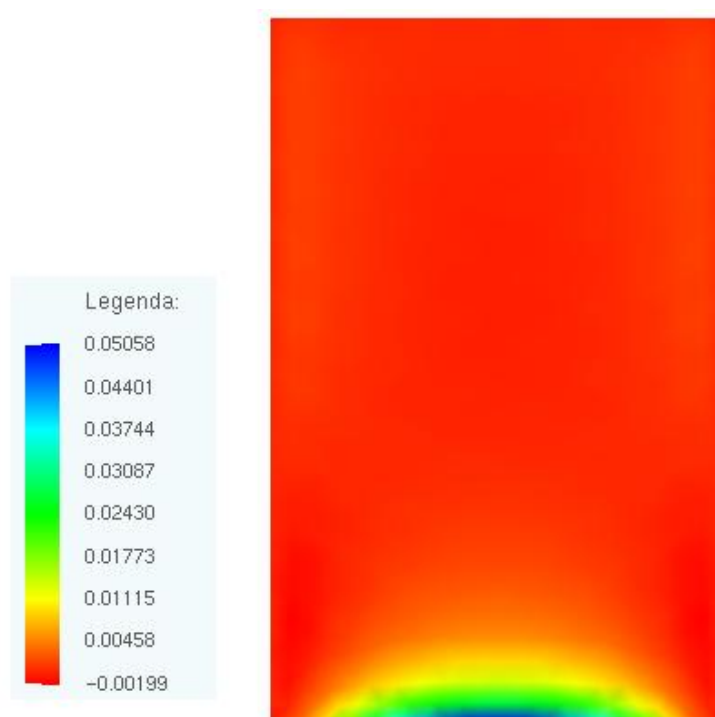


Gráfico 36: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 2B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

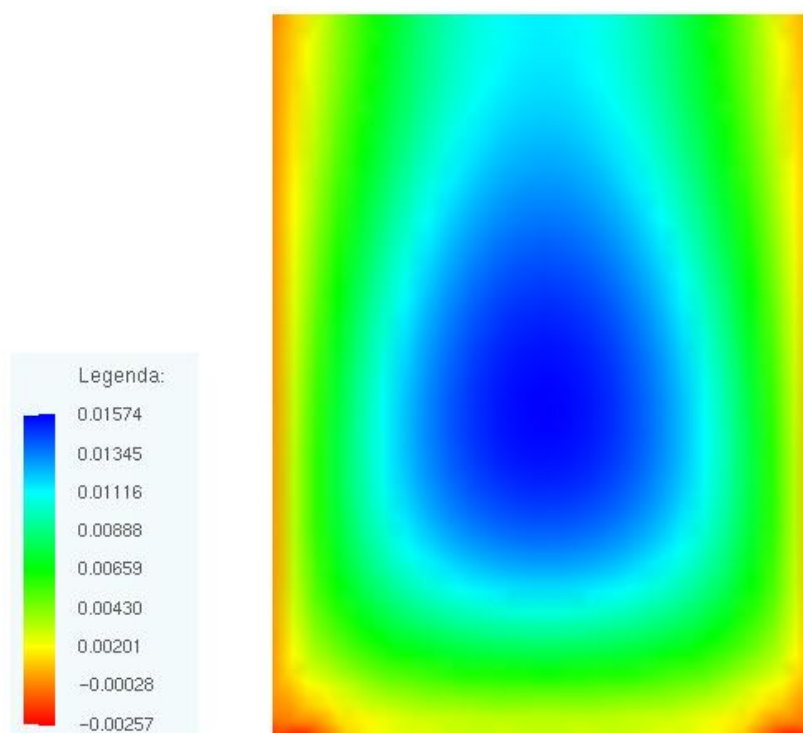


Gráfico 37: Tensões no eixo x na última camada do painel 3A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

