

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

ESTUDO DE PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL SUJEITOS A
AÇÕES PERPENDICULARES AO PLANO

Danilo Rodrigues Maluf

SÃO CARLOS

2007

Danilo Rodrigues Maluf

**ESTUDO DE PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL SUJEITOS A
AÇÕES PERPENDICULARES AO PLANO**

**Dissertação apresentada ao Programa de
Pós-Graduação em Construção Civil da
Universidade Federal de São Carlos para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.**

Orientador: Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

SÃO CARLOS

2007

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

M261ep

Maluf, Danilo Rodrigues.

Estudo de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações perpendiculares ao plano / Danilo Rodrigues Maluf. -- São Carlos : UFSCar, 2009.

116 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2007.

1. Alvenaria. 2. Painéis de parede. 3. Estruturas. I. Título.

CDD: 693.1 (20^a)



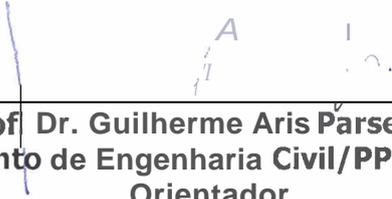
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil
Via Washington Luís, Km 235 - CEP: 13.565-905 - São Carlos/SP/Brasil
Fone(16) 3351-8262- Ramal: 232 - Fax (16) 3351-8259
Site: www.ppgciv.ufscar.br Email: ppgciv@power.ufscar.br

"ESTUDO DE PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL SUJEITOS A AÇÕES PERPENDICULARES AO PLANO."

DANILO RODRIGUES MALUF

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 27 de julho de 2007

Banca Examinadora constituída pelos membros:



Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar
Orientador



Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar
Examinador Interno



Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho
Departamento de Estruturas/EESC/USP
Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

A Deus pela saúde e força para alcançar esse objetivo.

Ao amigo e orientador, Prof. Guilherme Aris Parsekian, a quem devo esse mestrado, no qual me orientou com dedicação, amizade e conhecimento, me incentivando e conduzindo de forma segura o meu trabalho.

Aos professores Márcio Antonio Ramalho e Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho pela inestimável colaboração na realização desse trabalho.

Aos meus pais e irmãos por fazerem parte de minha vida.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, pelo convívio e amizade durante esse período.

SUMÁRIO

| | |
|--|-------------|
| LISTA DE FIGURAS | iv |
| LISTA DE TABELAS | v |
| LISTA DE SÍMBOLOS | vi |
| LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS..... | vii |
| RESUMO | viii |
| ABSTRACT | ix |
| 1 INTRODUÇÃO..... | 10 |
| 1.1 Justificativa | 11 |
| 1.2 Objetivo | 12 |
| 1.3 Discussão sucinta dos capítulos | 13 |
| 2 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA NA FLEXÃO..... | 15 |
| 2.1 Resistência à flexão | 16 |
| 2.1.1 Influência dos Tipos de Blocos..... | 19 |
| 2.1.2 Influência dos Tipos de Argamassa | 20 |
| 2.2 Coeficiente de Ortotropia..... | 23 |
| 2.3 Ensaios Normalizados para Verificação da Resistência a Flexão Simples | 25 |
| 2.3.1 NBR 14322/1999 – Paredes de alvenaria estrutural – Verificação da resistência à flexão ou flexo-compressão | 25 |
| 2.3.2 Segundo ASTM E518-99 | 27 |
| 2.4 Relatos de Ensaios de Painéis de Alvenaria Submetidos a Cargas Laterais | 29 |
| 2.5 Dimensionamento da Alvenaria à Flexão | 33 |
| 2.5.1 Método das Tensões Admissíveis ou Método dos Estados Limites | 33 |
| 2.5.2 Estádios de Tensões..... | 39 |
| 2.5.2.1 Estádio I (estado elástico) | 39 |
| 2.5.2.2 Estádio II..... | 40 |
| 2.5.2.3 Estádio III..... | 40 |
| 2.5.3 Alvenaria Não Armada..... | 41 |
| 2.5.4 Alvenaria Armada..... | 41 |
| 2.5.4.1 Dimensionamento no Estádio II e Tensões Admissíveis | 41 |
| 2.5.4.2 Dimensionamento no Estádio III e Estado Limite Último | 44 |
| 2.5.4.3 Diagrama Tensão-Deformação da Alvenaria e Aço..... | 48 |
| 2.5.4.4 Prescrições das diferentes normas com relação à máxima deformação de compressão na flexão em alvenarias..... | 49 |
| 2.5.5 Previsão de Deformação e Fissuração | 50 |
| 2.5.5.1 Deformação..... | 50 |
| 2.5.5.2 Controle da Fissuração..... | 54 |
| 3 PROJETO DE PAINÉIS DE ALVENARIA..... | 58 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 3.1 | Ações | 58 |
| 3.2 | Cálculo dos esforços..... | 58 |
| 3.3 | Métodos Elásticos..... | 60 |
| 3.4 | Métodos Plásticos..... | 61 |
| 3.4.1 | Traçado de charneiras e determinação da carga última | 63 |
| 3.4.2 | Caso de alvenaria: Método da Linha de Plastificação, Linha de Fratura e Linha de Ruptura 64 | |
| 3.4.2.1 | Método da Linha de Plastificação | 65 |
| 3.4.2.2 | Método da Linha de Fratura | 71 |
| 3.4.2.3 | Método da Linha de Ruptura..... | 76 |
| 3.5 | Estabilidade | 79 |
| 3.6 | Sistemas estruturais típicos..... | 80 |
| 3.7 | Disposições construtivas | 84 |
| 4 | <i>ESTUDO COMPARATIVO.....</i> | 87 |
| 4.1 | Comparação Entre os Métodos Plásticos – Caso de Painel Apoiado nos Quatro Lados 87 | |
| 4.2 | Comparativo Entre os Métodos Plásticos – Caso de Painel Apoiado nos Três Lados e livre no topo..... | 90 |
| 4.3 | Dimensionamento a Flexão Simples – Comparação Entre Resultados do Método das Tensões Admissíveis e Método dos Estados Limites | 92 |
| 4.3.1 | Validação do Cálculo pelo Método das Tensões Admissíveis | 94 |
| 4.3.2 | Validação do Cálculo pelo Método dos Estados Limites (CSA S304. 1/1994)..... | 98 |
| 5 | <i>EXEMPLO.....</i> | 100 |
| 6 | <i>CONCLUSÕES</i> | 109 |
| 7 | <i>BIBLIOGRAFIA</i> | 111 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|-----|
| <i>Figura 1: Cargas laterais devido a esforços de vento e empuxo de água ou terra que podem causar tensões de tração na alvenaria (carga P muito pequena em relação à ação lateral)</i> | 15 |
| <i>Figura 2: Painel de alvenaria submetido à flexão.</i> | 16 |
| <i>Figura 3: Nomenclatura para flexão da parede (notação europeia entre outras: linha de ruptura paralela ou normal à fiada).</i> | 18 |
| <i>Figura 4: Nomenclatura para flexão da parede (notação brasileira e norte-americana: tensão paralela ou normal à fiada). Direções principais (notação brasileira).</i> | 18 |
| <i>Figura 5: Ruptura ao longo da junta de assentamento.</i> | 29 |
| <i>Figura 6: Ruptura através das juntas perpendiculares à fiada e dos blocos em fiadas alternadas.</i> | 30 |
| <i>Figura 7: Ruptura tendendo a um caminho combinando juntas perpendiculares e paralelas as juntas de assentamento.</i> | 31 |
| <i>Figura 8: Ruptura em diagonal.</i> | 31 |
| <i>Figura 9: Diagrama de tensões no estádio II.</i> | 42 |
| <i>Figura 10: Domínios de deformação no estado-limite último em uma seção transversal (Carvalho & Figueiredo Filho (2004)).</i> | 45 |
| <i>Figura 11: Diagramas de deformações (EC-6:1996)</i> | 47 |
| <i>Figura 12: Diagrama tensões-deformações para armaduras passivas (NBR 6118, 2003).</i> | 48 |
| <i>Figura 13: Forma geral de um diagrama da relação tensões-deformações da alvenaria.</i> | 49 |
| <i>Figura 14: Relação tensão-deformação para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão (EC-6:1996).</i> | 49 |
| <i>Figura 15: Diferentes arranjos para vergas de alvenaria.</i> | 56 |
| <i>Figura 16: Seção transversal; Tensões; Fissuras idealizadas.</i> | 57 |
| <i>Figura 17: Diagrama Momento Fletor x Curvatura de seção fissurada.</i> | 61 |
| <i>Figura 18: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis ortótopos – 1ª parte (BS 5628-2/1992).</i> | 68 |
| <i>Figura 19: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis ortótopos – 2ª parte (BS 5628-2/1992).</i> | 69 |
| <i>Figura 20: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis ortótopos – 3ª parte (BS 5628-2/1992).</i> | 70 |
| <i>Figura 21: Linhas de rupturas idealizadas (HENDRY, SINHA & DAVIES, 1997).</i> | 72 |
| <i>Figura 22: Momentos de Ruptura para painéis com diferentes condições de apoio (HENDRY, SINHA & DAVIES, 1997).</i> | 74 |
| <i>Figura 23: Diferença básica entre o método das linhas de ruptura em comparação com os métodos das linhas de plastificação e de fratura</i> | 77 |
| <i>Figura 24: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis de alvenaria – método das linhas de ruptura (Drysdale et al. 2005)</i> | 78 |
| <i>Figura 25: Exemplo de painel em um reservatório</i> | 82 |
| <i>Figura 26: Exemplo de um painel de muro de arrimo (comprimento=200cm; altura=200cm).</i> | 83 |
| <i>Figura 27: Exemplo de um painel em um galpão (comprimento=500cm; altura=200cm).</i> | 84 |
| <i>Figura 28: Painel apoiado nos quatro lados, $\mu = 0,5$, comparativo entre o valor de α para cálculo do momento limite de acordo com cada um dos métodos plásticos</i> | 88 |
| <i>Figura 29: Painel apoiado em três lados e livre no topo, $\mu = 0,5$, comparativo entre o valor de α de acordo com cada um dos métodos plásticos.</i> | 90 |
| <i>Figura 30: Exemplo de flexão simples (MTA) (Côrrea & Ramalho (2003)).</i> | 95 |
| <i>Figura 31: Detalhe do painel do galpão.</i> | 101 |
| <i>Figura 32: Detalhe do painel do galpão (comprimento=500cm; altura=400cm).</i> | 101 |
| <i>Figura 33: Detalhe da Seção transversal do painel do galpão.</i> | 102 |
| <i>Figura 34: Detalhe do painel do galpão com armadura locada.</i> | 107 |
| <i>Figura 35: Detalhe do painel do galpão (comprimento=500cm; altura=400cm) com armadura locada.</i> | 108 |
| <i>Figura 36: Detalhe da Seção transversal do painel do galpão.</i> | 108 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| <i>Tabela 1: Traços e propriedades das argamassas normalizadas nos E.U.A.</i> | 21 |
| <i>Tabela 2: Valores admissíveis de resistência à tração na flexão de acordo com MSJC/2002.</i> | 21 |
| <i>Tabela 3: Valores característicos de resistência à tração (MPa) na flexão de acordo com projeto NBR - 10837/Setembro -2005.</i> | 22 |
| <i>Tabela 4: Valores característicos de resistência à tração na flexão (MPa) de acordo com a BS 5628 – 1 – 1992.</i> | 22 |
| <i>Tabela 5: Valores característicos de resistência à tração na flexão (MPa) de acordo com a CSA S304. 1-94.</i> | 23 |
| <i>Tabela 6: Valores característicos de resistência à tração na flexão (MPa) de acordo com o Eurocódigo EC-6:1996.</i> | 23 |
| <i>Tabela 7: Coeficientes de ponderação dos materiais (BSI BS 5628).</i> | 36 |
| <i>Tabela 8: Coeficientes de ponderação dos esforços (ABNT NBR 6118:2003).</i> | 36 |
| <i>Tabela 9: Coeficientes de ponderação dos materiais (SAA AS 3700:1998).</i> | 37 |
| <i>Tabela 10: EC-6:1996 (Eurocode) - Coeficientes de ponderação dos materiais – Estados Limites Últimos</i> | 37 |
| <i>Tabela 11: Projeto NBR 10837 – set. - 2005 - Coeficientes de ponderação dos materiais – Estados Limites Últimos - γ_m</i> | 38 |
| <i>Tabela 12: Comparação entre métodos plásticos.</i> | 65 |
| <i>Tabela 13: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis de alvenaria – método das linhas de fratura – caso de painel apoiado nos quatro lados.</i> | 76 |
| <i>Tabela 14: Relações limite entre o vão e a altura útil para painéis de alvenaria (EC-6:1996).</i> | 80 |
| <i>Tabela 15: Comparativo entre os métodos plásticos – caso de painel apoiado nos quatro lados</i> | 89 |
| <i>Tabela 16: Comparativo entre os métodos plásticos – caso de painel apoiado em três lados e livre no topo</i> | 91 |
| <i>Tabela 17: Armadura pelo M.T.A.</i> | 93 |
| <i>Tabela 18: Armadura pelo M.E.L.</i> | 93 |
| <i>Tabela 19: Comparativo entre M.E.L. e M.T.A.</i> | 94 |
| <i>Tabela 20: Tabela extraída de Côrrea & Ramalho (2003) para cálculo pelo MTA da armadura de elementos fletidos.</i> | 96 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---------------------|--|
| E | Módulo de deformação |
| E_{alv} | Módulo de deformação da alvenaria, em MPa |
| E_s | Módulo de deformação do aço, em MPa |
| f_a | Resistência da argamassa |
| $f_{alv,c}$ | Tensão de compressão axial na alvenaria |
| $f_{alv,f}$ | Tensão compressão na flexão na alvenaria |
| $f_{alv,t,k,par.}$ | Resistência característica a tração da alvenaria paralela à fiada |
| $f_{alv,t,k,perp.}$ | Resistência característica a tração da alvenaria perpendicular à fiada |
| f_b | Resistência a compressão do bloco |
| $f_{b,t}$ | Resistência a tração do bloco |
| f_{bk} | Resistência característica a compressão do bloco |
| f_{gk} | Resistência característica do graute a compressão |
| f_k | Resistência a compressão da parede |
| f_p | Resistência média a compressão do prisma |
| $f_{par.}$ | Resistência média a compressão da parede |
| h | Altura |
| h_{ef} | Altura efetiva |
| t_{ef} | Espessura efetiva |
| x | Posição da linha neutra |
| $\epsilon_{alv.}$ | Deformação elástica da alvenaria |
| ϵ_s | Deformação elástica do aço |
| γ_c | Fator de minoração da resistência do concreto |
| γ_f | Fator de majoração de esforços |
| γ_g | Fator de majoração de esforços permanentes |
| γ_m | Fator de minoração da resistência do material |
| γ_q | Fator de majoração de esforços acidentais |
| γ_s | Fator de minoração da resistência do aço |
| λ | Índice de esbeltez |
| λ^* | Índice de ortotropia |
| μ | Coefficiente de ortogonalidade |
| L | Comprimento do painel |

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|--------|---|
| ABCI | Associação Brasileira da Construção Industrializada |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ACI | American Concrete Institute |
| AS | Australian Standard |
| ASTM | American Society for Testing Materials |
| BS | British Standard |
| BSI | British Standard Institution |
| CEB | Comité Euro-International du Béton |
| CPqDCC | Centro de Pesquisas e Desenvolvimento em Construção Civil |
| EPUSP | Escola Politécnica da Universidade de São Paulo |
| MSJC | Masonry Standards Joint Committee |
| NBR | Norma Brasileira Registrada |
| SAA | Standards Association of Australia |
| TMS | The Masonry Society |
| UFSCar | Universidade Federal de São Carlos |
| USP | Universidade de São Paulo |
| EESC | Escola de Engenharia de São Carlos |
| MTA | Método das Tensões Admissíveis |
| MEL | Método dos Estados Limites |
| CSA | Canadian Standard Association |

RESUMO

Em muitas situações, como muros de arrimo, reservatórios, paredes sujeitas a esforços de vento, é necessário dimensionar painéis de alvenaria estrutural. Apesar da importância do tema, esse foi pouco estudado, havendo pouca bibliografia nacional a respeito. Este trabalho se propõe a preencher essa lacuna e servir como uma fonte de referência para o dimensionamento e detalhamento de painéis de alvenaria.

Primeiramente foi feita uma revisão bibliográfica em livros, artigos e normas internacionais, buscando identificar as recomendações indicadas nessas referências.

A partir desse levantamento, as recomendações foram compiladas para a execução de projeto de acordo com o atual padrão técnico nacional para estruturas em alvenaria e a realidade brasileira.

Foram apresentados os diferentes métodos plásticos para dimensionamento de painéis e analisados seus resultados a fim de que fossem comparados os valores das áreas de aço.

O trabalho foi finalizado com a elaboração de comparativo de dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis e pelo Método dos Estados Limites, considerando prescrições de diferentes normas internacionais, como a MSJC 2005, ENV 1996 – 1 – Eurocode 6 - Part 1-1 e 1-2, Projeto da NBR 10837/set.2005, BS 5628–1/1992; BS 5628–2/1995; BS 5628–5/1992), SAA AS 3700/1998 e CSA S304.1/1994 e com exemplo de dimensionamento e detalhamento de parede de galpão sujeita a cargas laterais, como vento.

ABSTRACT

There are several cases of out-of-plane loaded masonry such as earth retaining walls, water reservoir, wind loaded panels and other. Thus, there is a lack of Brazilian technical literature in this topic. The aim of this thesis is to fulfill this lack and to be as a reference text to design such structures.

The literature review covers recommendations from several international references. The compiled analysis of those text tries to bring these to the Brazilian materials and technical approach.

Several plastic methods to analyze masonry panels are presented and results from using these method to assess the required reinforcement are compared.

A comparative analyses taking into account the Limit State and Allowable Stress design methods, considering requirements from different international codes as MSJC 2005, ENV 1996 – 1 – Eurocode 6 - Part 1-1 e 1-2, preliminary review version of NBR 10837/Sep.2005, BS 5628–1/1992; BS 5628–2/1995; BS 5628–5/1992), SAA AS 3700/1998 and CSA S304. 1/1994, are presented.

As a closure a complete design example of a masonry panel case, a warehouse panel designed to resist lateral wind forces, is presented.

1 INTRODUÇÃO

A utilização da alvenaria como material estrutural é tão antiga quanto a própria construção civil, e talvez a própria humanidade. Os primeiros construtores de pontes e de edifícios consideravam em seus projetos, já àquela época, parâmetros como carregamentos, vãos e tensões, ainda que sob base empírica (HENDRY, SINHA & DAVIES, 1997).

O projeto de alvenaria dentro dos princípios modernos da engenharia de estruturas é, entretanto, recente, apesar de seu uso freqüente e, conseqüentemente, da importância destes para a concepção arquitetônica e para o projeto de estruturas.

Já no final do século XVIII e início do século XIX eram feitos testes em paredes e prismas, em diversos países, buscando criar subsídios para projetos mais racionais. O conhecimento acumulado continuava sob base empírica, o que resultava no projeto de paredes com grandes espessuras, na perda de espaço interno e no consumo elevado de tempo e mão-de-obra no processo construtivo.

A partir da metade do século XX, os resultados de ensaios em diversos países permitiram que fossem estabelecidos códigos e normas de cálculo incorporando dados essenciais ao projeto, como a resistência de paredes levando em conta a esbeltez e excentricidade de carregamentos, o que marcou a passagem para uma base mais racional do conhecimento sobre a alvenaria estrutural. Diversos edifícios altos foram construídos com base nesses procedimentos de cálculo, que forneciam, principalmente, as informações básicas para o projeto de elementos comprimidos.

Apesar de representarem um grande avanço, incorporando resultados de pesquisas, estes procedimentos eram limitados em sua abrangência e, em grande parte, ainda baseados na experiência dos construtores (HENDRY, SINHA & DAVIES, 1997).

A busca de economia, industrialização e racionalização na construção civil têm contribuído, ao longo dos últimos anos, para a difusão da alvenaria estrutural como processo construtivo de grande importância econômica e social, cuja utilização proporciona vantagens como rapidez na execução, maior padronização de procedimentos e menor desperdício em obra quando comparado aos processos construtivos tradicionais.

Enquanto os métodos de cálculo foram sendo desenvolvidos, o entendimento do comportamento das alvenarias à compressão, flexão e ao cisalhamento foi evoluindo, fazendo com que as normas passassem a basear-se no resultado de experimentos.

A partir da década de 60, o uso da alvenaria como material estrutural acentuou-se em diversos países e, nos últimos anos, os avanços mais consideráveis têm sido nos países em desenvolvimento. A partir das décadas de 80 e 90, o conceito de dimensionamento foi aprimorado em vários países passando do Método das Tensões Admissíveis (M.T.A.) para o Método dos Estados Limites (M.E.L.). Atualmente pode-se dizer que o Brasil encontra-se em uma fase intermediária da passagem entre o M.T.A. e o M.E.L.

A redução de custos devida, principalmente, à racionalização dos projetos e ao fato das paredes serem utilizadas com várias funções simultâneas, levou diversas empresas a adotarem o sistema construtivo em alvenaria estrutural, em busca de maior competitividade e qualidade. Em diversas situações, o sistema em alvenaria estrutural traz vantagens significativas em relação às construções convencionais, do ponto de vista da facilidade de gerenciamento e de execução e menor custo da obra.

Em alguns casos é necessário o dimensionamento de painéis de alvenaria sujeitos às cargas laterais. As ações laterais podem ter caráter permanente como é o caso de muros de arrimo, ou transitórias como paredes de fachada as quais estão sujeitas a ações de vento. Outra ação lateral comum é o de empuxo de líquidos, principalmente reservatórios e água, e grãos. Entretanto entende-se que são poucos os engenheiros, exceto aqueles especializados no tema, que tem domínio sobre os conceitos de dimensionamento deste tipo de estrutura, talvez devido, principalmente, à escassez de textos técnicos nacionais.

É neste contexto que este trabalho se desenvolve.

1.1 Justificativa

O desenvolvimento deste trabalho ampara-se na falta de bibliografia nacional relacionada ao dimensionamento de painéis de alvenaria. Essa ausência gera uma lacuna no projeto de alvenarias quando essas são sujeitas à somente ações laterais,

casos de reservatórios, muros de arrimo, painéis de alvenaria com elevados esforços de vento, entre outros.

Essa constatação, aliada ao fato dos conceitos para projeto de alvenaria estarem em processo de mudança com a revisão da normalização brasileira, com passagem do critério do Método das Tensões Admissíveis para o Método dos Estados Limites, mudança do conceito de dimensionamento de elementos fletidos de Estádio II para Estádio III, entre outros, justifica o trabalho aqui proposto.

Constata-se que estudos comparativos entre os diferentes sistemas construtivos (por exemplo, concreto armado e alvenaria estrutural) relatam vantagem para a escolha da alvenaria estrutural que em alguns casos alcança até 30% de economia no custo total da edificação quando predominam esforços de compressão nas paredes. Entende-se que, em muitas situações, a utilização de painéis de alvenaria pode também ser mais eficiente, do ponto de vista de menor custo e facilidade de execução, do que as soluções em concreto armado.

1.2 Objetivo

Esta pesquisa tem por objetivo geral apresentar critérios para o projeto de painéis de alvenaria.

Dentro desse objetivo inclui-se:

a) revisão bibliográfica e análise comparativa de normas, especificamente norma britânica, européia, norte-americana, canadense e australiana, além das normas nacionais em vigor e em processo de revisão, e análise de textos técnicos, relacionados com os tópicos:

- avaliação da resistência à flexão da alvenaria, influência da especificação dos materiais, ensaios para avaliação, valores para projeto;
- verificação da estabilidade e esbeltez limite dos painéis;
- determinação das ações e cálculo dos esforços;
- dimensionamento à flexão:
 - casos de alvenaria não armada;
 - casos de alvenaria armada, considerando e comparando resultados

do método das tensões admissíveis e Estádio II (atual prescrição da normalização brasileira) com o método dos estados limites e Estádio III (prescrição futura da normalização nacional);

b) realização de exemplo de projeto de painel de galpão sujeito somente às ações laterais;

c) estudos de critérios para dimensionamento pelo Método dos Estados Limites;

d) elaboração um roteiro para projeto de painéis sujeitos às ações laterais baseando no critério proposto.

1.3 Discussão sucinta dos capítulos

No capítulo 2 é analisado o comportamento da alvenaria na flexão, incluindo propriedades dos materiais, como resistência a tração na flexão, ensaios para verificação dessa resistência, critério de dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis e Métodos dos Estados Limites, estádios de tensão (Estádio I, II, III), domínios de deformação, diagrama tensão-deformação. Essa análise será baseada em normas existentes para alvenaria estrutural, além de textos técnicos específicos. Será citada a norma americana (MSJC 2005), a norma brasileira (Projeto da NBR 10837/set.2005), a norma britânica (BS 5628-1/1992; BS 5628-2/1995; BS 5628-5/1992), a norma europeia (ENV 1996-1- Eurocode 6 – Part 1-1 e 1-2), norma australiana (SAA AS 3700/1998) e a norma canadense (CSA S304. 1/1994).

No capítulo 3, serão abordados os métodos de cálculo de esforços em painéis sujeitos a cargas laterais de alvenaria pelos métodos elástico e plástico. Inclui-se nesse capítulo discussão sobre tabelas para cálculo elástico (BARES) dos esforços e os critérios plásticos de linha de plastificação (*yield-line*), linha de fratura (*fracture-line*) e linha de ruptura (*failure-line*). Critérios para modificação virtual da relação de lados dos painéis isotropos para consideração de ortotropia e modelos numéricos simplificados são comentados. Também são considerados os limites de esbeltez dos painéis baseados nas normas internacionais e nacionais a fim de que seja verificada a estabilidade dos painéis. Finalmente, discute-se critérios para consideração da fissuração.

No capítulo 4 será elaborado estudo comparativo entre os métodos plásticos, citados no capítulo anterior, de painéis com variações de vinculações de apoio e análise de resultados de dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis e Método dos Estados Limites.

No capítulo 5 é detalhado exemplo de aplicação prática de painéis sujeitos a ações laterais, como painéis sujeitos à ações de vento (carga não permanente), comparando os critérios plásticos de dimensionamento citados no capítulo 3 encontrados nas diferentes referências analisadas e verificando as condições de estabilidade, fissuração e deformação.

No sexto capítulo serão destacadas as conclusões do trabalho, finalizando a dissertação com indicação das referências bibliográficas.

2 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA NA FLEXÃO

Quando sujeita à cargas laterais perpendiculares ao seu plano, a parede de alvenaria tem um comportamento de placa, onde o esforço predominante é o de flexão (**Figura 1**). Esse elemento é chamado de painel de alvenaria.

Nessa condição cada seção do painel estará sujeita a tensões de compressão em uma face e de tração na outra (**Figura 2**). Assim como o concreto, a alvenaria tem uma resistência muito boa às tensões de compressão, porém baixa resistência à tração.

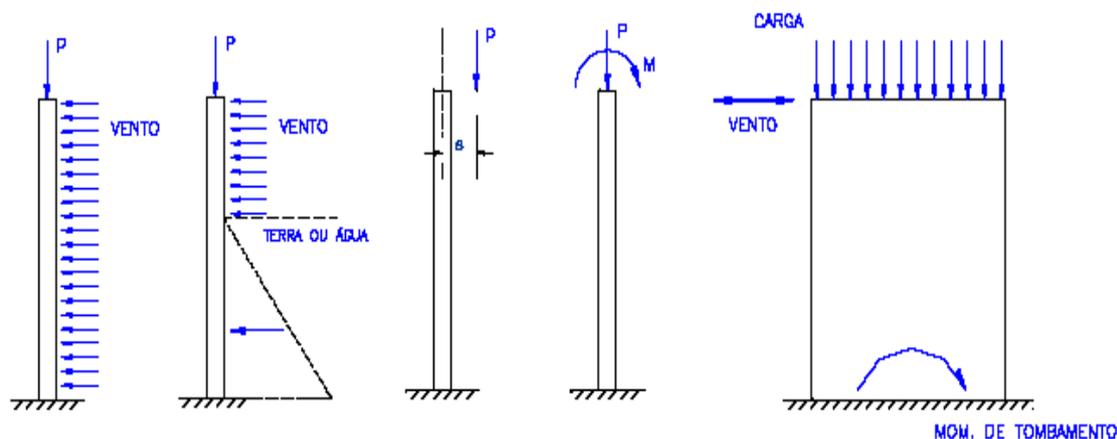


Figura 1: Cargas laterais devido a esforços de vento e empuxo de água ou terra que podem causar tensões de tração na alvenaria (carga P muito pequena em relação à ação lateral)

Neste capítulo são discutidos aspectos relativos ao comportamento da alvenaria frente ao esforço de flexão, incluindo tópicos das propriedades dos materiais (argamassa, bloco, graute, armadura) e sua influência na resistência à flexão, procedimentos de ensaio para medir a resistência à tração na flexão, considerações sobre ortotropia e como avaliá-la, análise dos estádios de comportamento, determinação de deslocamento através da avaliação do módulo de deformação, consideração da seção fissurada. Também são analisados critérios de dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis e Métodos dos Estados Limites, estádios de tensão (Estádio I, II,

III), domínios de deformação, diagrama tensão-deformação.

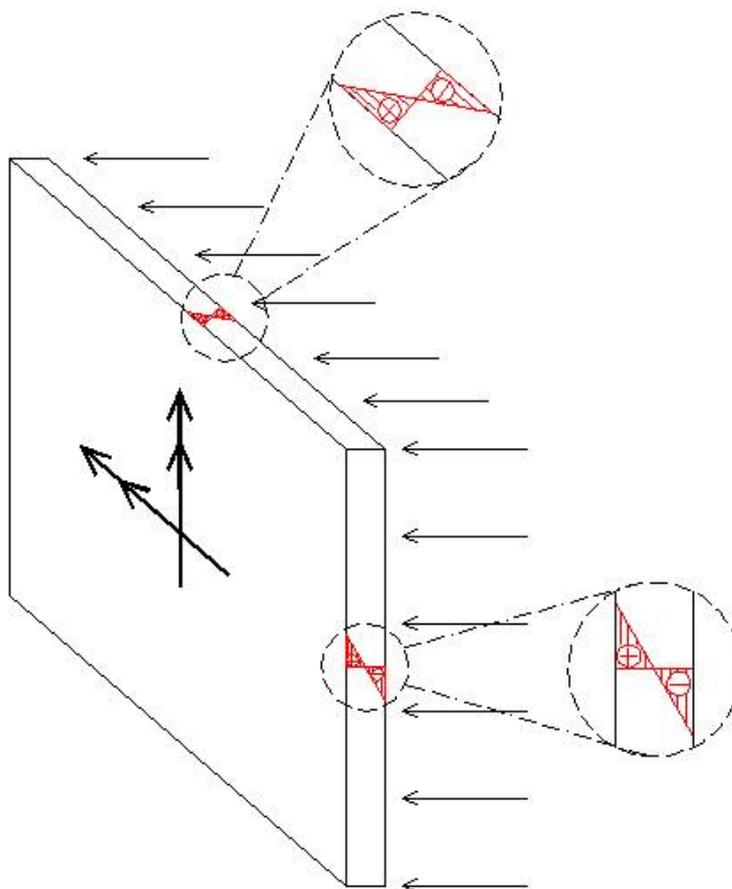


Figura 2: Painel de alvenaria submetido à flexão.

2.1 Resistência à flexão

A resistência à flexão de uma seção será determinada ou pela máxima resistência à compressão na flexão ou pela máxima resistência de tração na flexão. No caso de painéis de alvenaria, a tensão limite é na maioria das vezes a tensão de tração e raramente a de compressão.

Na flexão, a resistência à compressão é mais elevada que na compressão simples. Esse efeito é levado em conta pela norma brasileira, NBR 10837/1989, aumentando o valor da tensão de compressão admissível de $0,20 \cdot f_p$ para $0,30 \cdot f_p$. De acordo com a norma norte-americana (MSJC – Masonry Standards Joint Committee - 2002) esses limites são iguais a $0,25 \cdot f_p$ e $0,33 \cdot f_p$.

A versão de 1985 da norma britânica (BS 5628-1) estabelecia, para o caso de elementos protendidos, que a tensão característica de compressão de cálculo era

igual a $0,33 \cdot f_p$ para distribuições de tensão aproximadamente retangulares e uniformes (compressão simples) e $0,4 \cdot f_p$ para distribuições de tensão aproximadamente triangulares (compressão na flexão), porém essa recomendação foi retirada na versão de 1995, sendo admitidas resistências iguais nos dois casos. A norma australiana, SAA AS 3700 (1998), permite um aumento de 30% nas tensões de compressão na flexão no dimensionamento de elementos protendidos.

O texto base do Projeto de Norma Brasileira NBR 10837/setembro - 2005 prevê que a resistência à compressão na flexão seja adotada igual à resistência característica de prisma. De acordo com esse projeto de norma, no caso de compressão a resistência da alvenaria é tomada igual a 70% da resistência de prisma, ou seja, permite-se um aumento de $1 / 0,70 = 1,43$ na resistência a compressão na flexão quando comparada à resistência de compressão simples.

Deve-se destacar que esse aumento de resistência de compressão na flexão em relação à compressão simples é adotado quando o dimensionamento é feito considerando a seção não fissurada (Estádio II), usualmente adotado no MTA. No caso de dimensionamento da seção fissurada (Estádio III), usualmente adotado no MEL, permite-se a plastificação das tensões de compressão, que ocorrerá limitando a máxima tensão ao valor da resistência à compressão simples. Dessa forma tem pouco sentido a prescrição desse aumento de resistência a compressão na flexão para o Estádio III. Percebe-se que essa recomendação foi eliminada do escopo de algumas normas internacionais que adotaram o MEL e mantiveram essa prescrição apenas nos casos de dimensionamento da seção protendida e não fissurada.

No caso de tração, na falta de maiores informações, Schutz & Scolforo (1992) recomendam que a resistência de tensão de tração simples seja considerada igual a $\frac{3}{4}$ da tensão de tração na flexão. Para o caso do dimensionamento de painéis o valor limite de interesse é a resistência a tração na flexão.

O valor da resistência à tração está diretamente relacionado aos materiais utilizados como blocos, argamassa e a aderência entre os mesmos.

Paredes de alvenaria não têm comportamento isótropo, possuindo resistência à flexão diferenciada nas duas direções principais. Na **Figura 3**, pode-se perceber as duas formas de ruptura de painéis de alvenaria à flexão segundo os eixos da

parede:

1. com ruptura em uma linha perpendicular às fiadas do assentamento;
2. ou, com ruptura paralela às fiadas de assentamento.

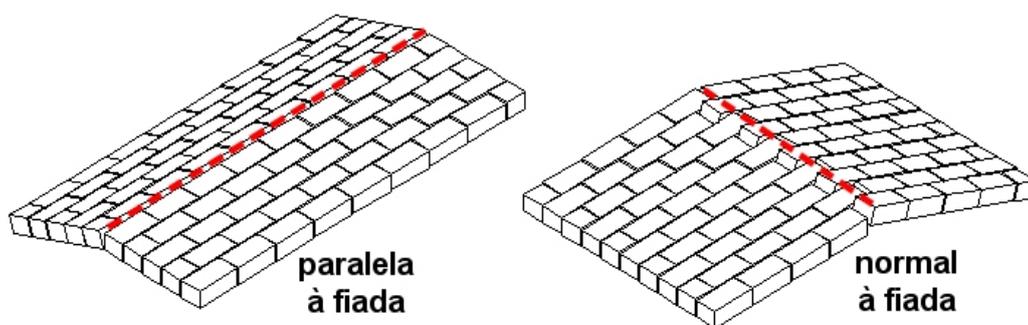


Figura 3: Nomenclatura para flexão da parede (notação européia entre outras: linha de ruptura paralela ou normal à fiada).

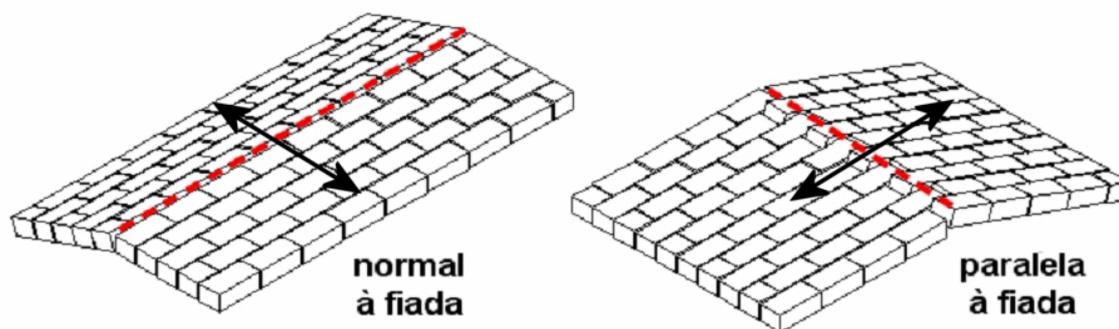


Figura 4: Nomenclatura para flexão da parede (notação brasileira e norte-americana: tensão paralela ou normal à fiada).Direções principais (notação brasileira).

Deve-se destacar que a notação indicada na **Figura 3** é utilizada em várias normas internacionais, como por exemplo, a norma britânica, canadense, australiana e européia, que adotam como referência se a linha de ruptura ocorre em uma linha normal ou paralela à fiada. Entretanto, a normalização brasileira e americana segue uma notação diferente, adotando como referência a tensão normal ou paralela à fiada, conforme mostrado na **Figura 4**.

Neste texto adota-se o padrão internacional (**Figura 3**) em desacordo com a normalização brasileira.

A resistência à tração na flexão, assim como outras características da alvenaria, dependem de uma série de fatores, como:

- Material, resistência, absorção do bloco;
- Resistência, traço, retenção da argamassa;
- Aderência bloco/argamassa;
- Mão de obra;
- Cura da parede.

2.1.1 Influência dos Tipos de Blocos

Os blocos mais comuns utilizados na alvenaria estrutural são os cerâmicos, os de concreto e, em menor escala, os sílico-calcários. Dependendo do tipo de material utilizado na fabricação do bloco, a resistência do elemento de alvenaria à compressão e à tração poderá variar consideravelmente.

A resistência à compressão de uma parede usualmente é estimada a partir da resistência do prisma. Há um conceito bastante útil que relaciona a resistência do prisma à do bloco. É denominada eficiência. Pode ser resumida como:

$$\eta = f_p / f_b,$$

onde f_p = resistência de prisma; f_b = resistência do bloco.

Como exemplo da grande diferença entre os materiais, pode-se citar os inúmeros resultados de ensaios de prismas que fornecem uma estimativa da resistência da parede. O material do bloco, cerâmica ou concreto, tem grande influência na eficiência do prisma (relação entre a resistência à compressão do prisma e do bloco). A título de comparação Côrrea & Ramalho (2003) relatam que nos ensaios em geral o fator de eficiência de prismas em blocos de concreto está entre 0,5 e 0,9, enquanto as constituídas por blocos cerâmicos estão entre 0,3 e 0,6. Com relação à eficiência parede-bloco (relação ente a resistência à compressão da parede e do bloco), esta varia de 0,4 a 0,6 para blocos de concreto, enquanto para os cerâmicos de 0,2 a 0,5.

No caso de resistência à tração na flexão, a influência do tipo de bloco

não é tão grande, apesar de ainda existir. Essa influência depende principalmente da absorção do bloco, que, em conjunto com o nível de retenção de água da argamassa, irá influenciar a aderência bloco-argamassa e a resistência à flexão da alvenaria.

2.1.2 Influência dos Tipos de Argamassa

A resistência à flexão da alvenaria depende em grande parte da argamassa. Quanto maior a resistência à compressão da argamassa, maior também é a resistência de aderência bloco-argamassa e conseqüentemente a resistência à tração da parede. As normas norte-americana e britânica especificam quatro tipos padrão de argamassas mistas, designadas pelas letras M, S, N e O, para a norma americana, e i, ii, iii e iv para a norma britânica. Os traços básicos especificados nessas normas são indicados na Tabela 1.

As principais indicações para emprego de cada um desses traços são:

- **Argamassa tipo M ou i:** Recomendada para alvenarias em contato com o solo, tais como fundações e muros de arrimo. Possui alta resistência à compressão e excelente durabilidade.
- **Argamassa tipo S ou ii:** Recomendada para alvenaria sujeita a esforços de flexão. É de boa resistência à compressão e à tração na interface com a maioria dos tipos de unidades.
- **Argamassa tipo N ou iii:** Recomendada para uso geral em alvenarias expostas, sem contato com o solo. É de média resistência à compressão e boa durabilidade.
- **Argamassa tipo O ou iv:** Pode ser usada em alvenaria de unidades maciças onde a tensão de compressão não ultrapasse 0,70 MPa e não esteja exposta a meio agressivo. É de baixa resistência à compressão e conveniente para uso em paredes de vedação.

Tabela 1: Traços e propriedades das argamassas normalizadas nos E.U.A..

| Variação das Propriedades | | Tipo de argamassa | Traço em Volume | | | Resist. média esperada (MPa) |
|---------------------------|-----|-------------------|-----------------|--------|-------|------------------------------|
| | | | Cimento | Cal | Areia | |
| (a) | ↑ | M | 1 | 0 -1/4 | * | 17,2 |
| ↓ | ↑ | S | 1 | 1/2 | | 12,4 |
| ↓ | ↑ | N | 1 | 1 | | 5,2 |
| ↓ | (b) | O | 1 | 2 | | 2,4 |

Observações:

(a) - Resistência

(b) - Trabalhabilidade, resiliência e retenção de água.

* - De 2,25 a 3 vezes o volume de cimento e cal

A seguir são indicados valores limites de tensão na flexão de alvenarias, de acordo com várias normas internacionais. Pode-se perceber que os fatores comentados acima são, em maior ou menor grau de refinamento, contemplados nessas normas.