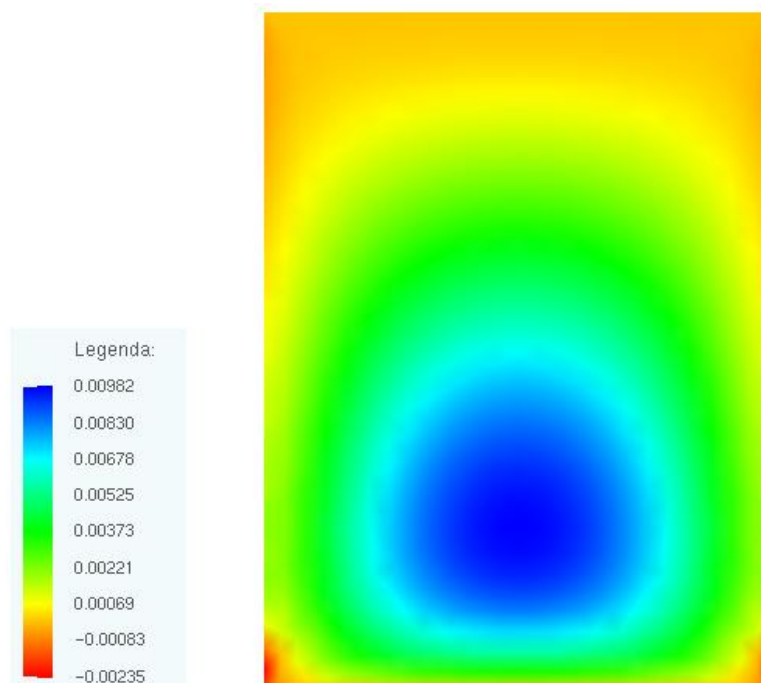


Gráfico 38: Tensões no eixo y na última camada do painel 3A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

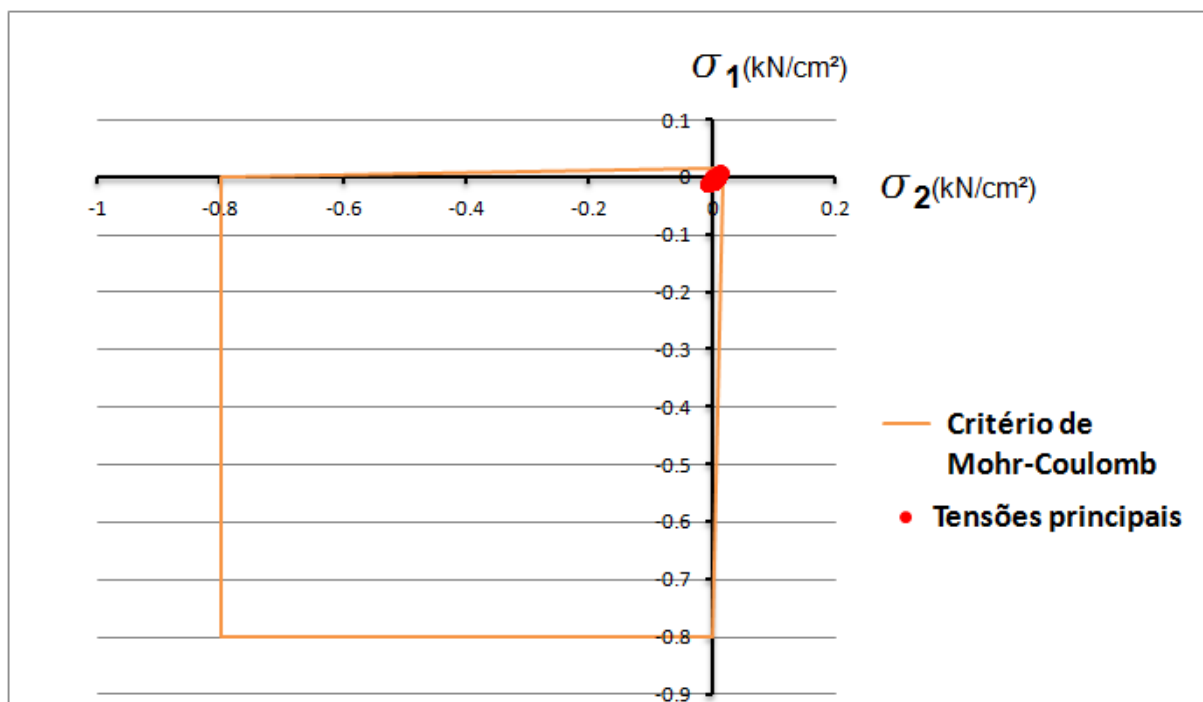


Gráfico 39: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3A.
Fonte: O autor (2011)

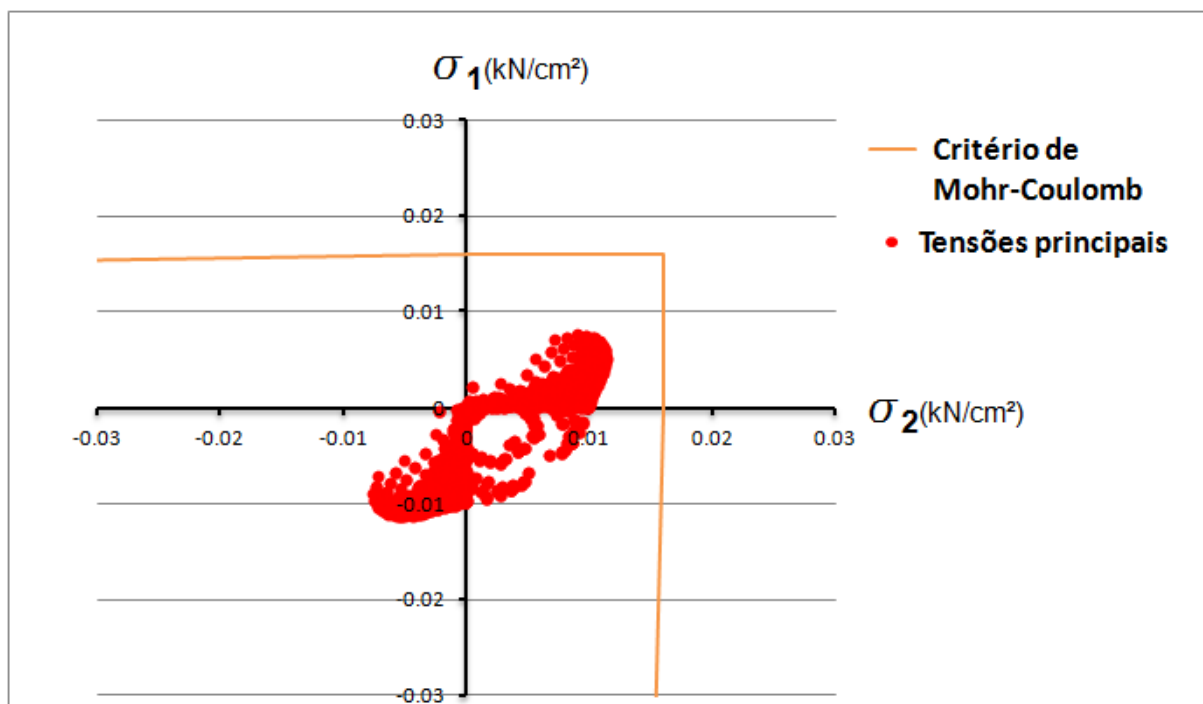


Gráfico 40: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3A.
Fonte: O autor (2011)