Tabela 2: Valores admissíveis de resistência à tração na flexão de acordo com MSJC/2002.

| Valores das Tensões Admissíveis de Tração na flexão (MPa) | | |
|--|-------------------|-------|
| | Tipo de Argamassa | |
| | M ou S | N |
| 1.Paralela a fiada | | |
| 1.1.Blocos Maciços | 0,276 | 0,207 |
| 1.2.Blocos Vazados | | |
| 1.2.1.Não Grauteados | 0,172 | 0,131 |
| 1.2.2.Grauteados | 0,448 | 0,434 |
| | | |
| 2.Normal a fiada | | |
| 2.1.Blocos maciços | 0,552 | 0,414 |
| 2.2.Blocos Vazados | | |
| 2.2.1.Não Grauteados e | | |
| Parcialmente Grauteados | 0,345 | 0,262 |
| 2.2.2.Grauteados | 0,552 | 0,414 |
| Observação: A notação normal e paralela à fiada foi invertida em relação ao especificado nessa norma para seguir o padrão internacional. | | |

Tabela 3: Valores característicos de resistência à tração (MPa) na flexão de acordo com projeto NBR - 10837/Setembro -2005.

| Tipo de Tração | Argamassa | | |
|------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------|
| | A1 ($1,5 \leq f_a \leq 3,5$) | A2 ($3,5 \leq f_a \leq 7,0$) | A3 ($f_a > 7,0$) |
| Paralela a Fiada | 0,10 | 0,20 | 0,25 |
| Normal a Fiada | 0,20 | 0,40 | 0,50 |

Observação: A notação normal e paralela à fiada foi invertida em relação ao especificado nessa norma para seguir o padrão internacional.

Tabela 4: Valores característicos de resistência à tração na flexão (MPa) de acordo com a BS 5628 – 1 – 1992.

| | Plano de Ruptura | | | | | |
|--|---------------------|---------|------|----------------|--------|------|
| | Paralelo a fiada | | | Normal a Fiada | | |
| Argamassa | i | ii; iii | iv | i | ii;iii | iv |
| Blocos Cerâmicos | | | | | | |
| absorção de água | | | | | | |
| Menor que 7% | 0,70 | 0,50 | 0,40 | 2,00 | 1,50 | 1,20 |
| entre 7 e 12% | 0,50 | 0,40 | 0,35 | 1,50 | 1,10 | 1,00 |
| Maior que 12% | 0,40 | 0,30 | 0,25 | 1,10 | 0,90 | 0,80 |
| Blocos Sílico-Calcários | | | | | | |
| | 0,30 | | 0,20 | 0,90 | | 0,60 |
| Tijolos de Concreto | | | | | | |
| | 0,30 | | 0,20 | 0,90 | | 0,60 |
| Blocos de Concreto Maciços ou Vazados | | | | | | |
| f_{bk} (MPa) | Espessura da parede | | | | | |
| 2,8 | até 100mm | 0,25 | 0,20 | 0,40 | | 0,40 |
| 3,5 | | | | 0,45 | | 0,40 |
| 7,0 | | | | 0,60 | | 0,50 |
| 2,8 | igual a 250mm | 0,15 | 0,10 | 0,25 | | 0,20 |
| 3,5 | | | | 0,25 | | 0,20 |
| 7,0 | | | | 0,35 | | 0,30 |
| 10,5 | qualquer espessura | 0,25 | 0,20 | 0,75 | | 0,60 |
| ≥ 14 | | | | 0,90 | | 0,70 |

A Norma Australiana (SAA AS 3700 - 1998) fixa em 0,20MPa a tensão característica de tração na flexão independente do tipo de bloco e argamassa.

Tabela 5: Valores característicos de resistência à tração na flexão (MPa) de acordo com a CSA S304. 1-94.

| Argamassa | Paralela a fiada | | Normal a fiada | |
|----------------------------------|------------------|------|----------------|------|
| | S | N | S | N |
| Bloco Cerâmico Maciço | 0,70 | 0,50 | 1,40 | 1,00 |
| Bloco Cerâmico Vazado | 0,30 | 0,20 | 0,60 | 0,40 |
| Bloco Concreto | 0,45 | 0,30 | 0,90 | 0,60 |
| Bloco Silico Calcário | 0,45 | 0,30 | 0,90 | 0,60 |
| Blocos Vazados Grauteados | 0,70 | 0,50 | 0,90 | 0,60 |

Tabela 6: Valores característicos de resistência à tração na flexão (MPa) de acordo com o Eurocódigo EC-6:1996.

| Alvenaria | Plano de Ruptura paralela à fiada | | | |
|---------------------------|-----------------------------------|-----------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| | Argamassa de uso geral | | Argamassa de Pequena Espessura | Argamassa com Agregado Leve |
| | $f_a < 5,0\text{Mpa}$ | $f_a > 5,0\text{MPa}$ | | |
| Cerâmica | 0,10 | 0,10 | 0,15 | 0,10 |
| Silico - Calcário | 0,05 | 0,10 | 0,20 | Não Usado |
| Concreto | 0,05 | 0,10 | 0,20 | Não Usado |
| Concreto Celular | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,10 |
| Pedra Manufaturada | 0,05 | 0,10 | Não Usado | Não Usado |
| Pedra Natural | 0,05 | 0,10 | Não Usado | Não Usado |

| Alvenaria | Plano de Ruptura normal à fiada | | | |
|---------------------------|---------------------------------|-----------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| | Argamassa de uso geral | | Argamassa de Pequena Espessura | Argamassa com Agregado Leve |
| | $f_a < 5,0\text{Mpa}$ | $f_a > 5,0\text{MPa}$ | | |
| Cerâmica | 0,20 | 0,40 | 0,15 | 0,10 |
| Silico - Calcário | 0,20 | 0,40 | 0,30 | Não Usado |
| Concreto | 0,20 | 0,40 | Não Usado | Não Usado |
| Concreto Celular | 0,20 | 0,20 | 0,30 | 0,15 |
| Pedra Manufaturada | 0,20 | 0,40 | Não Usado | Não Usado |
| Pedra Natural | 0,20 | 0,40 | Não Usado | Não Usado |

2.2 Coeficiente de Ortotropia

Conforme comentadas anteriormente, alvenarias tem um comportamento ortótropo. Essa ortogonalidade pode ser percebida comparando-se a resistência a tração na flexão nas direções paralela e normal à fiada. Também pode ser percebida comparando-se os módulos de deformação de uma parede nessas duas direções.

O coeficiente de ortogonalidade à flexão da alvenaria (μ) é usualmente definido pela relação entre as resistências à tração na flexão da direção paralela à junta de assentamento pela perpendicular, conforme abaixo:

- Coeficiente de Ortotropia à Flexão

$$\mu = \frac{F_{par}}{F_{perp}}$$

Caso ocorra pré-compressão existe um aumento na resistência à flexão na direção da pré-compressão, usualmente aplicada perpendicular à junta, com plano de ruptura paralela à junta, conforme notação adotada neste texto. Neste caso o coeficiente de ortogonalidade pode ser obtido por:

$$\mu = \frac{F_{par} + \sigma_c}{F_{perp}}, \text{ onde}$$

σ_c : tensão de pré-compressão (valor característico x 0,9)

Também pode-se definir a ortogonalidade em relação aos módulos de deformação (k):

- Coeficiente de Ortogonalidade entre Módulos de Deformação

$$k = \frac{E_{par}}{E_{perp}}$$

Esse valores são utilizados na análise dos painéis.

2.3 Ensaios Normalizados para Verificação da Resistência a Flexão Simples

Segundo Hendry, Sinha & Davies (1997), ensaios de flexão têm recebido considerável atenção para se determinar a resistência de painéis submetidos a esforços atuantes fora dos planos que os contém, tanto nas direções paralelas quanto perpendiculares à junta da argamassa de assentamento. Estes ensaios são utilizados para a determinação da resistência à tração de paredes.

A resistência à flexão simples da alvenaria é determinada pela resistência de tração na flexão, também chamada de resistência de aderência na flexão ou ainda módulo de ruptura. Dentre os ensaios existentes para medir essa resistência incluem-se o utilizado pela norma norte-americana ASTM E518-99 ou o procedimento da NBR 14322/1999.

2.3.1 NBR 14322/1999 – Paredes de alvenaria estrutural – Verificação da resistência à flexão ou flexo-compressão

Esse ensaio determina a resistência à flexão e à flexo-compressão de alvenarias construídas com blocos vazados de concreto, mas também pode ser aplicada para outros tipos de blocos. As paredes devem ser construídas em ambiente protegido da incidência direta da luz solar e de ventos canalizados, a temperatura deverá estar entre 20 e 40° e a umidade relativa de 40 a 90%. Não sendo praticável reproduzir as paredes nas suas dimensões reais, admitiu-se como corpo de prova representativo aquele que tenha dimensão mínima 120x260cm (largura x altura). A espessura das juntas deve estar entre 7 a 13 mm. A idade básica para execução dos ensaios de paredes deve ser de 28 dias, contados a partir do término de assentamento, prevalecendo a idade do graute, quando for usado. Nessa mesma data devem ser ensaiados a argamassa, o graute e o prisma. Se as paredes forem construídas fora do local onde serão ensaiadas, as mesmas podem ser transportadas para o local do ensaio desde que não sofram esforços que a danifiquem.

Para a realização do ensaio são utilizados macacos hidráulicos, manômetros e defletômetros com sensibilidade igual a 0,01mm, de tal forma que o sistema de reação e de carregamento permitam a determinação da carga de ruptura com

exatidão de 3%.

Através do conjunto constituído de um macaco hidráulico e um manômetro deve ser aplicada a carga horizontal. Se existir também carga vertical, esta deve ser aplicada por no mínimo três macacos hidráulicos equiespaçados. Os deslocamentos horizontais nas paredes devem ser determinados por meio de defletômetros. A média da resistência das paredes deve ser determinada no mínimo em seis corpos de prova. Durante a construção de cada parede devem ser moldados pelo menos seis corpos de prova da argamassa de assentamento. Em cada parede devem ser moldados também dois prismas, um da metade inferior e o outro da metade superior da parede. De cada parede grauteada devem ser moldados pelo menos quatro corpos de prova de graute, dois da metade inferior e os outros dois da metade superior da parede.

As paredes a serem ensaiadas à flexão simples não precisam de capeamento, entretanto as ensaiadas a flexo-compressão devem ser capeadas com argamassa 1:3 (cimento: areia), de modo que o topo da parede fique nivelado. Sobre o capeamento deverá ser colocada uma chapa metálica rígida. Posteriormente as paredes devem ser pintadas de cal, para realçar as trincas e permitir a observação do modo de ruptura.

As cargas devem ser aplicadas segundo um número de parcelas que permita o traçado dos gráficos cargas x deslocamentos horizontais das paredes. No mínimo devem ser efetuadas duas descargas, desde que a carga não tenha atingido 50% da carga de ruptura provável. Sugere-se que o valor de cada incremento de carga seja de 10% da carga de ruptura presumida. Quando houver indícios de ruptura, a aparelhagem deve ser retirada. Em seguida as cargas devem ser incrementadas até a ruptura. Tratando-se de flexo-compressão, as cargas verticais devem ser aplicadas em primeiro lugar.

Cada nível de carregamento deve permanecer sobre a parede por um tempo não inferior 5 minutos. Os resultados devem ser apresentados de modo que se possa obter os principais parâmetros indicativos da resistência e deformabilidade das paredes e apresentados sob a forma de gráficos e de fatores adimensionais, nos quais devem ser relacionados às resistências médias das paredes com as resistências médias dos prismas, dos blocos e da argamassa.

2.3.2 Segundo ASTM E518-99

Assim como o ensaio da NBR 14322/1999, esse procedimento determina a resistência à flexão da alvenaria. São usados dois métodos:

- Método A – alvenaria simplesmente apoiada com duas cargas pontuais em cada terço do vão;
- Método B – alvenaria simplesmente apoiada com carregamento uniforme. A carga uniforme é aplicada por meio de uma bolsa de ar. A bolsa de ar deve ter área de contato igual à da amostra. Deve estar equipada de duas válvulas para encher e esvaziar a bolsa. É recomendado que a pressão do ar na bolsa seja monitorada durante o ensaio.

Deve-se ter informações a respeito da resistência à compressão do bloco e o índice de absorção inicial para blocos cerâmicos ou absorção para blocos de concreto. A argamassa deve seguir as especificações da norma ou deve ser confeccionada conforme o especificado para a obra.

O teste consiste na execução de cinco amostras com ao menos 460mm de altura com juntas de argamassa de $10 \pm 1,5$ mm de espessura. O número de blocos em cada amostra deve ser tal que permita situar os apoios e os pontos de carregamento entre juntas para o método A (4, 7, 10, 13 ou 16 fiadas dependendo da altura da face). Deve-se precaver-se também que a relação entre a altura e largura exceda 2,5. Quando o teste é feito com o propósito de avaliar a qualidade de materiais e mão de obra durante a obra, as amostras devem ser construídas no local da obra pelos operários envolvidos, utilizando os mesmos materiais e as mesmas técnicas de execução. Para execução dos prismas deve-se seguir alguns procedimentos, como escolher unidades que estejam com a face plana, não deixar menos que 50mm entre os cordões de argamassa. A argamassa deve ser espalhada em toda face de assentamento ou apenas nas laterais de acordo com as especificações de trabalho. Imediatamente após o assentamento do bloco deve-se acertar a locação da unidade com algumas pancadinhas com a colher de modo que o prisma fique em prumo e alinhado. Deve-se repetir os passos anteriores até que o prisma tenha o número de fiadas suficientes para a altura requerida.

Ao menos que exista outra especificação, todos prismas devem ser

curados durante 28 dias. Todos prismas devem ser curados em laboratório juntos com temperatura na faixa de $24 \pm 8^\circ\text{C}$ com umidade relativa entre 50 e 70%. Essas condições de ambiente, geralmente não requisitam equipamentos de ar condicionado. Quando os prismas são executados durante a construção na própria obra, eles devem ficar armazenados em um local onde não sejam mexidos, mas que estejam sujeitos a condições de temperatura similares a obra.

Para execução do teste as amostras devem ser colocadas horizontalmente como vigas simplesmente apoiadas. Se não for verificado que o contato entre a amostra e o carregamento esteja existindo em toda face do prisma, almofadas feitas em couro devem ser usadas. As almofadas devem ser de espessura uniforme com ao menos 6mm, com 25 a 50mm de largura e deve se estender por toda área da amostra. A carga deve ser uniformemente aplicada por não menos que 1min e não mais que 3min. A máxima carga aplicada e a localização da ruptura devem ser registradas.

O cálculo do módulo de ruptura deve ser:

- Para blocos maciços:
 - Método A, com cargas concentradas:

$$R = (P + 0.75 P_s)l / bd^2$$

Onde R = módulo de ruptura área bruta(MPa);

P = máxima carga aplicada pelo equipamento (N);

P_s = peso da amostra (N);

l = altura (mm);

b = comprimento médio da amostra (mm);

d = largura média da amostra (mm).

- Método B, com carga uniforme:

$$R = 0,75(P + P_s)l / bd^2$$

Onde os símbolos são os mesmos descritos acima.

- Para blocos vazados:

- Método A, com três cargas concentradas:

$$R = (0,167 P + 0,125 P_s)l / S$$

Onde S = módulo de área da seção (mm^3);

- Método B, com carga uniforme:

$$R = 0,125(P + P_s)l / S$$

Onde os símbolos são os mesmos descritos acima.

2.4 Relatos de Ensaios de Painéis de Alvenaria Submetidos a Cargas Laterais

Segundo Drysdale; Hamid; Baker (1999) existem quatro modos básicos de ruptura para painéis sujeitos à esforços laterais:

- Ruptura ao longo da junta de assentamento: para tensões de flexão normais às juntas de assentamento, a falha consiste no descolamento entre a argamassa e o bloco ao longo da junta de assentamento. A influência da aderência química, coesão e outros mecanismos não são bem entendidos e ainda não há um modelo desenvolvido para prever a aderência baseada nas propriedades dos materiais.

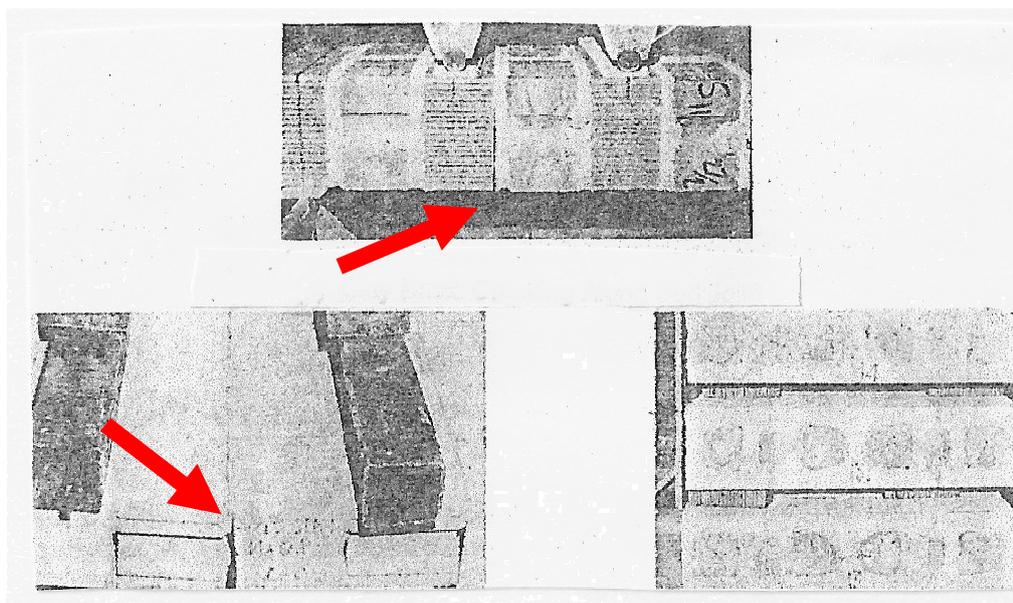


Figura 5: Ruptura ao longo da junta de assentamento.

- Ruptura através das juntas perpendiculares à fiada e dos blocos em fiadas alternadas: para tensões de flexão paralelas às juntas de assentamento, a falha normalmente se inicia nas juntas perpendiculares às juntas de assentamento e pode atravessar diretamente os blocos em fiadas alternadas. Para amostras feitas de blocos vazados ou maciços, a falha através dos blocos é associada principalmente a blocos relativamente fracos quando comparado a resistência da união entre o bloco e a argamassa. Para blocos vazados grauteados, as colunas grauteadas tendem a forçar a propagação da ruptura em uma linha reta atravessando os blocos seguindo as juntas perpendiculares à fiada em fiadas alternadas. Neste caso o graute não contribui significativamente para a resistência, exceto forçando a ruptura do painel através dos blocos fazendo com que a ruptura não atravesse a coluna grauteada.

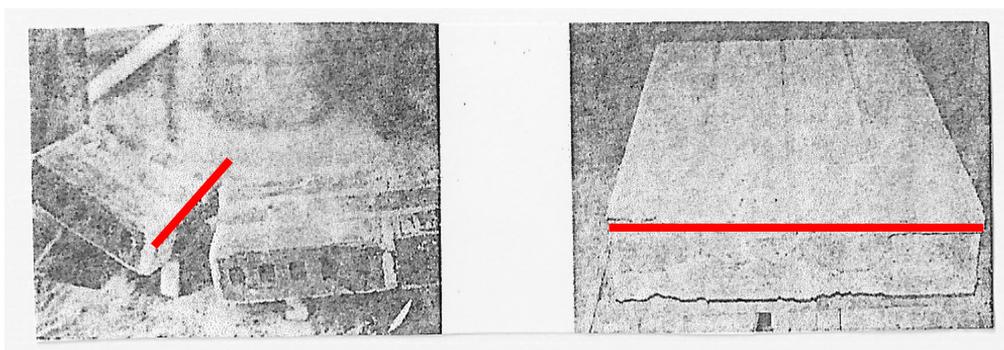


Figura 6: Ruptura através das juntas perpendiculares à fiada e dos blocos em fiadas alternadas.

- Ruptura tendendo a um caminho combinando juntas perpendiculares e paralelas às juntas de assentamento: para alvenarias com blocos de alta resistência e argamassas fracas, a ruptura à flexão para tensões paralelas às juntas de assentamento pode ocorrer com uma combinação de tensões nas juntas paralelas e perpendiculares às fiadas.

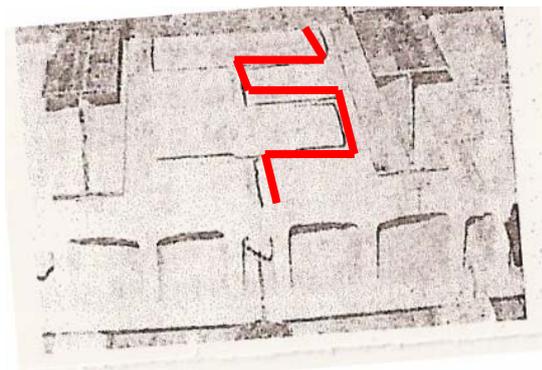


Figura 7: Ruptura tendendo a um caminho combinando juntas perpendiculares e paralelas as juntas de assentamento.

- Ruptura em diagonal – combinando juntas perpendiculares e paralelas às fiadas ou seguindo o caminho mais curto atravessando os blocos: nada mais do que uma variação do caso acima. São casos onde os blocos são relativamente fracos ou onde colunas contínuas grauteadas significativamente aumentam a resistência das juntas de assentamento, a ruptura em diagonal pode atravessar os blocos ao longo do caminho mais curto.

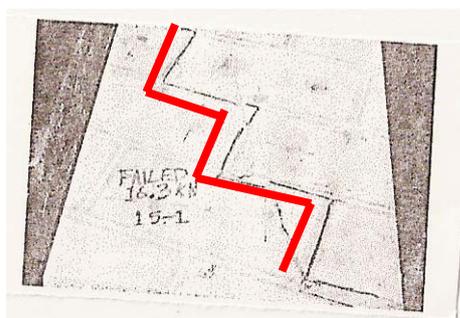


Figura 8: Ruptura em diagonal.

A resistência às tensões de flexão normais às juntas de assentamento da alvenaria dependem da tensão de aderência entre o bloco e a argamassa. Os fatores que afetam a aderência entre o bloco e a argamassa serão discutidos a seguir. Vale salientar que não se deve levar em conta apenas a alta resistência da argamassa, mas também a trabalhabilidade da mesma. Depois da resistência à compressão dos blocos, a aderência bloco-argamassa é a propriedade mais importante para a resistência da alvenaria. A aderência bloco-argamassa é responsável pela resistência da parede às tensões

tangenciais e normais de tração.

De acordo com Ghosh (1989), quanto mais alta a proporção de cimento portland no traço da argamassa, mais alta é a aderência. As comparações quanto a aderência entre argamassas de cimento e argamassas de cimento e cal tem sido muito controversas. Assim alguns comentários são apropriados. Alguns pesquisadores, como Gazzola; Bagnariol; Toneff e Drysdale (1985), Ghosh (1989) e Wood (1995), encontraram resistência mais baixa para alvenarias com argamassa de cimento apenas em comparação com argamassas de cimento e cal, apesar da resistência de aderência da argamassa ser diretamente proporcional à quantidade de cimento. Isto porque a aderência argamassa-bloco depende da combinação das características dos dois componentes. A aderência ocorre principalmente pela penetração e encunhamento da argamassa no bloco. As duas propriedades da argamassa importantes neste fenômeno são a capacidade de retenção de água (que melhora as condições de hidratação do cimento) e a trabalhabilidade (que melhora a penetração no bloco). Assim, a argamassa tem que ser simultaneamente retentiva (para conservar água para hidratação do cimento) e ser capaz de ceder a água em excesso (que não é usada na hidratação) de forma gradual e contínua para o bloco. A água cedida penetra nos poros do bloco e após a cristalização da argamassa forma pequenas cunhas que resultam na aderência. A retenção de água e trabalhabilidade de uma argamassa é aumentada com a incorporação de cal. Desta forma é importante a incorporação desta, mesmo que em níveis reduzidos para casos em que se deseja uma elevada aderência. Conforme relatado no início deste parágrafo a completa eliminação da cal pode levar a uma menor aderência.

A retenção da argamassa deve ser compatível com o IRA (taxa de absorção inicial) do bloco. Se o fluxo de água for interrompido por sucção exagerada do bloco ou por pouca retentividade da argamassa, prejudicasse a hidratação do cimento, tornando a argamassa fraca. Segundo Hamid (1985), fenômeno semelhante ocorre com blocos de baixa sucção, quando se dificulta a formação de cunhas dentro dos blocos, fazendo com que a aderência entre o bloco e a argamassa seja altamente prejudicada.

Assim, pode-se dizer que o mecanismo de aderência começa no estado plástico e se completa no endurecido. A aderência ótima é obtida com a máxima quantidade de água compatível com a consistência desejada, mesmo com a redução da resistência à compressão.

Ainda de acordo com Hamid (1985), testes indicam que blocos com suas faces sujas ou com restos de materiais tendem a reduzir a aderência entre os mesmos e a argamassa. Alguns exemplos de como a mão de obra pode afetar a aderência entre os componentes da alvenaria também são citados e destaca-se, entre outros: o incompleto preenchimento das juntas, mudanças de posição dos blocos após a absorção inicial de água da argamassa ter ocorrido e o uso de argamassa vencida.

De acordo com Vekey; Ma Jun (1993), o tempo entre o espalhamento da argamassa e o assentamento dos blocos, a espessura da argamassa espalhada relativa à espessura da junta e a pressão aplicada quando posiciona-se os blocos nos painéis são outros fatores que devem ser levados em consideração e podem causar variações na aderência bloco-argamassa.

Condições durante a construção e a subsequente cura podem ter efeitos dramáticos na tensão de aderência. Muitos laboratórios têm feito amostras e armazenado-as em condições secas, em alguns casos, o mais importante para se medir a resistência da aderência não tem sido feito. Melander; Colway (1995), citam um exemplo de pesquisa de um painel em blocos de concreto onde a parede foi deixada fora do laboratório sujeita a chuva, neve e altas variações de temperatura onde a média resistência à tensão de aderência foi de 0.87MPa comparada a 0.37MPa para amostra similar mantida em condições secas em laboratório.

2.5 Dimensionamento da Alvenaria à Flexão

De acordo com a normalização brasileira, atualmente o dimensionamento à flexão de alvenarias é realizado pelo Método das Tensões Admissíveis, no Estádio II quando há necessidade de armaduras. Critério de dimensionamento mais atual é o Método dos Estados Limites e consideração do Estádio III. A seguir é feito um breve relato desses critérios.

2.5.1 Método das Tensões Admissíveis ou Método dos Estados Limites

O dimensionamento de elementos estruturais pode ser feito de acordo com o Método das Tensões Admissíveis (MTA) ou com o Método dos Estados Limites

(MEL). No primeiro caso são determinadas as solicitações (M, N e V), correspondentes às cargas máximas de serviço (cargas de utilização), calculam-se as tensões máximas correspondentes a essas solicitações, supondo um comportamento completamente elástico dos materiais e limita-se essas tensões a uma fração da resistência dos materiais (tensões admissíveis), estando assim a segurança da estrutura garantida.

Pelo método dos estados limites são ponderados diferentes coeficientes de segurança em função de diferentes variáveis tais como: natureza do carregamento, tipo de esforço, tipo e qualidade do material, tipo e qualidade da obra, condição do estado limite (em serviço ou último), além da possibilidade de consideração de não-linearidade física e geométrica dos materiais e da estrutura. Nesse método a segurança é garantida comparando-se os esforços correspondentes às combinações de ações possíveis de ocorrer durante a vida útil da estrutura (esforço majorado), com os esforços majorados resistentes determinados com as resistências características dos materiais minorados por coeficientes de segurança (esforço resistente de cálculo).

O método dos estados limites permite uma melhor consideração dos diferentes parâmetros que podem estar envolvidos no projeto e execução de determinada obra, havendo uma tendência para a adoção desse método em normas internacionais. Entretanto, a correta adoção do método exige estudos para determinar coeficientes de ponderação em função de diferentes parâmetros, sendo necessário um conhecimento maior do comportamento estrutural.

De maneira geral pode-se dizer que o método dos estados limites é uma evolução do método das tensões admissíveis e é uma tendência natural a ser seguida no desenvolvimento de normas.

Várias bibliografia trazem a definição dos estados limites últimos (neste texto consultou-se Ataíde, 2005) relacionados ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura, ou seja, ao colapso. Estes deverão ter uma probabilidade de ocorrência pequena, pois a sua ocorrência pode resultar em perda de vidas humanas. Os estados limites últimos podem ter origem nas seguintes causas:

- Perda de estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura, assimilada a um corpo rígido;
- Transformação da estrutura original em uma parcial ou totalmente hipostática;

- Instabilidade por deformação;
- Deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta e fissuração que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura;
- Ruptura das seções críticas da estrutura;
- Propagação de um colapso (colapso progressivo ou falta de integridade estrutural);
- Grandes deformações, transformação de mecanismo e instabilidade global;
- Relação com a sensibilidade da estrutura ao fogo, explosão, repetição das ações, etc.

Os estados limites de serviço correspondem a limites estabelecidos que, se obedecidos, garantem que o comportamento da estrutura será adequado para sua utilização normal e com durabilidade adequada. Uma maior probabilidade de ocorrência é permitida para os estados limites de serviço, pelo fato de não representarem situações de risco de morte. Podem ter origem nos seguintes fenômenos:

- Deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
- Danos locais excessivos por fissuração, corrosão, etc., e que afetam a aparência, a utilização ou durabilidade da estrutura;
- Deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio;
- Vibrações excessivas.

As normas brasileira e norte-americana ainda utilizam o método das tensões admissíveis. Entretanto, na versão de 2005 da norma norte-americana, existem prescrições do método dos estados limites, que devem ser gradativamente adotadas naquele país, tornando a norma brasileira uma das poucas a utilizar o método das tensões admissíveis. As normas britânica, australiana, europeia e canadense adotam o método dos estados limites. Ramirez Vilató (1998) e Ataide (2005) comparam esses dois critérios.

Nas **tabelas 7, 9, 10 e 11**, pode-se observar os coeficientes de ponderação adotados para os materiais em diferentes normas. Na **tabela 8**, pode-se observar os coeficientes de ponderação dos esforços adotados na normalização

brasileira (ABNT NBR 6118:2003).

Tabela 7: Coeficientes de ponderação dos materiais (BSI BS 5628).

| Coeficientes de ponderação dos materiais- γ_m | | | | | |
|---|---|---------------------|---------------------------------------|---|--|
| ESTADO LIMITE ÚLTIMO | Alvenaria Não Armada | | Alvenaria Armada ou Protendida | | |
| | Compressão | Cisalhamento | Compressão | Cisalhamento | |
| | Controle especial de produção dos blocos e controle especial da execução = 2,5 | | 2,5 | Controle especial de produção dos blocos = 2,0 | |
| | Controle especial de produção dos blocos e controle normal da execução = 3,1 | | | 2,0 | |
| | Controle normal de produção dos blocos e controle especial da execução = 2,8 | | | | |
| Controle normal de produção dos blocos e controle normal da execução = 3,5 | | | | | |
| <p>NOTAS:</p> <p>O controle normal de produção de blocos é definido quando o fornecedor concorda em executar todos os ensaios de controle de produção especificados nas normas britânicas, porém não se enquadra na condição de controle especial em que a resistência média de uma amostra qualquer de blocos não deve ter uma probabilidade maior do que 2,5% de estar abaixo do limite aceitável.</p> <p>O controle normal de produção é assumido quando todas as recomendações da norma relativas a mão-de-obra, supervisão e inspeção são cumpridas, sendo o controle especial definido quando: a) os níveis de especificação, supervisão e controle permitem a utilização do coeficiente de segurança menor (HENDRY et al., 1997 indicam que essa especificação é de difícil compreensão, porém pode-se admitir como verdadeira quando o projetista verifica que a execução foi feita de acordo com o especificado); e b) são feitos ensaios da argamassa antes e durante a execução para verificar sua resistência à compressão.</p> | | | | | |
| Estado Limite de Serviço - Coeficientes de ponderação dos materiais- γ_m | | | | | |
| Alvenaria Não Armada, Armada | | | | | |
| 1,5 | | | | | |

Tabela 8: Coeficientes de ponderação dos esforços (ABNT NBR 6118:2003).

| Combinações | Permanente γ_g | | Variáveis γ_q | | Protensão γ_p | | Recalques de apoio e retração | |
|-----------------------------------|---|-------------|--|-------------|--|-------------|--------------------------------------|-------------|
| | Desf. | Fav. | Desf. | Fav. | Desf. | Fav. | Desf. | Fav. |
| Normais | 1,4 | 1,0 | 1,4 | 1,2 | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 0 |
| Especiais ou de Construção | 1,3 | 1,0 | 1,2 | 1,0 | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 0 |
| Excepcionais | 1,2 | 1,0 | 1,0 | 0 | 1,2 | 0,9 | 0 | 0 |

Tabela 9: Coeficientes de ponderação dos materiais (SAA AS 3700:1998).

| Coeficientes de minoração da resistência dos materiais | | |
|--|-------------------------------|--------------------------------|
| Alvenaria Não Armada | | Alvenaria Armada ou Protendida |
| Compressão | Outras Ações | |
| 0,45 ($\gamma_m = 2,22$) | 0,60 ($\gamma_m = 1,67$) | 0,75 ($\gamma_m = 1,33$) |
| NOTA: Coeficientes majoração dos esforços definidos em normas específicas. | | |

A **Tabela 10** indica valores segundo o EC-6:1996. Segundo essa norma, a Categoria I pode ser considerada quando o fabricante aceitar fornecer um conjunto de unidades de alvenaria com determinada resistência à compressão e quando o fabricante possua um sistema de controle de qualidade, cujos resultados demonstrem que o valor médio da resistência à compressão do conjunto, quando retiradas amostras e ensaiadas de acordo com normas específicas, tenha uma probabilidade de não atingir a resistência especificada à compressão não superior a 5% (resistência característica). A Categoria II deve ser considerada nas outras situações, quando o fabricante fornece a resistência à compressão de um conjunto de unidades de alvenaria, mas não observa o requisito relativo ao controle de qualidade.

Tabela 10: EC-6:1996 (Eurocode) - Coeficientes de ponderação dos materiais – Estados Limites Últimos .

| Material: Alvenaria feita com: | γ_m | | | | |
|---|------------|-----|-----|-----|-----|
| | Classes | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Unidades de categoria I com argamassa projetada | 1.5 | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 |
| Unidades de categoria I com argamassa recomendada | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 |
| Unidades de categoria II com qualquer argamassa | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 3.0 |
| Reforço com aço com ou sem protensão | 1.15 | | | | |

O Eurocode define ainda as classes como:

- **Classe 1:** Alvenaria em ambiente seco. Por exemplo: alvenarias no interior de edifícios em geral ou externas, mas não em contato com umidade.
- **Classe 2:** Alvenaria exposta à umidade, mas não a congelamento ou degelo. Por exemplo: alvenarias no interior de edifícios como em lavanderias ou externas, em contato com umidade, mas não em contato com chuvas severas, geadas ou fontes de sulfato ou agentes químicos agressivos.
- **Classe 3:** Alvenaria exposta a umidade. Por exemplo: alvenarias externas, como citada na classe 2, mas em contato com geadas, chuvas severas, congelamento e degelo, mas não em contato com agentes químicos.
- **Classe 4:** Alvenaria exposta ar saturado com sal ou água do mar. Por exemplo: regiões costeiras ou em lugares onde o sal pode afetar a alvenaria.
- **Classe 5:** Alvenaria em ambiente químico agressivo. Por exemplo: alvenaria em contato com o solo onde umidade e sulfato estão presentes. Alvenaria em contato com solos altamente ácidos e próximas a áreas industriais onde agentes químicos agressivos estão presentes.

Em seu item 6.6.2, o projeto da Norma Brasileira para Cálculo de Estruturas de Alvenaria em Blocos de Concreto (NBR 10837 – set. 2005) define coeficientes de ponderação das resistências para verificação no ELU. Esses estão indicados na **Tabela 11** e são adequados para obras executadas de acordo com a NBR 8798 – Execução e Controle de Obras em Alvenaria de Blocos Vazados de Concreto.

Tabela 11: Projeto NBR 10837 – set. - 2005 - Coeficientes de ponderação dos materiais – Estados Limites Últimos - γ_m

| Combinações | Alvenaria | Graute | Aço |
|--|------------------|---------------|-------------|
| Normais | 2,20 | 2,20 | 1,15 |
| Especiais ou de Construção | 1,90 | 1,90 | 1,15 |
| Excepcionais | 1,90 | 1,90 | 1,00 |
| No caso da aderência entre o aço e o graute, ou argamassa que o envolve, deve ser utilizado o valor $\gamma_m = 1,5$ | | | |

A norma canadense (S304. 1-94) define em seu item 7.5.2, que o redutor de resistência característica do material alvenaria (ϕ_m) deve ser tomado igual a 0,55, na verificação dos estados limites últimos e vale para alvenaria submetidas a qualquer tipo de esforço (compressão, cisalhamento, flexão, tração). Esse fator é equivalente a $\gamma_m = 1,82$. O valor recomendado para os materiais no estado limite de serviço é igual a 1,0.

É importante ressaltar que a segurança de uma estrutura, em relação à resistência do material utilizado, está relacionada não apenas ao valor adotado para o coeficiente de minoração da resistência deste material, mas também ao controle adotado durante a execução. Por exemplo, se a norma de cálculo adota como referência a resistência média de um material (como assim faz a versão de 1989 da NBR 10837, atualmente em vigor - MTA) ou se adota a resistência característica (como proposto na revisão da NBR 10837 - MEL) um mesmo coeficiente de minoração da resistência do material leva a níveis de segurança distintos uma vez que os valores de referência (médio ou característico) são distintos. Esse tema tem levado a várias discussões e estudos durante a revisão da citada norma e talvez os valores mostrados na Tabela 11 possam ainda ser revistos.

2.5.2 Estádios de Tensões

A teoria sobre o comportamento de seções fletidas da alvenaria estrutural segue os mesmos critérios de outros materiais compostos, como, por exemplo, concreto armado. Essa teoria é bastante difundida e pode ser encontrada em várias referências como Carvalho & Figueiredo Filho (2004).

De acordo com o nível de tensão e de resistência dos materiais, três estádios de tensão são definidos, conforme a seguir.

2.5.2.1 Estádio I (estado elástico)

A tensão de tração na alvenaria (f_{tk}) não ultrapassa sua resistência característica à tração, não há fissuras visíveis. As tensões de tração e compressão são elásticas e lineares. O diagrama tensão normal ao longo da seção é linear. As tensões

nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama de tensão-deformação da alvenaria. Essa situação é pouco comum nas situações reais, sendo adotada muitas vezes para determinação de armadura mínima.

2.5.2.2 Estádio II

Em algumas situações, como em vergas ou vigas, paredes dos primeiros andares de prédio com esforço de vento elevado, em muros de arrimo ou caixas d'água, a flexão pode ser predominante sobre a compressão e levar a esforços de tração na alvenaria. Nesses casos pode-se armar as paredes para resistir aos esforços de tração, isto é, o aço passa a resistir aos esforços de tração.

Aumentando-se o valor do momento fletor, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (L.N.) terão valores superiores ao da resistência característica da alvenaria à tração. Considera-se que apenas o aço passa a resistir aos esforços de tração. Admite-se que a tensão de compressão na alvenaria continue linear. As fissuras de tração na flexão na alvenaria são visíveis.

2.5.2.3 Estádio III

Aumentando-se o valor do momento até a um valor próximo ao de ruína, a fibra mais comprimida da alvenaria passa a escoar, atingindo a deformação específica (que varia conforme a norma adotada). O diagrama de tensões tende a ficar vertical com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima. A peça está bastante fissurada, com as fissuras se aproximando da linha neutra, fazendo com que sua profundidade diminua e, conseqüentemente, a região comprimida de alvenaria. Supõe-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola retângulo. Caracteriza-se pela plastificação das tensões de compressão.

Os Estádios I e II correspondem as situações de serviço (quando atuam as ações reais) e são adequados para verificações de tensões admissíveis e de estados limites de serviço. O Estádio III corresponde ao estado limite último (ações majoradas,

resistências minoradas), que só ocorreriam em situações extremas.

2.5.3 Alvenaria Não Armada

Segundo o Projeto de Norma Brasileira NBR 10837/set. – 2005, a alvenaria pode ser considerada como não armada quando a armadura é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes.

Nessa situação o elemento de alvenaria é dimensionado no Estádio I e deve-se verificar se o esforço de tração é menor que a resistência à tração.

A diferença entre o cálculo pela MTA ou MEL se limita à comparação entre os coeficientes adotados, global no caso do MTA ou parcial no MEL. A vantagem do MEL sobre MTA nessa situação é poder levar em conta combinações de carregamentos de ações de naturezas diversas.

2.5.4 Alvenaria Armada

Segundo o Projeto de Norma Brasileira NBR 10837/set. – 2005, a alvenaria pode ser considerada como armada quando são utilizadas armaduras passivas que são consideradas para resistência dos esforços solicitantes.

O dimensionamento da alvenaria poderá se dar no Estádio II ou III. No caso de MTA o dimensionamento se limita ao Estádio II. Pelo MEL o dimensionamento acontece no Estádio III na maioria das situações (pode ocorrer dimensionamento no Estádio II apenas quando o esforço é relativamente pequeno).

Além da vantagem de poder levar em conta carregamentos de naturezas diversas, o dimensionamento pelo MEL, quando comparado com o MTA, traz a vantagem de poder levar em conta o comportamento não linear dos materiais, com a plastificação da alvenaria no Estádio III.

2.5.4.1 Dimensionamento no Estádio II e Tensões Admissíveis

São impostas as seguintes condições:

- A alvenaria segue o comportamento elástico;
- As tensões são lineares e proporcionais às deformações (**Figura 9**);
- As seções permanecem planas;
- As deformações são proporcionais à sua distância à linha neutra,
- Os módulos de deformação são constantes;
- Há aderência perfeita entre o aço e a alvenaria,
- A alvenaria não resiste à tração, sendo esse esforço resistido apenas pelo aço.

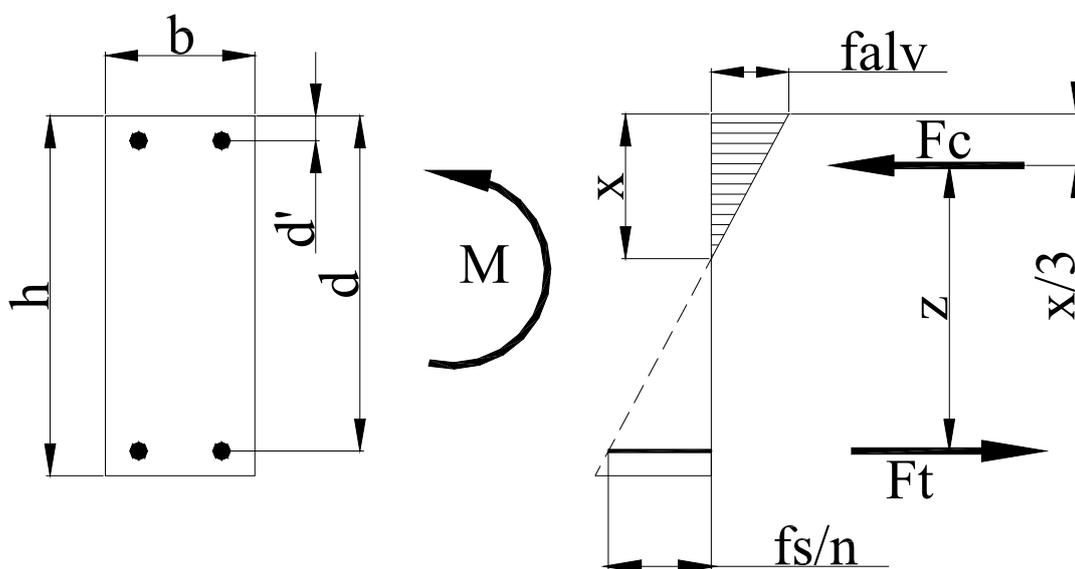


Figura 9: Diagrama de tensões no estágio II.