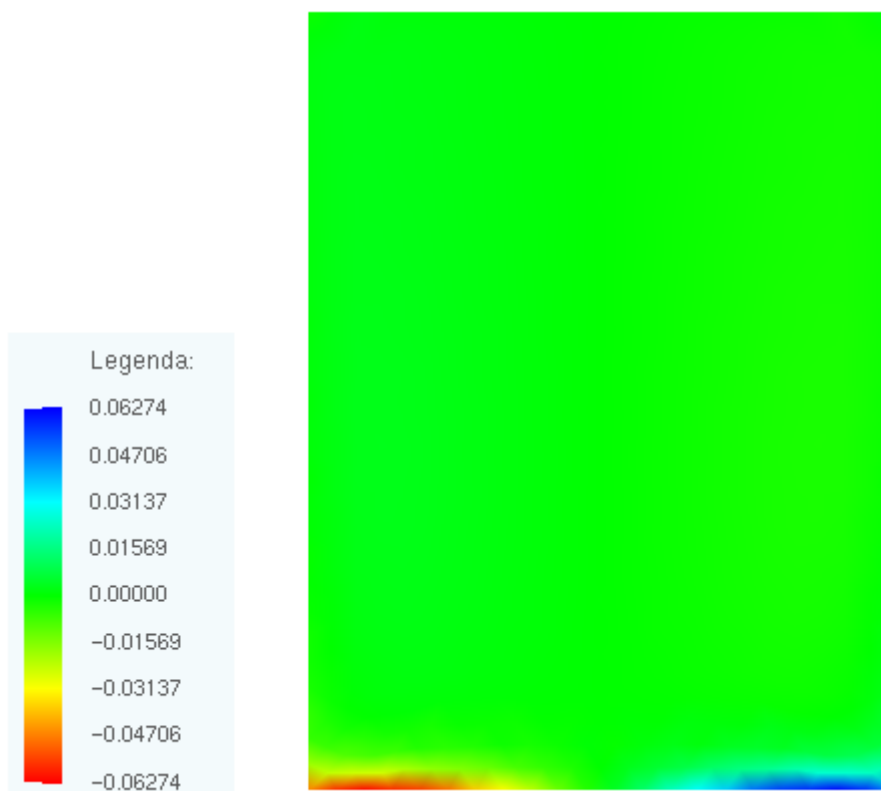


Gráfico 41: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 3A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

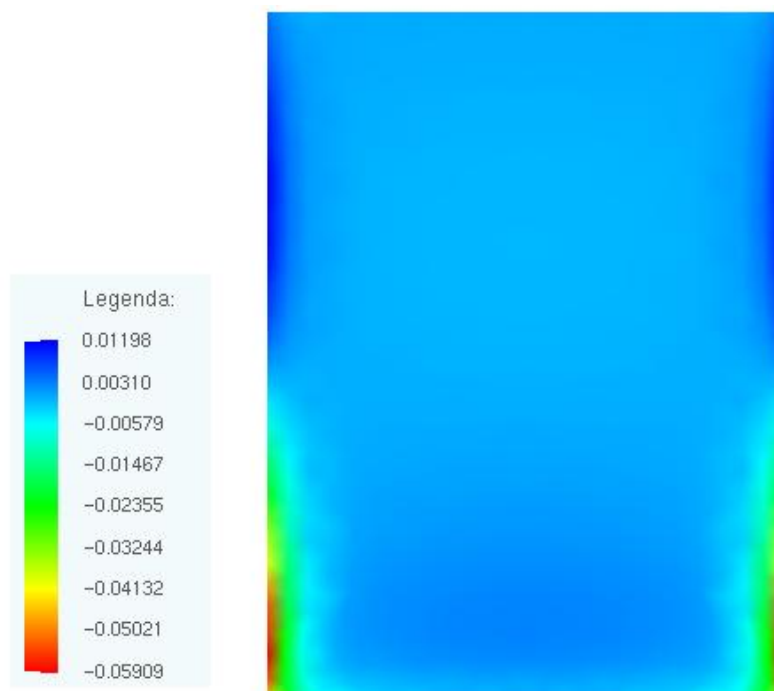


Gráfico 42: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 3A (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

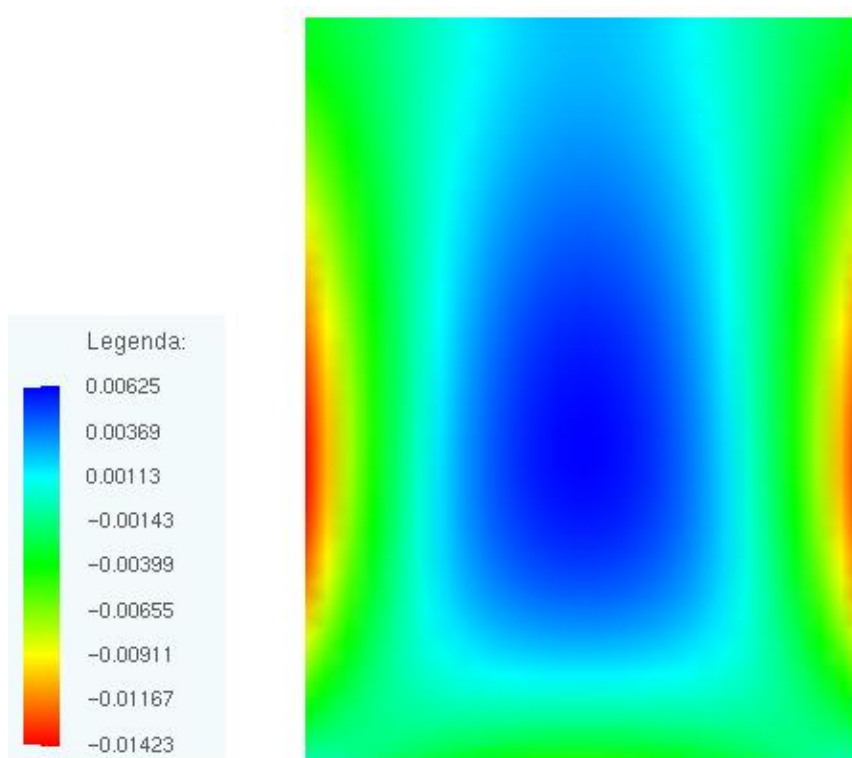


Gráfico 43: Tensões no eixo x na última camada do painel 3B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

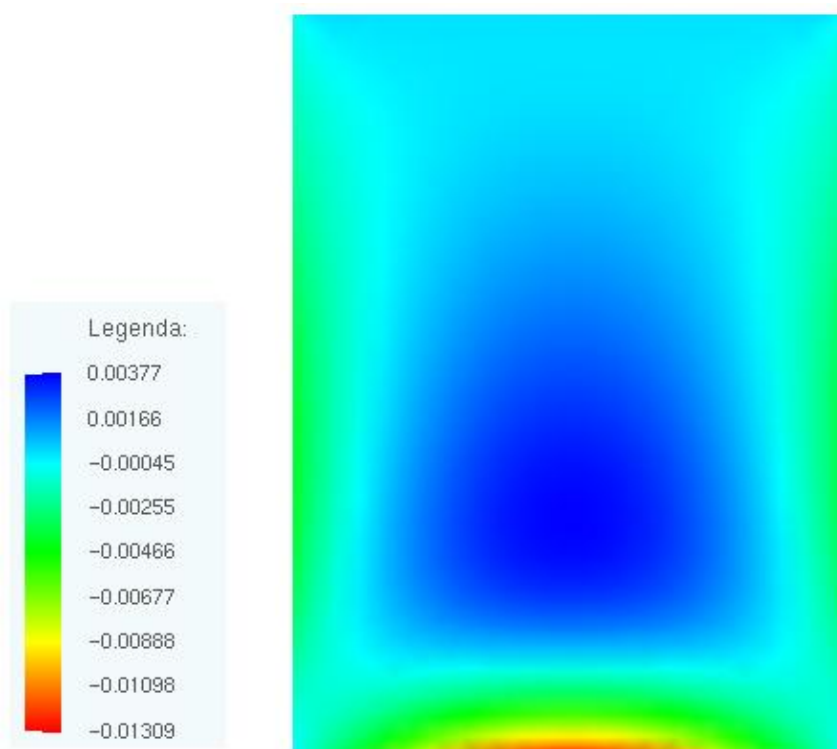


Gráfico 44: Tensões no eixo y na última camada do painel 3B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