As equações necessárias para o dimensionamento são:

- $n = \frac{E_s}{E_{alv}}$; $E_{alv} = \begin{cases} 800 \cdot f_p & (\text{blo cos de concreto}) \\ 400 \cdot f_p & (\text{blo cos cerâmicos}) \end{cases}$ $E_s = 210 \text{ GPa}$
- $m = \frac{f_s}{f_{alv,f}}$; $f_s \leq 165 \text{ MPa}$, $f_{alv,f} \leq 0,33 \cdot f_p$
- $k_y = n/m$; $k_x = x/d$; $k_z = z/d = 1 - k_x/3$
- $\rho = A_s/(b \cdot d)$

- Posição da linha neutra: $k_x = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n$
- Tensão na armadura: $f_s = \frac{M}{A_s \cdot k_z \cdot d}$
- Tensão na alvenaria: $f_{alv} = \frac{M}{b \cdot d^2} \frac{2}{k_z \cdot k_x}$
- Quando o aço e a alvenaria atingem as tensões admissíveis, tem-se:
 - $k_x = k_b = n/(n+m)$
 - Taxa de armadura para esse caso:
 - $\rho_b = k_b / (2 \cdot m)$

O dimensionamento de uma seção permite várias soluções possíveis. Deve-se procurar a solução mais econômica. Geralmente são conhecidos os valores de n , b , d , M e as tensões máximas no aço e na alvenaria, devendo-se dimensionar as armaduras A_s .

Nesse caso a solução do problema segue o seguinte roteiro:

1. Cálculo de k_x balanceado (tensões máximas no aço e na armadura) e do momento máximo para armadura simples
 - $k_{xb} = n/(n+m)$
 - $k_{zb} = 1 - k_{xb}/3$
 - $M_{\max} = \frac{\bar{f}_{alv,c} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \cdot b \cdot d^2}{2}$
2. Se $M < M_{\max} \rightarrow$ seção subarmada: $f_s = \bar{f}_s$; $f_{alv} < \bar{f}_{alv,f}$
 - a. $A_s = \frac{M}{\bar{f}_s \cdot k_z \cdot d}$
 - b. k_z é obtido por tentativas, até $k_{z,n} = k_{z,n-1}$:

| k_z | $A_s = \frac{M}{\bar{f}_s \cdot k_z \cdot d}$ | $\rho = A_s / (b \cdot d)$ | $k_x = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n$ | $k_z = 1 - k_x/3$ |
|----------|---|----------------------------|--|-------------------|
| k_{zb} | A_{s1} | ρ_1 | k_{x1} | k_{z1} |
| k_{z1} | A_{s2} | ρ_{\square} | k_{x2} | k_{z2} |
| ... | ... | ... | ... | ... |

3. Se $M > M_{\max} \rightarrow$ seção superarmada: $f_s < \bar{f}_s$; $f_{alv} = \bar{f}_{alc,f}$

a. Resolve-se k_x , a partir da equação: $k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{f_{alv,c} \cdot b \cdot d^2}$

b. $f_s = \left(\frac{1 - k_x}{k_x} \right) \cdot \bar{f}_{alv,c} \cdot n$

c. $k_z = 1 - k_x/3$

d. $A_s = \frac{M}{f_s \cdot k_z \cdot d}$

4. Outra opção para $M > M_{\max}$ é dimensionar uma armadura dupla:

a. Inicialmente calcula-se a parcela do momento resistido pela armadura simples:

i. $f_s = \bar{f}_s$; $f_{alv,c} = \bar{f}_{alc,v}$

ii. $M_0 = \frac{\bar{f}_{alc,c} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \cdot b \cdot d^2}{2}$

iii. $A_{s1} = \frac{M_0}{f_s \cdot k_z \cdot d}$

b. Calcula-se a parcela do momento a ser resistido pela armadura dupla: $\Delta M = M - M_0$

c. A parte positiva da armadura dupla será: $A_{s2} = \frac{\Delta M}{f_s \cdot (d - d')}$

d. A parte negativa da armadura dupla será:

$$A_{s'} = \frac{\Delta M}{f_s \cdot (d - d')} \cdot \frac{(d - x)}{(x' - d')}$$

2.5.4.2 Dimensionamento no Estádio III e Estado Limite Último

Admitem-se seguintes hipóteses:

- A seção se mantém plana;
- A armadura está perfeitamente aderida e tem a mesma deformação que a alvenaria;
- A resistência à tração da alvenaria é nula;

- d) As propriedades de deformação da alvenaria e do graute serão consideradas iguais;
- e) O diagrama tensão-deformação na alvenaria pode ser parabólico, parabólico-retangular ou retangular;
- f) Em seções submetidas à compressão simples, a máxima deformação da alvenaria se limita a 0,2%;
- g) A máxima deformação do aço se limita em 1%;
- h) A máxima deformação da alvenaria é tratada no item 2.5.4.4, pois existem diferenças em relação a esse limite de acordo com critério de cada norma (entre 0,2% e 0,35%).

O dimensionamento da seção ocorrerá de acordo com o domínio de deformação a que esta se encontra.

Os domínios de deformação estão esquematizados na figura abaixo extraída de Carvalho & Figueiredo Filho (2004).

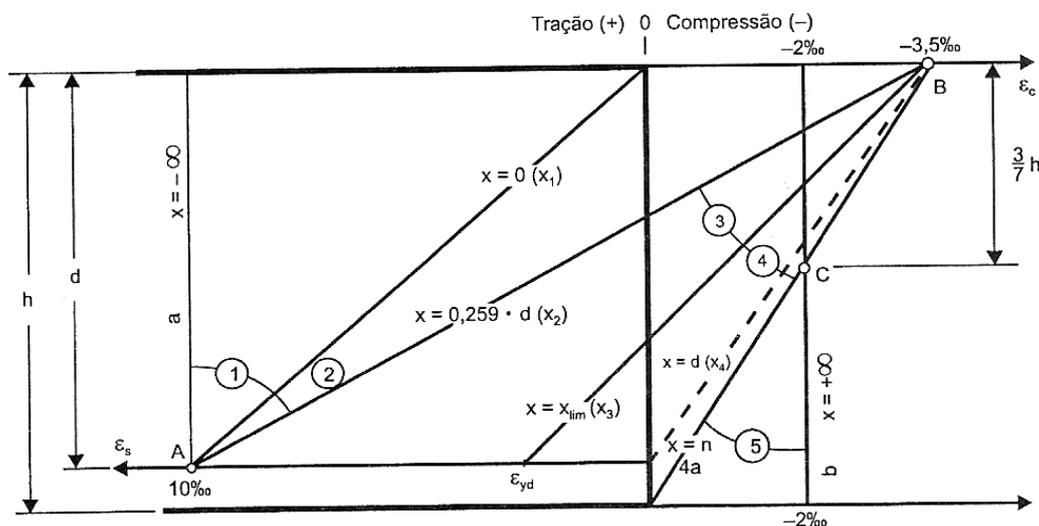


Figura 10: Domínios de deformação no estado-limite último em uma seção transversal (Carvalho & Figueiredo Filho (2004)).

- **Domínio 1: (sem compressão, tração não uniforme)**
 - Seção resistente composta pelo aço, não havendo participação da

alvenaria, que se encontra totalmente tracionada e, portanto, fissurada.

- **Domínio 2: (flexão simples ou composta)**
 - Seção resistente composta pelo aço tracionado e pela alvenaria comprimida.

- **Domínio 3: (flexão simples (seção subarmadas) ou composta)**
 - Seção resistente composta pelo aço tracionado e pela alvenaria comprimida;
 - Ruptura do painel ocorre ao mesmo tempo do escoamento da armadura (situação ideal, pois os dois materiais atingem sua capacidade resistente máxima);
 - Peças que chegam ao estado limite último no domínio 3 são chamadas subarmadas.

- **Domínio 4: (flexão simples (seção superarmadas) ou composta)**
 - Seção resistente composta pelo aço tracionado e pela alvenaria comprimida;
 - Ruptura da alvenaria é frágil, sem aviso, pois a alvenaria se rompe sem que a armadura atinja sua deformação de escoamento (não ocorre grandes deformações do aço nem fissuração do concreto que sirvam de advertência);
 - Peças que chegam ao estado limite último no domínio 4 são chamadas superarmadas e são anti-econômicas, pois o aço não atinge toda sua capacidade resistente.

- **Domínio 4a: (flexão composta com armaduras comprimidas)**
 - Seção resistente composta pelo aço tracionado e pela alvenaria comprimida;
 - Armaduras comprimidas e pequena zona de alvenaria tracionada;
 - Ruptura da alvenaria é frágil, sem aviso, pois a alvenaria se rompe com

encurtamento da armadura (não ocorrem grandes deformações do aço nem fissuração da alvenaria que sirvam de advertência).

- **Domínio 5: (sem tração, compressão não uniforme):**

- Seção resistente composta pelo aço e pela alvenaria comprimidos;
- Compressão simples ou composta;
- Ruptura da alvenaria é frágil, sem aviso, pois a alvenaria se rompe com encurtamento da armadura (não ocorrem grandes deformações do aço nem fissuração da alvenaria que sirvam de advertência).

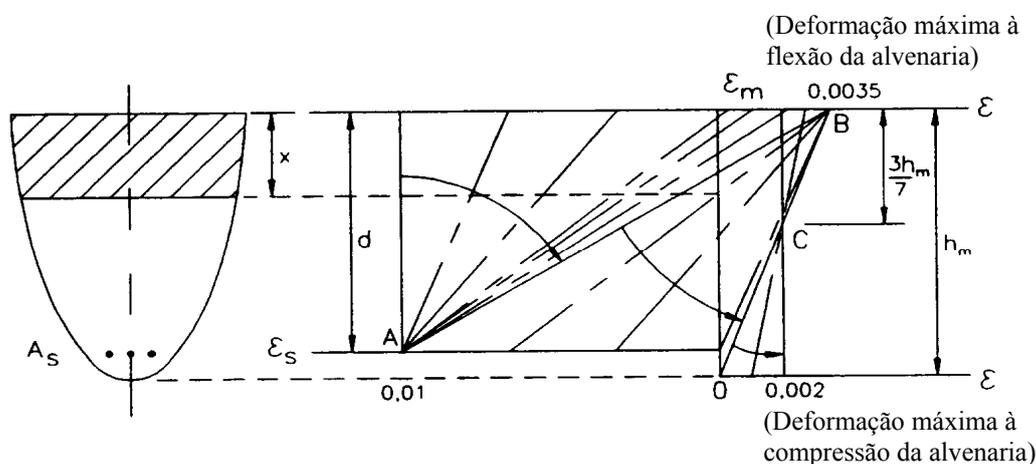


Figura 11: Diagramas de deformações (EC-6:1996)

A **Figura 11** mostra os domínios de deformação e os limites de deformação de acordo com o EC-6:1996. Ainda segundo esse código de norma, podem ser feitas as seguintes considerações:

- Quando uma zona comprimida inclui parte de alvenaria e parte de graute, como resistência de cálculo, à compressão se tomará a do material menos resistente;
- O cálculo do momento fletor resistente da seção transversal pode ser feito com o diagrama simplificado indicado na **Figura 14**;
- Quando a seção transversal esta sujeita a força normal de tração, o seu efeito pode ser desprezado se o seu valor não supera o limite $10\% f_k A$, sendo A a área resistente da seção transversal.

Essas mesmas considerações fazem parte do Projeto de Norma NBR10837/set.2005 e são, em maior ou menor grau, consenso em todos os códigos de norma analisados.

2.5.4.3 Diagrama Tensão-Deformação da Alvenaria e Aço

É consensual dentre o meio técnico, que o diagrama tensão-deformação do aço para cálculo nos estados limites, pode ser aquele adotado na NBR 6118/2003, reproduzido na **Figura 12**. Para aços sem patamar de escoamento definido o valor de f_{yk} é o valor correspondente à deformação permanente de 0,2%.

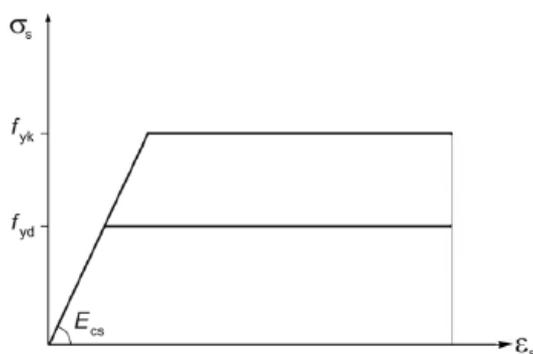


Figura 12: Diagrama tensões-deformações para armaduras passivas (NBR 6118, 2003).

No caso de alvenarias, enquanto que a forma do diagrama é conhecida e aproximadamente representada pelo diagrama mostrado na **Figura 13**, o valor limite da máxima deformação correspondente a ruptura à compressão na flexão é discrepante nas recomendações das várias normas internacionais analisadas.

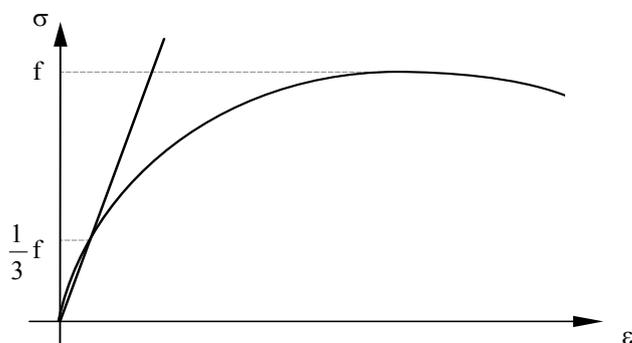
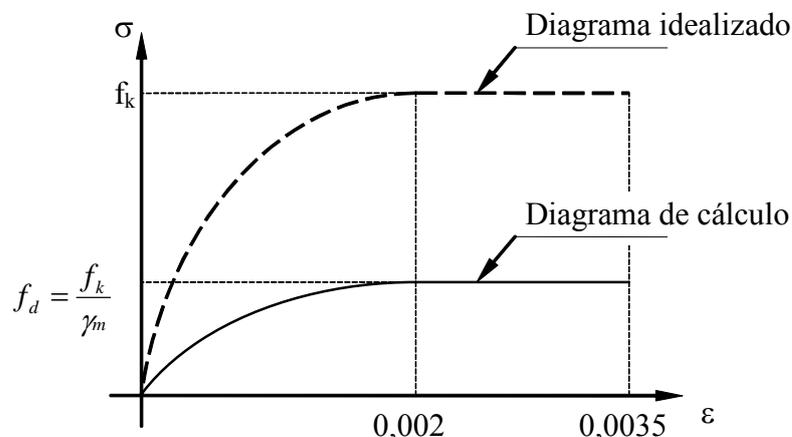


Figura 13: Forma geral de um diagrama da relação tensões-deformações da alvenaria.

A **Figura 14** mostra o diagrama tensão-deformação da alvenaria adotada, em algumas situações, no **EC-6:1996**.



Nota : A figura acima representa uma aproximação e pode não ser adequada a todos os tipos de unidades de alvenaria. Por exemplo, unidades de alvenaria com furos de grandes dimensões podem ter uma ruptura frágil e não ter patamar de escoamento.

Figura 14: Relação tensão-deformação para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão (EC-6:1996).

2.5.4.4 Prescrições das diferentes normas com relação à máxima deformação de compressão na flexão em alvenarias

As prescrições encontradas nas diferentes normas sobre a máxima deformação de compressão na flexão de alvenarias são:

- **EC-6:1996 -1 -1:**
 - **0,035** para blocos do Grupo 1 e **0,02** para Grupo 2 e 3, sendo que blocos do Grupo 1 têm volume máximo de vazios de 25% (alvenaria perfurada) e blocos do Grupo 2 entre 25% e 50% (inclui blocos vazados).
- **BS 5628-part 2 - 1995**
 - **0,035** (todas as alvenarias).

- **MSJC (2002)**
 - **0,035** (alvenaria cerâmica) ou **0,025** (alvenaria de blocos de concreto).

- **S304. 1-94**
 - **0,030** (todas as alvenarias).

- **AS 3700-1998**
 - **0,035** (todas as alvenarias).

A partir da constatação que a máxima deformação de compressão varia entre 0,020 e 0,035 para prismas com blocos de concreto e cerâmico, entende-se que a adoção de um valor médio igual a 0,030 para a normalização nacional seria adequado, como está especificado na norma canadense.

2.5.5 Previsão de Deformação e Fissuração

2.5.5.1 Deformação

Entende-se por deformação limite como o estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção. Os valores dos deslocamentos e das rotações deverão ser determinados por meio de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do painel em estudo, ou seja, levem em conta a presença de armadura, a existência de fissuras e as deformações diferidas no tempo.

O Projeto da NBR 10837 cita em seu item 10.2 que deslocamentos limites são valores práticos utilizados para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.

Os deslocamentos finais (incluindo os efeitos de fissuração, temperatura, retração e fluência) de todos os elementos não devem ser maiores que $L/125$ para peças

em balanço e $L/250$ nos demais casos.

Um deslocamento limite de $L/500$ ou 20mm, o que for menor, deve ser respeitado para os elementos que servem de apoio para paredes estruturais ou não-estruturais, ocorridos após a sua construção.

Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados por contraflechas, desde que elas não sejam maiores que $L/350$.

A translação horizontal relativa de pavimentos vizinhos de um edifício, provocada pela ação do vento para combinação freqüente, não pode ser maior que $H/1700$ ou $H_i/850$, sendo H a altura total do edifício e H_i a altura entre esses pavimentos.

Sempre que os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos devem ser considerados, estabelecendo-se o equilíbrio na configuração deformada.

De acordo com a norma canadense (CSA S304. 1/1994), deformações excessivas podem acarretar inúmeros problemas, como ruptura, fissuras e até esmagamento de elementos não estruturais. O Código canadense cita que paredes assim como vigas são elementos que podem estar sujeitos a flexão e vale a pena lembrar alguns requisitos de alvenarias armadas sujeitas a deformações laterais devido a esforços laterais, como vento, empuxo de terra e água. Em seu item 11.8.3., o código estabelece alguns limites para deformações devido a esforços laterais:

- $h/720$, quando existe uma segunda parede revestindo a primeira;
- $h/360$, quando existe um revestimento frágil da parede;
- $h/180$, para todos outros casos.

Razoáveis estimativas de deformação necessitam valores de momento de inércia (I), módulo de elasticidade (E_{alv}) e outros fatores.

De acordo com a norma canadense (CSA S304. 1/1994), a deformação pode ser calculada pela expressão:

$$\delta = k (WL^3 / EI),$$

Onde W = carga total no vão;

L = vão;

EI_{ef} = rigidez da seção transversal (na área efetiva);

k = é um fator que depende da distribuição da carga e das condições de apoio.

A mesma norma cita em seu item 12.4.1., que a deformação deve ser checada se o vão ultrapassar 15d.

O principal problema com alvenaria armada, assim como com concreto armado, é que esses elementos na flexão geralmente fissuram (um fator para que o reforço com aço realmente trabalhe), então existe a espessura da seção não fissurada a ser considerada. Simplificadamente o momento de inércia efetivo (I_{ef}) pode obtido como um valor intermediário a partir das seções fissurada e não fissurada, I_o e I_{cr} , respectivamente, utilizando a fórmula de Branson:

$$I_{ef} = (M_{cr}/M_a)^3 I_o + [1 - (M_{cr}/M_a)^3] I_{cr}$$

Onde M_{cr} = momento de fissuração = $(\Phi_m f_t + f_{cs}) I_o / y_t$;

ϕ_m = Item 7.5.2.1 – (CSA S304. 1/1994) = 0,55;

f_t = resistência a tração na flexão, obtida pela tabela 5;

$f_{cs} = P/A_e$; (A_e = área efetiva da seção transversal);

I_o = momento de inércia da peça no estágio I;

I_{cr} = momento de inércia da peça no estágio II;

M_{cr} = momento de fissuração do concreto;

M_a = momento atuante;

y_t = distancia do centro de gravidade a fibra mais tracionada.

Onde o carregamento é de curta duração, análises elásticas permitem uma razoável estimativa de deformação, mas uma estimativa de deformação devido à cargas de longa duração deve levar em consideração os efeitos da retração. Assim como os elementos em concreto, os de alvenaria podem retrair, mas o aço não, assim sendo os efeitos da retração devem ser levados em consideração. O procedimento adotado na norma canadense em seu item 8.3.2.4., para levar em consideração os efeitos adicionais na deformação da expansão e retração, é multiplicar a deformação imediata por um fator

calculado por:

$$[1 + (S/1+50\rho')]$$

O valor de S varia conforme a duração do carregamento:

- **1.0**, 5 anos ou mais;
- **0.7**, 12 meses;
- **0.6**, 6 meses;
- **0.5**, 3 meses.