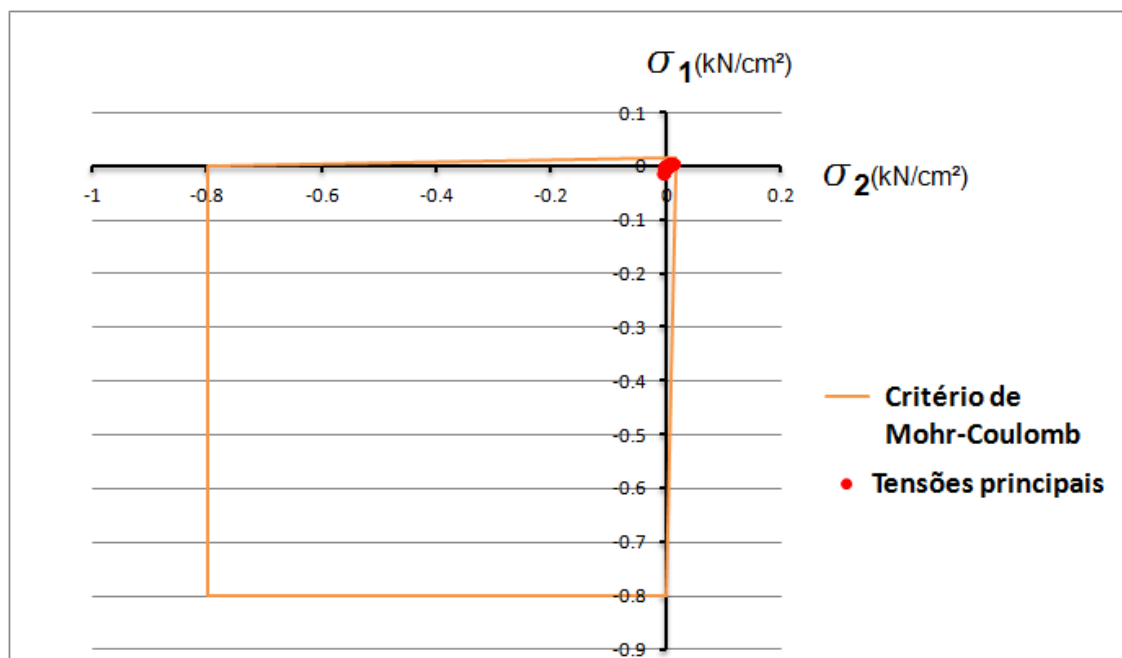


Gráfico 45: Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3B.
Fonte: O autor (2011)

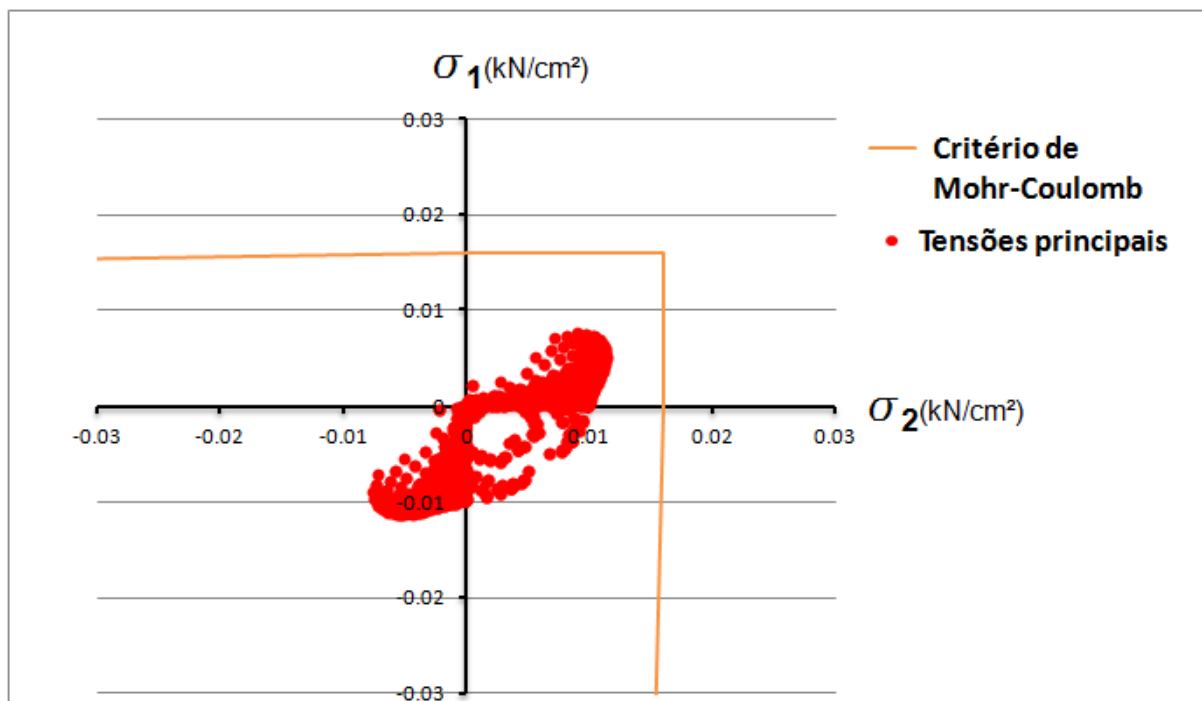


Gráfico 46: Detalhe do Critério de Mohr-Coulomb para o painel 3B.
Fonte: O autor (2011)

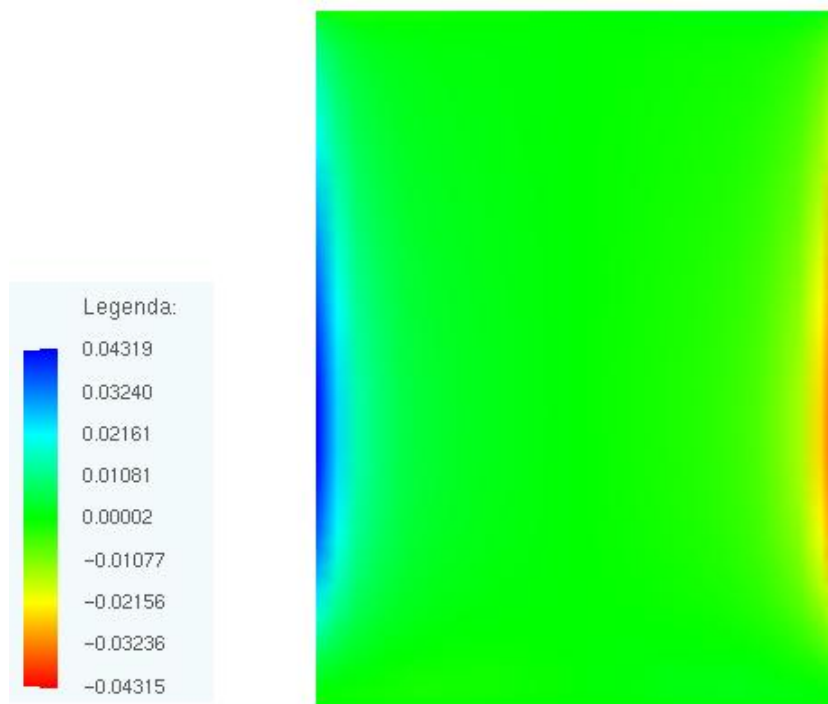


Gráfico 47: Tensões de cisalhamento no plano xz para o painel 3B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)

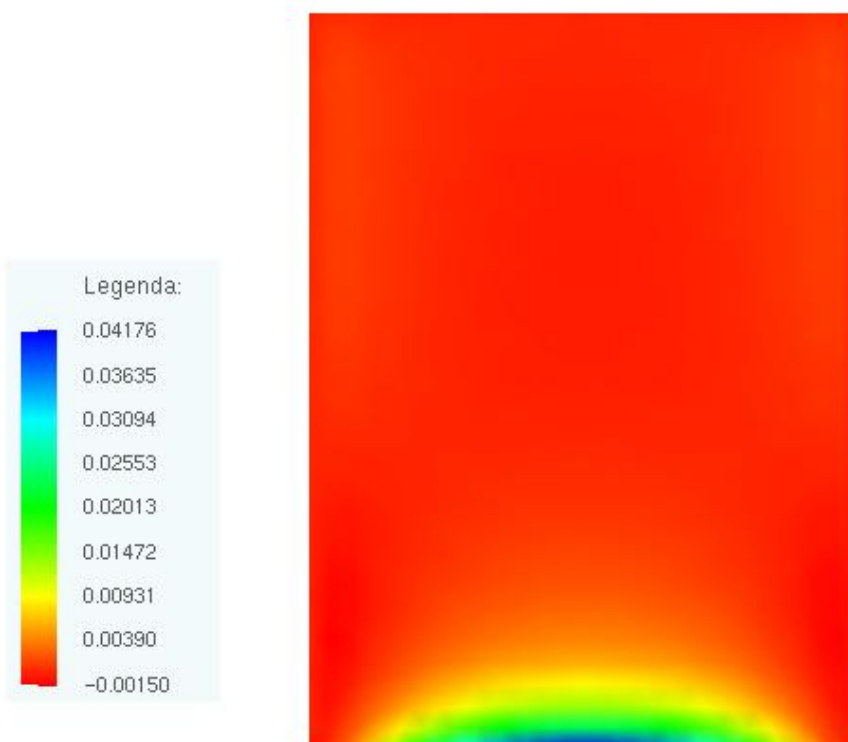


Gráfico 48: Tensões de cisalhamento no plano yz para o painel 3B (valores em kN/cm²).
Fonte: O autor (2011)