Uma simplificação desta verificação foi incluída na recente versão de 2004 da norma canadense, conforme relatado em Drysdale et al. (2005). É sugerido que, na verificação de painéis sujeitos a cargas de vento, a deformação seja verificada sempre que o vão exceder 25 vezes a altura útil da seção de alvenaria. Na falta de cálculo mais preciso, o deslocamento para cargas de serviço pode ser admitida igual a:

$$\Delta_s = \frac{5M_s h^2}{48E_m I_o}, \text{ quando } M_s \leq M_{cr}$$

$$\Delta_s = \frac{5M_s h^2}{48E_m I_o} + \frac{5(M_s / M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}}, \text{ quando } M_s > M_{cr}$$

Onde

M_s = momento em serviço no centro do vão;

M_{cr} = momento de fissuração (cr = craking) = $(f_t + f_{cs}) I_o / y$;

f_t = resistência a tração na flexão;

f_{cs} = tensão de pré-compressão;

h = comprimento do vão;

I_o = momento de inércia para seção não fissurada, contando apenas a área efetiva da seção;

I_{cr} = momento de inércia para seção fissurada.

Pela simplicidade de aplicação, ainda que não seja precisa para algumas situações, esse procedimento será adotado neste texto.

2.5.5.2 Controle da Fissuração

A fissuração excessiva em painéis de alvenaria pode comprometer significativamente sua durabilidade. Deve-se evitar que o painel sofra fissuração excessiva, devida à flexão, detalhando adequadamente a armadura e, se for o caso aumentando-a. Neste caso, trata-se de uma verificação de estado limite de serviço, isto é, interessa saber a fissuração que ocorrerá no painel quando este estiver em serviço e não próximo da ruptura.

Deve-se garantir que as aberturas de fissuras respeitem certos limites que não comprometam as condições de serviço e a durabilidade da estrutura. De maneira geral, estruturas bem construídas e projetadas levando em consideração as cargas previstas na normalização, quando apresentarem fissuras dentro de certos limites, não terão a durabilidade e a perda de segurança afetadas.

O Projeto de Revisão da NBR 10837 / 2007 cita em seu item 10.3 que fissuras de pequena espessura e abertura de juntas podem ocorrer em estruturas de alvenaria. Entretanto a sua presença não deve prejudicar a aparência ou a durabilidade da estrutura. Os efeitos da temperatura, fluência, retração e variação volumétrica por umidade podem ser minimizados com a utilização de juntas de movimentação.

De acordo com a norma canadense (CSA S304. 1/1994), se o painel está exposto ao tempo, a presença de fissuras pode ser facilitada. Essa exposição pode levar a corrosão da armadura e desintegração da argamassa. Uma vez iniciada a deterioração da argamassa, a umidade tende a entrar mais livremente e o problema acelera-se. Deve ser notado que fissuras devidas à retração são um problema completamente diferente, uma vez que pode ser resolvido através do correto uso das juntas de dilatação.

Em seu item 11.9, a norma canadense cita que para painéis armados e submetidos a carregamento lateral, na seção transversal no local do máximo momento positivo e negativo deve ser garantir que a quantidade, z , dada por:

$$z = f_s \sqrt[3]{(d_c A) / 10^3}, [\text{kN/m}]$$

Onde

f_s = tensão na armadura, podendo ser admitido com 60% da tensão de escoamento do aço ou cálculo a partir do equilíbrio a seção [MPa];

d_c = cobrimento da armadura [mm];

A = área efetiva de alvenaria ao redor da barra tracionada, calculada considerando a distância entre o centro das armaduras tracionadas e o borda mais tracionado da alvenaria e acrescida da mesma distância para parte acima da armadura, e dividindo a área calculada pelo número de barras.

E não exceda aos seguintes limites:

- 25kN/mm para ambientes externos, exceto a fissura devida à carga de vento que não deve exceder 50kN/mm; e
- 30kN/mm para ambientes internos, exceto a fissura devida à carga de vento que não deve exceder 60kN/mm.

Para fins de cálculo, f_s pode ser considerado como 60% da tensão de escoamento f_y .

Os requisitos a seguir foram tomados diretamente do CAN3 – A23.3 (Code for the design of concrete structures for buildings), onde as correspondentes restrições de aberturas de fissuras são da ordem de 0,40mm e 0,33mm para ambientes externos e internos, respectivamente.

Esses requisitos são basicamente os mesmos adotados para o concreto armado. Entretanto, o leitor é avisado que, como os painéis de alvenaria armada não se comportam como concreto armado, os limites de aberturas de fissuras restritas a 0,40mm, poderiam facilmente ser 0,50mm, em ambientes agressivos, como vento, chuva e ciclos de congelamento e degelo. Os autores comentam que talvez a restrição de 0,33mm deva, talvez, ser reduzida a 0,25mm.

Segundo a CSA S304.1/1994, as aberturas de fissuras dependem da tensão na armadura, da localização das barras e do espaçamento entre as fissuras. No concreto armado, as fissuras são contínuas e se formam nas regiões fracas, geralmente espaçadas de 100mm a 200mm. Na alvenaria, por outro lado, o espaçamento entre as

fissuras é normalmente controlado pela locação das juntas de argamassa, ou seja, o componente menos resistente do painel. Na figura abaixo são mostrados dois arranjos para uma verga de alvenaria sobre uma abertura. Na verga A, os blocos são assentados deitados com 190mm de altura e comprimento de 390mm e as fissuras são previstas para começarem em intervalos de 400mm, embora a influência de altas cargas na segunda fiada possa resultar em eventual espaçamento entre fissuras de 200mm. Na verga B, o uso de blocos com 390mm de altura e 190mm de comprimento, provavelmente levará a espaçamento entre fissuras de 200mm. As fissuras na verga A possivelmente serão duas vezes mais largas que na verga B.

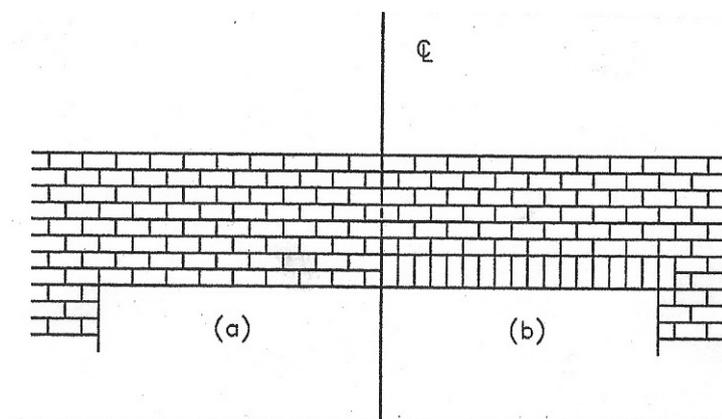


Figura 15: Diferentes arranjos para vergas de alvenaria.

A alvenaria, estando aderida ao aço, sofrerá uma tensão média de deformação igual a do aço. A alvenaria pode suportar apenas pequenas tensões de deformação, mas as aberturas das fissuras no nível da armação serão apenas ligeiramente menores do que a deformação do aço multiplicada pelo espaçamento entre as fissuras. Seções planas permanecem planas, a máxima abertura das fissuras está relacionada à locação das barras em relação à linha neutra e ao cobrimento da armadura, como mostrado na figura abaixo.

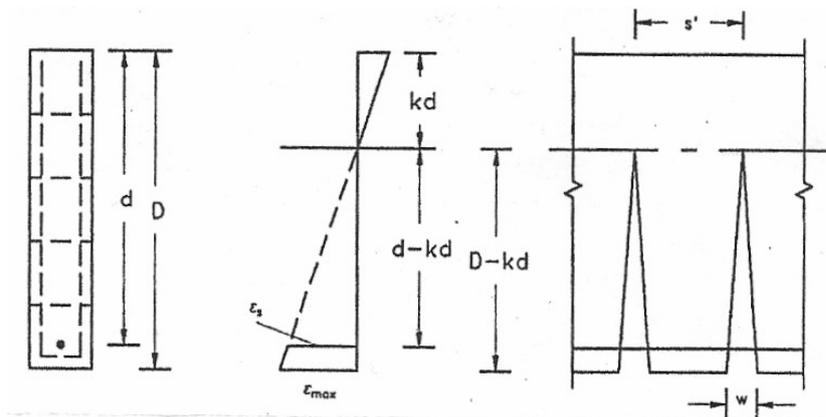


Figura 16: Seção transversal; Tensões; Fissuras idealizadas.

A abertura da fissura na altura efetiva será:

$$\varepsilon_s s' = f_s s' / E_s ,$$

onde s' = espaçamento entre fissuras.

A máxima abertura das fissuras (w) se torna:

$$W = f_s s' (D - kd) / E_s (d - kd),$$

A equação acima nos leva a um razoável, embora superestimado valor da abertura. A equação também indica a influência do espaçamento entre fissuras na abertura das mesmas.

Dados a máxima tensão admissível no aço e o espaçamento entre as juntas verticais, a máxima abertura da fissura no nível do aço pode ser calculada.

Por exemplo, se $f_s = 240\text{MPa}$ ($0,6 f_y$, onde $f_y = 400\text{MPa}$) e as juntas verticais são espaçadas de 200mm , a máxima abertura da fissura prevista será dada por:

$$W = f_s s' / E_s = 240 (200) / 200.000 = 0,24\text{mm}.$$

3 PROJETO DE PAINÉIS DE ALVENARIA

Nesse capítulo são abordados os tópicos sobre cálculo de esforços e considerações sobre a estabilidade em painéis de alvenaria sujeitos à ações laterais.

3.1 Ações

As ações horizontais usualmente consideradas em painéis são as ações de ventos ou empuxo (de água, solo, grãos, entre outros). Em edificações, o caso mais comum é a ação de vento. Outros casos comuns são muros de arrimo, reservatórios e piscinas que sofrem carregamento lateral devido ao empuxo.

O cálculo dessas ações é feito de acordo com as normas específicas, conforme abaixo:

- **NBR6123 - Forças devidas ao vento em edificações – 1988;**

- **NBR6120 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações 1980.**

3.2 Cálculo dos esforços

Pode-se considerar os painéis de alvenaria como placas submetidas a carregamento uniformemente distribuído ou triangular perpendicular ao seu plano de maneira semelhante às lajes. Entende-se que o comportamento de painéis de alvenaria submetido a esforços laterais é semelhante ao de uma laje de concreto armado, exceto por algumas particularidades. Descreve-se a seguir as fases de comportamento elástico e plástico de uma laje de concreto conforme o carregamento aumenta.

O comportamento de uma laje de concreto armado depende do nível de carregamento que a solicita. Para determinados carregamentos de pequena intensidade, a Teoria das Placas em Regime Elástico descreve bem o comportamento da laje, mesmo considerando o material como isótropo e homogêneo. Essa é a fase elástica. O cálculo dos esforços pode ser feito utilizando métodos numéricos como o das Diferenças Finitas ou dos Elementos Finitos, entre outros.

Conforme o carregamento aumenta, a laje apresenta fissuras nas regiões dos maiores esforços solicitantes, diminuindo com isso a rigidez destas seções. Essa

fase de fissuração pode ainda ser estudada pela Teoria das Placas em Regime Elástico, levando-se em conta a diminuição da rigidez da peça em seções fissuradas. Continuando o aumento do carregamento, inicia-se a plastificação das seções mais solicitadas que, sendo seções sub-armadas e com ductilidade suficiente (caso mais comum em lajes), passam a se deformar sem aumento sensível do momento fletor. São formadas as charneiras. Essa fase é estudada pela Teoria das Placas em Regime Plástico.

Com o desenvolvimento da plastificação, surgem novas charneiras até que a estrutura acaba se tornando hipostática e se deforma livremente com qualquer acréscimo de carga. Nesse ponto, admite-se que a laje atingiu sua fase de ruína.

A fase de plastificação e a de ruína possuem comportamentos bem diferentes daquele descrito pelo regime elástico. O estudo da fase de plastificação é bem mais complexo, já que existem zonas plastificadas, zonas fissuradas e zonas que ainda estão no regime elástico. Ele pode ser feito, de modo aproximado, através de métodos numéricos que consigam modelar a não linearidade física do material.

Já o estudo da fase de ruína da laje pode ser feito com relativa facilidade por meio da Teoria das Charneiras Plásticas que, entretanto, se preocupa exclusivamente com a fase de ruína sem fornecer informações sobre o comportamento da laje nas fases anteriores. Para o caso de alvenaria existem teorias específicas para esse cálculo, conforme é relatado a seguir.

A verificação dos Estados Limites de Serviço devem ser feitos baseados, obrigatoriamente, em um procedimento que represente bem a fase de serviço, com parcela do carregamento limite e, muito provavelmente, em uma análise elástica.

O Código BS apresenta algumas tabelas para cálculo dos momentos máximos segundo a teoria das linhas de plastificação. Esse critério é altamente controverso e não é universalmente aceito para o cálculo de painéis de alvenaria, conforme discutido a seguir.

Serão citados sucintamente a seguir os métodos de cálculo encontrados na bibliografia sobre análise da flexão em painéis de alvenaria.

3.3 Métodos Elásticos

Muitos autores de concreto armado incluíram, em seus livros, tabelas para o cálculo de placas com diversas condições de apoio e carregamento, baseadas essencialmente nos procedimentos acima descritos.

Esses livros contêm, em sua maioria, uma coleção de tabelas para o cálculo dos momentos fletores e flechas máximas.

Uma das publicações mais completas é a de BARES, para vários coeficientes de Poisson entre 0 e 0,30, para placas de material isótropo.

Placas de geometria ou carregamentos mais complexos não possuem soluções tabeladas. Para resolvê-las, deve-se fazer uso de procedimentos numéricos, como Analogia de Grelha ou o Método dos Elementos Finitos, sendo esse métodos bastante difundidos nos dias de hoje e não cabendo aqui maiores detalhes sobre sua utilização.

Drysdale, Hamid & Baker (1999) comentam, ainda, que na normalização norte-americana existe um método definido para análise de flexão nas duas direções, sendo prática comum aplicar teoria de vigas para avaliar o momento fletor em cada direção. As vigas seriam analisadas como uma faixa para cada direção, com igual deformação no vão central. Para avaliar a rigidez de cada faixa na distribuição da carga lateral, os autores oferecem expressões de cálculo de coeficientes que consideram o momento de inércia do painel em cada direção. Esse método é similar à analogia de grelha e não leva em conta a possibilidade de plastificação.

Deve-se destacar que as placas de concreto armado são consideradas isótropas. Para o cálculo dos esforços em painéis de alvenaria deve-se considerar o nível de ortotropia destes. Isto deve ser feito na modelagem numérica, impondo corretamente as propriedades físicas da alvenaria.

No caso de alvenaria estrutural não armada, pode-se considerar apenas o estágio de seções não fissuradas e calcular os esforços pela teoria elástica de placas. Entretanto, encontra-se na bibliografia internacional métodos desenvolvidos especialmente para a alvenaria estrutural em que é possível levar em conta algumas seções do painel de alvenaria com fissuras antes da ruína, levando a uma economia no

dimensionamento.

3.4 Métodos Plásticos

Os métodos plásticos levam em conta as diferentes fases do comportamento de cada seção, desde o inicialmente elástico, depois a diminuição de rigidez devido a fissuração e finalmente a plastificação de seções que atingem sua resistência limite.

Para entender melhor essas fases de comportamento, é importante conhecer o Diagrama Momento Fletor x Curvatura da seção transversal fissurada de elementos submetidas à flexão simples (**Figura 17**).

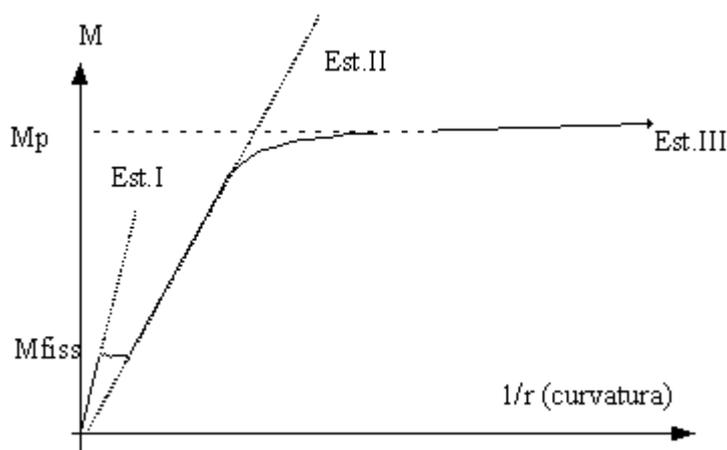


Figura 17: Diagrama Momento Fletor x Curvatura de seção fissurada.

O diagrama apresentado corresponde a uma peça retangular submetida à flexão e dimensionada no Domínio 2 ou 3. Verifica-se que para momentos fletores menores que o momento de fissuração da seção, o comportamento é elástico. É possível representar essa fase pelo modelo do Estádio I, que supõe que os materiais trabalham elasticamente, inclusive a alvenaria submetida à tração.

Após a fissuração, o comportamento é bem representado pelo modelo do Estádio II, no qual se admitem comportamentos elásticos para o aço na região tracionada e para a alvenaria na região comprimida.

A partir de certa curvatura, o momento permanece praticamente constante com valor muito próximo do momento último da seção. É o Momento de Plastificação da seção. Para que a seção tenha esse comportamento plástico é necessário

que esta seja capaz de se deformar sem romper, ou seja, é necessário que haja ductilidade suficiente.

Existe uma grande faixa de dimensionamento (domínio 2 e parte do domínio 3) nas quais os painéis possuem um comportamento plástico bem definido. Esses painéis são usualmente suficientemente dúcteis para que possa ser feito um dimensionamento plástico.

Para verificação dos momentos limites em painéis com seções plastificadas, existem alguns métodos analíticos de cálculo, como o das Linhas de Plastificação. O método supõe que o momento fletor ao longo de uma ou várias linhas atinge um valor limite (momento de plastificação) e permanece constante. A condição limite de ruptura ocorrerá quando a formação dessas linhas, chamadas de charneiras, levar a uma condição hipostática. A configuração de falha (ou ruptura) é caracterizada por várias linhas com momento constante ao longo de cada uma delas.

O Método Linhas de Plastificação, para lajes de concreto armado, foi inicialmente desenvolvido por Ingerslev (1923) apud Pinheiro (1980). Posteriormente o método foi refinado a partir de contribuições de outros autores como Johansen (1943) apud Pinheiro (1980) e Langendonck (1970). A carga última do painel é obtida estudando-se vários mecanismos possíveis de colapso compatíveis com as condições de contorno, sendo a verificação de todas as possíveis formas de configuração da ruptura condição chave para a segurança do métodos.

Os momentos nas linhas de plastificação são os últimos plásticos, resistidos pela seção de concreto armado. Com estas hipóteses básicas, a carga última é determinada usando-se o princípio dos trabalhos virtuais ou as equações de equilíbrio. A carga última assim determinada é uma carga maior ou igual à correta.

Existem três condições a serem satisfeitas na análise plástica de uma laje:

- Equilíbrio;
- Plastificação (em nenhuma seção ocorre momento superior ao momento de plastificação);
- Mecanismo (a plastificação torna a estrutura hipostática).

Há uma grande dificuldade de se lidar com todas as condições

simultaneamente.

Admite-se que as seções transversais da laje tenham comportamento plástico, ou seja, que, a partir de determinada rotação, o momento resistente passa a ser o de plastificação, que permanece constante. Conforme Loriggio (1998), as lajes dimensionadas no Domínio 2 e uma grande parte das lajes dimensionadas no Domínio 3 possuem um patamar de plastificação bem definido.

3.4.1 Traçado de charneiras e determinação da carga última

O primeiro passo em qualquer solução com charneiras plásticas é postular o padrão de linhas de ruptura usando algumas regras:

- Em um mecanismo de colapso formado por segmentos planos, as linhas de plastificação deverão ser linhas retas, formando eixos de rotação para o movimento destes segmentos;
- Os apoios da laje atuarão como eixos de rotação. Se um lado é engastado, uma linha de plastificação pode se formar neste apoio. Um eixo de rotação passará por uma coluna de apoio;
- Por compatibilidade de deformação, uma linha de plastificação deverá passar pela intersecção do eixo de rotação de segmentos adjacentes da laje.
- Os padrões geralmente contêm direções desconhecidas, as quais localizam as charneiras e poderá existir mais de uma família de linhas de ruptura para uma laje em particular;
- O projetista deve assegurar-se de que todos os padrões de charneiras tenham sido considerados, já que o padrão correto é aquele que resultará na menor carga última. Se o padrão crítico não for considerado, a carga última estará contra a segurança;
- A carga última poderá ser obtida a partir de um padrão de charneiras usando o princípio dos trabalhos virtuais ou as equações de equilíbrio. A formulação do processo pode ser facilmente encontrada na bibliografia como, por exemplo, em Langendonck (1970).

Uma das principais vantagens na aplicação da Teoria das Charneiras

Plásticas é que a mesma visa obter a configuração de ruína da laje, na qual se tem a estrutura hipostática através da sucessiva plastificação das seções transversais. Nos casos os quais isso pode ser obtido, tem-se o máximo aproveitamento dos materiais e da estrutura, resultando em economia no resultado final.

No caso geral, a pesquisa da configuração de ruína de uma laje passa pela definição de todas as configurações de colapso possíveis. Este estudo é extenso e diferente em cada situação de carregamento ou geometria. Deve-se tomar muito cuidado com as soluções tradicionais obtidas pelo traçado de charneiras retilíneas partindo dos vértices.

3.4.2 Caso de alvenaria: Método da Linha de Plastificação, Linha de Fratura e Linha de Ruptura

Desde os primeiros testes em painéis de alvenaria foram percebidas linhas de ruptura que muito se assemelham com as linhas de ruptura de um painel de concreto armado, ainda que o mecanismo que leva a esse comportamento seja diferente. Mesmo em alvenaria não armada, a existência das linhas de ruptura acontece provavelmente pelo engrenamento bloco-argamassa ou bloco-bloco no comprimento dessas linhas. Sendo a alvenaria um material frágil, e como não há armadura para plastificar, essa é uma hipótese plausível.

Essa constatação inicialmente levou a adoção dos mesmos critérios de cálculo de **linha de plastificação** para painéis de alvenaria, apenas levando em conta a ortotropia devida às diferentes resistências de tração na flexão. A ortotropia devido às diferentes rigidezes em cada direção foi inicialmente relevada, ainda que a ortotropia relativa à resistência à flexão tenha sido contemplada. Esse foi o caso da normalização britânica, que ainda hoje permite esse tipo de consideração.

Posteriormente, pesquisadores britânicos (Sinha, 1978) desenvolveram método muito semelhante, o qual denomina **linha de fratura**, no qual leva em conta a ortotropia de rigidez do painel, além da ortotropia devido a resistências a tração na flexão.

Mais recentemente pesquisadores canadenses, (Baker et al. 2005;

Drysdale and Hamid, 2005) desenvolvem método específico para alvenaria, denominado **linha de ruptura**, no qual desprezam os momentos resistentes ao longo da primeira charneira formada. Esse método foi recentemente adotado na norma canadense CAN-CSA S304.1-04. Entretanto, no método proposto, as diferentes rigidezes em cada direção da alvenaria não são levadas em conta.

Tabela 12: Comparação entre métodos plásticos.

| Método | Considera ortotropia de resistência a flexão? | Considera ortotropia de rigidez? | Considera momento na primeira charneira igual a zero? |
|-------------------------------|--|---|--|
| linha de plastificação | SIM | NÃO | NÃO |
| linha de fratura | SIM | SIM | NÃO |
| linha de ruptura | SIM | NÃO | SIM |

3.4.2.1 Método da Linha de Plastificação

Conforme comentado anteriormente a aplicação deste método para painéis de alvenaria é muito controverso e vários autores não o recomendam.

As mesmas hipóteses e condições para o dimensionamento de lajes de concreto armado pelo Método das Linhas de Plastificação são admitidas para o caso de painéis de alvenaria armada.

Haseltine apud Ramirez Vilató (1998) explica que este modelo, originalmente desenvolvido para concreto armado, não pode ser aplicado exatamente a um material tão rígido como a alvenaria, na qual tão logo se atinge o momento máximo numa seção, muito pouco tem-se de capacidade de rotação desta. Em outras palavras, segundo os autores, a partir do momento de plastificação, a seção de alvenaria rompe com um pequeno acréscimo da deformação.

Drysdale, Hamid & Baker (1999) indicam que a análise pode ser complicada, e descreve o caso de painéis de alvenaria apoiadas em quatro lados que após atingir um certo limite de carregamento, tem normalmente uma fissura paralela a um de seus lados passando a se comportar como o caso de parede apoiada em três lados. Neste caso a análise de placa deixa de ser válida dada às características ortotrópicas da alvenaria em relação a sua rigidez e resistência e, em consequência, os valores de

momentos máximos estabelecidos podem não ser críticos. Os autores indicam cuidado ao utilizar métodos plásticos para determinação de esforços em painéis de alvenaria.

West apud Ramirez Vilató (1998), baseando-se em ensaios feitos, comenta que o método da Teoria Elástica de Placas caracteriza bem o comportamento da alvenaria para a amplitude dos esforços de serviço e que a carga correspondente à primeira fissura define a capacidade resistente do elemento.

Outros autores, indicam que, desde que sejam previstas todas as formas de ruptura possíveis do painel, o método plástico pode ser utilizado também para o caso de alvenaria armada.

É neste método que se fundamenta os Códigos BS 5628 e o EC-6:1996. Segundo essas normas, as expressões básicas para o cálculo do momento fletor aplicado em cada direção são:

- $M = \alpha w_k \gamma_f L^2$, quando o plano de falha é perpendicular à junta de assentamento;
- $M = \mu \alpha w_k \gamma_f L^2$, quando o plano de falha é paralelo à junta de assentamento;

onde: $\mu \rightarrow$ relação de resistência ortogonal, $\mu = f_{alv,t,k,par} / f_{alv,t,k,perp} (\leq 1.0)$;

$\alpha \rightarrow$ coeficiente de momento;

$w_k \rightarrow$ carregamento uniformemente distribuído sobre área lateral;

$L \rightarrow$ comprimento do painel.

O valor do coeficiente α é obtido em tabelas para o cálculo do momento de ruptura dos painéis. A seguir são mostradas algumas tabelas extraídas da BS 5628 para diferentes tipos de vinculações para painéis em alvenaria (livres, simplesmente apoiadas e engastadas) e carregamento uniforme.

Nota 1: É permitida a interpolação linear de μ e h/L .

Nota 2: Quando as dimensões da parede estão fora da amplitude de h/L

dado na tabela, usualmente seria suficiente calcular os momentos na base apenas uma das direções. Pelo exemplo, o painel do tipo A, tendo h/L menor que 0,3, tenderia a ser solicitado só na direção vertical, enquanto que o mesmo painel, tendo h/L maior que 1,75, tenderia a ser solicitado na direção horizontal.

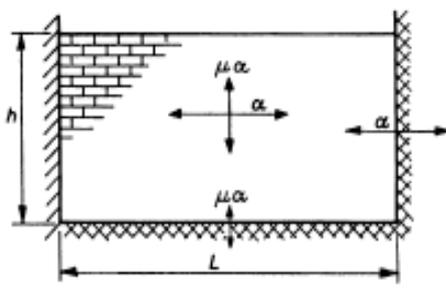
Table 9 — Bending moment coefficients in laterally loaded wall panels

NOTE 1 Linear interpolation of μ and h/L is permitted.

NOTE 2 When the dimensions of a wall are outside the range of h/L given in this table, it will usually be sufficient to calculate the moments on the basis of a simple span. For example, a panel of type A having h/L less than 0.3 will tend to act as a freestanding wall, whilst the same panel having h/L greater than 1.75 will tend to span horizontally.

Key to support conditions

- denotes free edge
- ////// simply supported edge
- XXXXXX an edge over which full continuity exists



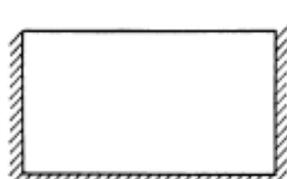
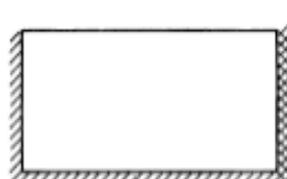
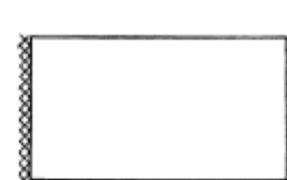
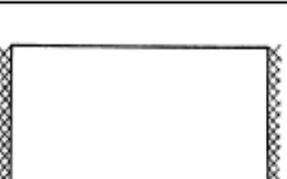
| | P | Values of α | | | | | | |
|---|------|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | h/L | | | | | | |
| | | 0.30 | 0.50 | 0.75 | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 |
|  A | 1.00 | 0.031 | 0.045 | 0.059 | 0.071 | 0.079 | 0.085 | 0.090 |
| | 0.90 | 0.032 | 0.047 | 0.061 | 0.073 | 0.081 | 0.087 | 0.092 |
| | 0.80 | 0.034 | 0.049 | 0.064 | 0.075 | 0.083 | 0.089 | 0.093 |
| | 0.70 | 0.035 | 0.051 | 0.066 | 0.077 | 0.085 | 0.091 | 0.095 |
| | 0.60 | 0.038 | 0.053 | 0.069 | 0.080 | 0.088 | 0.093 | 0.097 |
| | 0.50 | 0.040 | 0.056 | 0.073 | 0.083 | 0.090 | 0.095 | 0.099 |
| | 0.40 | 0.043 | 0.061 | 0.077 | 0.087 | 0.093 | 0.098 | 0.101 |
| | 0.35 | 0.045 | 0.064 | 0.080 | 0.089 | 0.095 | 0.100 | 0.103 |
| | 0.30 | 0.048 | 0.067 | 0.082 | 0.091 | 0.097 | 0.101 | 0.104 |
|  B | 1.00 | 0.024 | 0.035 | 0.046 | 0.053 | 0.059 | 0.062 | 0.065 |
| | 0.90 | 0.025 | 0.036 | 0.047 | 0.055 | 0.060 | 0.063 | 0.066 |
| | 0.80 | 0.027 | 0.037 | 0.049 | 0.056 | 0.061 | 0.065 | 0.067 |
| | 0.70 | 0.028 | 0.039 | 0.051 | 0.058 | 0.062 | 0.066 | 0.068 |
| | 0.60 | 0.030 | 0.042 | 0.053 | 0.059 | 0.064 | 0.067 | 0.069 |
| | 0.50 | 0.031 | 0.044 | 0.055 | 0.061 | 0.066 | 0.069 | 0.071 |
| | 0.40 | 0.034 | 0.047 | 0.057 | 0.063 | 0.067 | 0.070 | 0.072 |
| | 0.35 | 0.035 | 0.049 | 0.059 | 0.065 | 0.068 | 0.071 | 0.073 |
| | 0.30 | 0.037 | 0.051 | 0.061 | 0.066 | 0.070 | 0.072 | 0.074 |
|  C | 1.00 | 0.020 | 0.028 | 0.037 | 0.042 | 0.045 | 0.048 | 0.050 |
| | 0.90 | 0.021 | 0.029 | 0.038 | 0.043 | 0.046 | 0.048 | 0.050 |
| | 0.80 | 0.022 | 0.031 | 0.039 | 0.043 | 0.047 | 0.049 | 0.051 |
| | 0.70 | 0.023 | 0.032 | 0.040 | 0.044 | 0.048 | 0.050 | 0.051 |
| | 0.60 | 0.024 | 0.034 | 0.041 | 0.046 | 0.049 | 0.051 | 0.052 |
| | 0.50 | 0.025 | 0.035 | 0.043 | 0.047 | 0.050 | 0.052 | 0.053 |
| | 0.40 | 0.027 | 0.038 | 0.044 | 0.048 | 0.051 | 0.053 | 0.054 |
| | 0.35 | 0.029 | 0.039 | 0.045 | 0.049 | 0.052 | 0.053 | 0.054 |
| | 0.30 | 0.030 | 0.040 | 0.046 | 0.050 | 0.052 | 0.054 | 0.055 |
|  D | 1.00 | 0.015 | 0.021 | 0.029 | 0.035 | 0.040 | 0.043 | 0.045 |
| | 0.90 | 0.014 | 0.022 | 0.031 | 0.036 | 0.040 | 0.043 | 0.046 |
| | 0.80 | 0.015 | 0.023 | 0.032 | 0.038 | 0.041 | 0.044 | 0.047 |
| | 0.70 | 0.016 | 0.025 | 0.033 | 0.039 | 0.043 | 0.045 | 0.047 |
| | 0.60 | 0.017 | 0.026 | 0.035 | 0.040 | 0.044 | 0.046 | 0.048 |
| | 0.50 | 0.018 | 0.028 | 0.037 | 0.042 | 0.045 | 0.048 | 0.050 |
| | 0.40 | 0.020 | 0.031 | 0.039 | 0.043 | 0.047 | 0.049 | 0.051 |
| | 0.35 | 0.022 | 0.032 | 0.040 | 0.044 | 0.048 | 0.050 | 0.051 |
| | 0.30 | 0.023 | 0.034 | 0.041 | 0.046 | 0.049 | 0.051 | 0.052 |

Figura 18: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis ortótropos – 1ª parte (BS 5628-2/1992).

Table 9 — Bending moment coefficients in laterally loaded wall panels

| | r | Values of α | | | | | | |
|---|------|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | h/L | | | | | | |
| | | 0.30 | 0.50 | 0.75 | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 |
|  E | 1.00 | 0.008 | 0.018 | 0.030 | 0.042 | 0.051 | 0.059 | 0.066 |
| | 0.90 | 0.009 | 0.019 | 0.032 | 0.044 | 0.054 | 0.062 | 0.068 |
| | 0.80 | 0.010 | 0.021 | 0.035 | 0.046 | 0.056 | 0.064 | 0.071 |
| | 0.70 | 0.011 | 0.023 | 0.037 | 0.049 | 0.059 | 0.067 | 0.073 |
| | 0.60 | 0.012 | 0.025 | 0.040 | 0.053 | 0.062 | 0.070 | 0.076 |
| | 0.50 | 0.014 | 0.028 | 0.044 | 0.057 | 0.066 | 0.074 | 0.080 |
| | 0.40 | 0.017 | 0.032 | 0.049 | 0.062 | 0.071 | 0.078 | 0.084 |
| | 0.35 | 0.018 | 0.035 | 0.052 | 0.064 | 0.074 | 0.081 | 0.086 |
| | 0.30 | 0.020 | 0.038 | 0.055 | 0.068 | 0.077 | 0.083 | 0.089 |
|  F | 1.00 | 0.008 | 0.016 | 0.026 | 0.034 | 0.041 | 0.046 | 0.051 |
| | 0.90 | 0.008 | 0.017 | 0.027 | 0.036 | 0.042 | 0.048 | 0.052 |
| | 0.80 | 0.009 | 0.018 | 0.029 | 0.037 | 0.044 | 0.049 | 0.054 |
| | 0.70 | 0.010 | 0.020 | 0.031 | 0.039 | 0.046 | 0.051 | 0.055 |
| | 0.60 | 0.011 | 0.022 | 0.033 | 0.042 | 0.048 | 0.053 | 0.057 |
| | 0.50 | 0.013 | 0.024 | 0.036 | 0.044 | 0.051 | 0.056 | 0.059 |
| | 0.40 | 0.015 | 0.027 | 0.039 | 0.048 | 0.054 | 0.058 | 0.062 |
| | 0.35 | 0.016 | 0.029 | 0.041 | 0.050 | 0.055 | 0.060 | 0.063 |
| | 0.30 | 0.018 | 0.031 | 0.044 | 0.052 | 0.057 | 0.062 | 0.065 |
|  G | 1.00 | 0.007 | 0.014 | 0.022 | 0.028 | 0.033 | 0.037 | 0.040 |
| | 0.90 | 0.008 | 0.015 | 0.023 | 0.029 | 0.034 | 0.038 | 0.041 |
| | 0.80 | 0.008 | 0.016 | 0.024 | 0.031 | 0.035 | 0.039 | 0.042 |
| | 0.70 | 0.009 | 0.017 | 0.026 | 0.032 | 0.037 | 0.040 | 0.043 |
| | 0.60 | 0.010 | 0.019 | 0.028 | 0.034 | 0.038 | 0.042 | 0.044 |
| | 0.50 | 0.011 | 0.021 | 0.030 | 0.036 | 0.040 | 0.043 | 0.046 |
| | 0.40 | 0.013 | 0.023 | 0.032 | 0.038 | 0.042 | 0.045 | 0.047 |
| | 0.35 | 0.014 | 0.025 | 0.033 | 0.039 | 0.043 | 0.046 | 0.048 |
| | 0.30 | 0.016 | 0.026 | 0.035 | 0.041 | 0.044 | 0.047 | 0.049 |
|  H | 1.00 | 0.005 | 0.011 | 0.018 | 0.024 | 0.029 | 0.033 | 0.036 |
| | 0.90 | 0.006 | 0.012 | 0.019 | 0.025 | 0.030 | 0.034 | 0.037 |
| | 0.80 | 0.006 | 0.013 | 0.020 | 0.027 | 0.032 | 0.035 | 0.038 |
| | 0.70 | 0.007 | 0.014 | 0.022 | 0.028 | 0.033 | 0.037 | 0.040 |
| | 0.60 | 0.008 | 0.015 | 0.024 | 0.030 | 0.035 | 0.038 | 0.041 |
| | 0.50 | 0.009 | 0.017 | 0.025 | 0.032 | 0.036 | 0.040 | 0.043 |
| | 0.40 | 0.010 | 0.019 | 0.028 | 0.034 | 0.039 | 0.042 | 0.045 |
| | 0.35 | 0.011 | 0.021 | 0.029 | 0.036 | 0.040 | 0.043 | 0.046 |
| | 0.30 | 0.013 | 0.022 | 0.031 | 0.037 | 0.041 | 0.044 | 0.047 |
|  I | 1.00 | 0.004 | 0.009 | 0.015 | 0.021 | 0.026 | 0.030 | 0.033 |
| | 0.90 | 0.004 | 0.010 | 0.016 | 0.022 | 0.027 | 0.031 | 0.034 |
| | 0.80 | 0.005 | 0.010 | 0.017 | 0.023 | 0.028 | 0.032 | 0.035 |
| | 0.70 | 0.005 | 0.011 | 0.019 | 0.025 | 0.030 | 0.033 | 0.037 |
| | 0.60 | 0.006 | 0.013 | 0.020 | 0.026 | 0.031 | 0.035 | 0.038 |
| | 0.50 | 0.007 | 0.014 | 0.022 | 0.028 | 0.033 | 0.037 | 0.040 |
| | 0.40 | 0.008 | 0.016 | 0.024 | 0.031 | 0.035 | 0.039 | 0.042 |
| | 0.35 | 0.009 | 0.017 | 0.026 | 0.032 | 0.037 | 0.040 | 0.043 |
| | 0.30 | 0.010 | 0.019 | 0.028 | 0.034 | 0.038 | 0.042 | 0.044 |

Figura 19: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis ortótropos – 2ª parte (BS 5628-2/1992).

Table 9 — Bending moment coefficients in laterally loaded wall panels

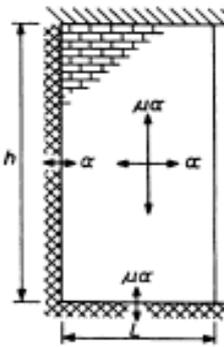
| | | Values of α | | | | | | | |
|---|---|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | μ | h/L | | | | | | |
| | | | 0.30 | 0.50 | 0.75 | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 |
|  | J | 1.00 | 0.009 | 0.023 | 0.046 | 0.071 | 0.096 | 0.122 | 0.151 |
| | | 0.90 | 0.010 | 0.026 | 0.050 | 0.076 | 0.103 | 0.131 | 0.162 |
| | | 0.80 | 0.012 | 0.028 | 0.054 | 0.083 | 0.111 | 0.142 | 0.175 |
| | | 0.70 | 0.013 | 0.032 | 0.060 | 0.091 | 0.121 | 0.156 | 0.191 |
| | | 0.60 | 0.015 | 0.036 | 0.067 | 0.100 | 0.135 | 0.173 | 0.211 |
| | | 0.50 | 0.018 | 0.042 | 0.077 | 0.113 | 0.153 | 0.195 | 0.237 |
| | | 0.40 | 0.021 | 0.050 | 0.090 | 0.131 | 0.177 | 0.225 | 0.272 |
| | | 0.35 | 0.024 | 0.055 | 0.098 | 0.144 | 0.194 | 0.244 | 0.296 |
| | | 0.30 | 0.027 | 0.062 | 0.108 | 0.160 | 0.214 | 0.269 | 0.325 |
|  | K | 1.00 | 0.009 | 0.021 | 0.038 | 0.056 | 0.074 | 0.091 | 0.108 |
| | | 0.90 | 0.010 | 0.023 | 0.041 | 0.060 | 0.079 | 0.097 | 0.113 |
| | | 0.80 | 0.011 | 0.025 | 0.045 | 0.065 | 0.084 | 0.103 | 0.120 |
| | | 0.70 | 0.012 | 0.028 | 0.049 | 0.070 | 0.091 | 0.110 | 0.128 |
| | | 0.60 | 0.014 | 0.031 | 0.054 | 0.077 | 0.099 | 0.119 | 0.138 |
| | | 0.50 | 0.016 | 0.035 | 0.061 | 0.086 | 0.109 | 0.130 | 0.149 |
| | | 0.40 | 0.019 | 0.041 | 0.069 | 0.097 | 0.121 | 0.144 | 0.164 |
| | | 0.35 | 0.021 | 0.045 | 0.075 | 0.104 | 0.129 | 0.152 | 0.173 |
| | | 0.30 | 0.024 | 0.050 | 0.082 | 0.112 | 0.139 | 0.162 | 0.183 |
|  | L | 1.00 | 0.006 | 0.015 | 0.029 | 0.044 | 0.059 | 0.073 | 0.088 |
| | | 0.90 | 0.007 | 0.017 | 0.032 | 0.047 | 0.063 | 0.078 | 0.093 |
| | | 0.80 | 0.008 | 0.018 | 0.034 | 0.051 | 0.067 | 0.084 | 0.099 |
| | | 0.70 | 0.009 | 0.021 | 0.038 | 0.056 | 0.073 | 0.090 | 0.106 |
| | | 0.60 | 0.010 | 0.023 | 0.042 | 0.061 | 0.080 | 0.098 | 0.115 |
| | | 0.50 | 0.012 | 0.027 | 0.048 | 0.068 | 0.089 | 0.108 | 0.126 |
| | | 0.40 | 0.014 | 0.032 | 0.055 | 0.078 | 0.100 | 0.121 | 0.139 |
| | | 0.35 | 0.016 | 0.035 | 0.060 | 0.084 | 0.108 | 0.129 | 0.148 |
| | | 0.30 | 0.018 | 0.039 | 0.066 | 0.092 | 0.116 | 0.138 | 0.158 |

Figura 20: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis ortótipos – 3ª parte (BS 5628-2/1992).

3.4.2.2 Método da Linha de Fratura

Hendry, Sinha & Davies (1997) indicam que o método que se baseia na Teoria da Linha de Fratura é dirigido a qualquer material rígido, com resistências e rigidezes ortotrópicas. Esses autores indicam que esse método foi avaliado experimentalmente para o caso de alvenarias e pode ser utilizado com segurança.

Os autores introduzem o coeficiente k (relação entre o módulo de deformação paralelo e perpendicular a fiada) na solução do problema.

Nessa bibliografia é possível encontrar descrição detalhada de como são obtidos os coeficientes de momento tabelados na BS 5628 e no EC-6:1996, destacando que esse códigos adotam $k=1$ (rigidez isótropa).

Exemplo encontrado nessa bibliografia é reproduzido a seguir. Considera-se a seguir linhas de ruptura idealizadas para um painel de quatro lados com dois lados simplesmente apoiados e dois lados engastados (**Figura 21**). Cada parte do painel que está dividido pelas linhas de ruptura está em equilíbrio sob a ação de forças externas e reações ao longo das linhas de ruptura e apoios. Desde que seja simétrica, somente as partes 1 e 2 precisam ser consideradas. No caso de assimetria as outras áreas também deveriam ser consideradas.

Admite-se que cada parte gira em torno das linhas de ruptura e que o momento é constante ao longo dessas. A solução do problema é feita equilibrando-se o momento aplicado pelo carregamento com o momento resistente em cada linha de ruptura, para cada parte do painel.

Considerando o triângulo AFB (área 1):

- ◆ Carregamento em AFB (1) = $\frac{1}{2} w \beta \alpha L^2$
- ◆ Momento ao longo de AB é igual a $M = \frac{1}{2} w \beta \alpha L^2 \times (\beta \alpha L / 3) =$
- ◆ $M = w \beta \alpha^2 L^3 / 6$
- ◆ Para o equilíbrio $w \beta^2 \alpha^2 L^3 / 6 = m L$

- ◆ Portanto: $w \beta \alpha^2 L^2 / 6 = m / \beta$ (equação 1)

Similar a área 1, para AFED (área 2), para obter a equação seguinte deve-se dividir a área 2 em dois triângulos e um retângulo para simplificação do cálculo.

- ◆ $(w \beta L^2 / 12) + (w L^2 / 8) - (w \beta L^2 / 4) = 2 \mu m / K$

- ◆ onde $K = E_x / E_y$ (módulo de elasticidade nas direções x e y)

- ◆ $(w L^2 / 12) * (\beta + 1,5 - 3 \beta) = 2 \mu m / K$

- ◆ $(w \alpha^2 L^2 / 6) * (1,5 - 2 \beta) = 4 \mu m \alpha^2 / K$ (equação 2)

$$\mu \propto w_k \gamma_f h^2$$

Das equações 1 e 2,

- ◆ $(w \alpha^2 L^2 / 6) * (1,5 - 2 \beta + \beta) = (m / \beta) + (4 \mu m \alpha^2 / K)$ (equação 3)

- ◆ Ou $(w \alpha^2 L^2 / 6) * (1,5 - \beta) = (m / \beta) * [1 + (4 \mu m \alpha^2 / K)]$

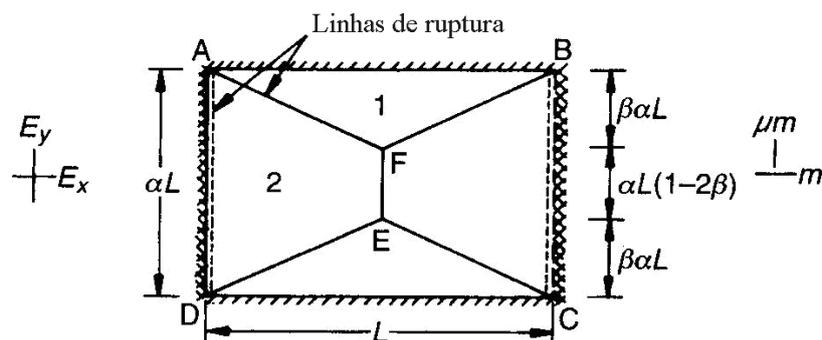


Figura 21: Linhas de rupturas idealizadas (HENDRY, SINHA & DAVIES, 1997).

Portanto:

- ◆ $M = (w \alpha^2 L^2 / 6) * (1,5 \beta - \beta^2 / 1 + (4 \mu \beta \alpha^2 / K))$ (equação 4)
- ◆ Para carga mínima para colapso ou máximo valor de momento:
- ◆ $d(m/w) / d\beta = 0$, do que:
- ◆ $\beta = K / 4 \mu \alpha^2 [((6 \mu \alpha^2 / K) + 1)^{1/2} - 1]$ (equação 5)
- ◆ O valor de β pode ser substituído nas equações para obter a relação entre o momento de ruptura e o carregamento.
- ◆ Os valores de β e m para as várias linhas de ruptura possíveis para os painéis com diferentes vinculações em suas bordas são dados na **Figura 21**.

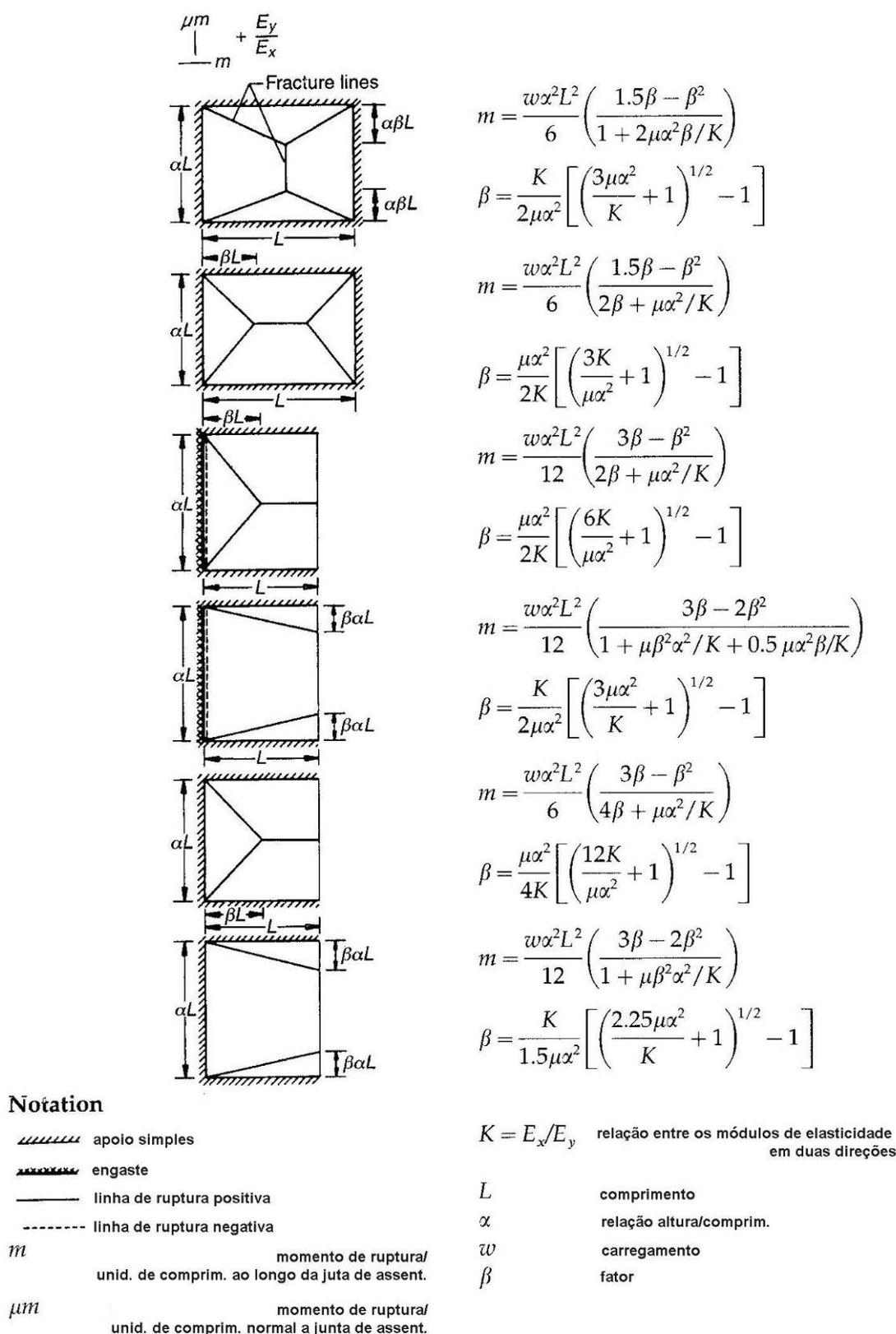
Os coeficientes da BS 5628 podem ser obtidos estipulando $k=1$ nas equações 4 e 5 e também nas equações da **Figura 22** e multiplicando o momento vertical M_y pelo coeficiente de ortotropia definido pela análise das linhas de ruptura.

Deve-se destacar que o valor de μ adotado em Hendry et al. (1997) e na figura a seguir é o inverso de μ adotado na BS e Eurocode, uma vez que a primeira bibliografia adota a relação entre resistência a flexão invertida quando comparada a essas normas.

Exemplo (Hendry et al., 1997):

Considerando um caso similar ao citado anteriormente na **Figura 21**

- Resistência paralela à junta de assentamento /
Resistência normal à junta de assentamento = 3,33; $\alpha = h / L = 0,75$.



Notation

////// apoio simples

----- engaste

———— linha de ruptura positiva

----- linha de ruptura negativa

m momento de ruptura/
unid. de comprim. ao longo da junta de assent.

μm momento de ruptura/
unid. de comprim. normal a junta de assent.

$K = E_x/E_y$ relação entre os módulos de elasticidade
em duas direções

L comprimento

α relação altura/comprim.

w carregamento

β fator

Figura 22: Momentos de Ruptura para painéis com diferentes condições de apoio (HENDRY, SINHA & DAVIES, 1997).

Da equação 5:

- $\beta = K / 4 \mu \alpha^2 [((6 \mu \alpha^2 / K) + 1)^{1/2} - 1]$
- $\beta = 1,00 / 4 * 3,33 * 0,75^2 [((6 * 3,33 * 0,75^2 / 1,00) + 1,00)^{1/2} - 1] = 0,3334$

Da equação 4 e adotando $K=1$, o momento vertical será:

- $M = (w \alpha^2 L^2 / 6) * (1,5 \beta - \beta^2 / 1 + (4 \mu \beta \alpha^2 / K))$
- $M = (w * 0,75^2 * L^2 / 6) * (1,5 * 0,3334 - (0,3334)^2 / 1 + (4 * 3,33 * 0,3334 * 0,75^2 / 1,00)) =$
- $M = 0,0104 w L^2$

Portanto o momento horizontal será:

- $M \mu = 0,0104 * 3,33 w L^2 = 0,0035 w L^2$

O coeficiente da BS 5628 para o correspondente caso ($h/L= 0,75$) é também 0,035.

3.4.2.2.1 Caso de Painel Simplesmente Apoiado nos 4 Lados

Para facilitar o uso desse método e permitir a comparação com os outros dois métodos plásticos a **Tabela 13: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis de alvenaria – método das linhas de fratura – caso de painel apoiado nos quatro lados**, deduzida por este autor, traz os coeficientes para cálculo de momento. Nesta tabela o valor de μ ($f_{alv,t,k,par} / f_{alv,t,k,perp}$) foi adotado da mesma forma que os outros dois métodos ($\mu = f_{alv,t,k,par} / f_{alv,t,k,perp}$) e não de maneira invertida como adotado em Hendry et al. (1997).

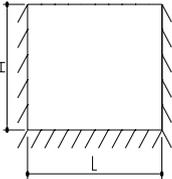
Tabela 13: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis de alvenaria – método das linhas de fratura – caso de painel apoiado nos quatro lados.

| μ | 0,3 | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,25 | 1,5 | 1,75 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0,009 | 0,021 | 0,038 | 0,056 | 0,073 | 0,088 | 0,101 |
| 0,9 | 0,010 | 0,023 | 0,041 | 0,060 | 0,077 | 0,093 | 0,106 |
| 0,8 | 0,011 | 0,025 | 0,045 | 0,065 | 0,082 | 0,098 | 0,111 |
| 0,7 | 0,012 | 0,028 | 0,049 | 0,070 | 0,088 | 0,103 | 0,117 |
| 0,6 | 0,014 | 0,031 | 0,054 | 0,076 | 0,094 | 0,110 | 0,123 |
| 0,5 | 0,016 | 0,035 | 0,061 | 0,083 | 0,102 | 0,118 | 0,131 |
| 0,4 | 0,019 | 0,041 | 0,069 | 0,093 | 0,112 | 0,127 | 0,140 |
| 0,35 | 0,021 | 0,045 | 0,074 | 0,098 | 0,118 | 0,133 | 0,145 |
| 0,3 | 0,024 | 0,050 | 0,081 | 0,105 | 0,124 | 0,139 | 0,151 |

3.4.2.3 Método da Linha de Ruptura

Outro método, especialmente desenvolvido para painéis de alvenaria na McMaster University (Canadá) nos últimos anos, é o método das linhas de ruptura. Essa análise é muito similar à de linhas de plastificação com a diferença que os momentos na primeira charneira que se forma são admitidos nulos. Referências sobre o método podem ser encontradas em Baker et al. 2005 e Drysdale and Hamid, 2005 e também na norma canadense CAN-CSA S304.1-04.

De acordo com as referências citadas neste ítem o momento nulo na primeira charneira foi observado em ensaios. A **Figura 23** ilustra a idéia básica deste método. Segundo os autores, por ainda ser incipiente, o método é apropriado apenas para painéis com apoios simples, devendo eventuais engastes serem reduzidos à condição anterior, sendo esse procedimento a favor da segurança. Deve-se destacar que esse método só leva em conta a ortotropia devido resistência a flexão e não faz nenhuma consideração sobre a ortotropia de rigidez.

| | | <i>Coefficientes para cálculo do momento de ruptura - painéis de alvenaria</i> | | | | | | | | | | |
|---|------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | h/L | | | | | | | | | | |
| μ_m | | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,50 | 3,00 |
|  | 1,00 | 0,031 | 0,038 | 0,045 | 0,075 | 0,106 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,90 | 0,032 | 0,040 | 0,048 | 0,080 | 0,113 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,80 | 0,034 | 0,042 | 0,052 | 0,086 | 0,120 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,70 | 0,035 | 0,044 | 0,057 | 0,093 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,60 | 0,038 | 0,047 | 0,063 | 0,102 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,50 | 0,040 | 0,053 | 0,070 | 0,113 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,40 | 0,043 | 0,061 | 0,080 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,35 | 0,046 | 0,066 | 0,087 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | 0,30 | 0,051 | 0,073 | 0,095 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 |
| | | | | | | | | | | | | |

| | | <i>Coefficientes para cálculo do momento de ruptura - painéis de alvenaria</i> | | | | | | | | | | |
|---|------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | h/L | | | | | | | | | | |
| μ_m | | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,50 | 3,00 |
|  | 1,00 | 0,011 | 0,020 | 0,031 | 0,070 | 0,106 | 0,127 | 0,146 | 0,164 | 0,180 | 0,240 | 0,301 |
| | 0,90 | 0,013 | 0,022 | 0,035 | 0,078 | 0,111 | 0,132 | 0,152 | 0,152 | 0,193 | 0,256 | 0,321 |
| | 0,80 | 0,014 | 0,025 | 0,039 | 0,088 | 0,116 | 0,139 | 0,159 | 0,159 | 0,208 | 0,276 | 0,344 |
| | 0,70 | 0,016 | 0,029 | 0,045 | 0,097 | 0,123 | 0,156 | 0,167 | 0,167 | 0,227 | 0,299 | 0,373 |
| | 0,60 | 0,019 | 0,033 | 0,052 | 0,103 | 0,130 | 0,155 | 0,176 | 0,176 | 0,250 | 0,329 | 0,408 |
| | 0,50 | 0,023 | 0,040 | 0,063 | 0,111 | 0,140 | 0,165 | 0,195 | 0,195 | 0,280 | 0,366 | 0,454 |
| | 0,40 | 0,028 | 0,050 | 0,078 | 0,122 | 0,152 | 0,179 | 0,225 | 0,225 | 0,321 | 0,418 | 0,515 |
| | 0,35 | 0,032 | 0,057 | 0,089 | 0,128 | 0,160 | 0,194 | 0,244 | 0,244 | 0,347 | 0,451 | 0,556 |
| | 0,30 | 0,038 | 0,067 | 0,098 | 0,137 | 0,169 | 0,214 | 0,269 | 0,269 | 0,381 | 0,493 | 0,606 |
| | | | | | | | | | | | | |

Figura 24: Coeficientes para determinação de momento de ruptura em painéis de alvenaria – método das linhas de ruptura (Drysdale et al. 2005)

3.5 Estabilidade

A capacidade portante de elementos comprimidos é influenciada pela relação existente entre a altura efetiva e a espessura efetiva, designada por esbeltez λ . (NBR 10837 - 1989):

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}}$$

No caso de painéis tratados aqui, os esforços de compressão não são predominantes. Entretanto devem ser prescritos limites de esbeltez dos painéis como forma de limitar deformações e dar certa estabilidade durante a execução. Algumas normas, como por exemplo a brasileira, norte-americana, europeia e australiana trazem recomendações quanto à estabilidade de paredes, limitando a relação entre a altura e espessura específicas. Apesar da importância, as únicas normas que trazem recomendações quanto a estabilidade de painéis de alvenaria é a britânica e o eurocódigo. A seguir são resumidas as recomendações dessas últimas normas em relação a painéis de alvenaria.

- **BS 5628-1/1992**
 - Painéis sujeitos as cargas laterais
 - Em todos os casos a altura do painel (H) e a largura do painel (L) devem ser menores que $50 \times t_{ef}$ e, além disso, devem-se verificar as condições específicas de cada caso abaixo.
 - Com 3 lados apoiados
 - Pelo menos 2 lados contínuos
 - $H \times L \leq 1500 \times t_{ef}^2$
 - Demais casos
 - $H \times L \leq 1350 \times t_{ef}^2$
 - Com 4 lados apoiados
 - Pelo menos 3 lados contínuos

- $H \times L \leq 2250 \times t_{ef}^2$
- Demais casos
 - $H \times L \leq 2025 \times t_{ef}^2$
 - Apoiado na parte superior e inferior
 - $H \leq 40 \times t_{ef}$
 - Em balanço
 - $H \leq 12 \times t_{ef}$
- **EC-6:1996**
 - De acordo com Tabela 14.

Tabela 14: Relações limite entre o vão e a altura útil para painéis de alvenaria (EC-6:1996).

| Condições de apoio | Limite |
|---------------------------|---------------|
| Simplemente apoiada | 35 |
| Contínua | 45 |
| Armada em duas direções | 45 |
| Em balanço | 18 |

Notas:

1. Um painel é um elemento sujeito a flexão lateral.
2. Para paredes isoladas não estruturais e sujeitas predominantemente à ação do vento, os coeficientes indicados para paredes podem ser aumentados em 30%, desde que estas paredes não tenham aplicado um revestimento que possa ser danificado devido a deformação.

3.6 Sistemas estruturais típicos

Os painéis sujeitos aos esforços laterais podem ter inúmeros arranjos estruturais, variando esses arranjos conforme suas vinculações (os painéis podem ter seus lados livres, simplesmente apoiados ou engastados).

Nos exemplos a seguir são consideradas algumas situações típicas. Pode-se citar primeiramente uma parede de um reservatório com uma única célula e laje de tampa (**Figura 25**). Nessa situação pode-se considerar a parede como um painel simplesmente apoiado nas laterais, no topo (laje da tampa) e na base (laje de fundo). Outro caso pode ser um painel de alvenaria entre os enrijecedores de um muro de arrimo, podendo esse ser considerado com suas laterais engastadas devido à continuidade do painel, sua base simplesmente apoiada na viga baldrame e seu topo livre (**Figura 26**). Outro caso pode ser um parede externa de um galpão (**Figura 27**). Esse painel sujeito a esforços de vento pode estar com suas laterais e base simplesmente apoiadas em pilares ou enrijecedores de alvenaria e viga baldrame respectivamente e livre em seu topo. No exemplo mostrado, a existência de junta de dilatação no enrijecedor tira a continuidade do painel, sendo a consideração de condição simplesmente apoiada mais comum neste caso. Uma variação deste último exemplo é a existência de viga ou laje no topo, tornando o painel quatro vezes simplesmente apoiado.

Com essas variações de vinculações os traçados das linhas de ruptura também variam, e conseqüentemente, os momentos de ruptura. Dependendo das vinculações supostas, da altura e do comprimento dos painéis, deverão ser determinados os momentos nas duas direções principais.

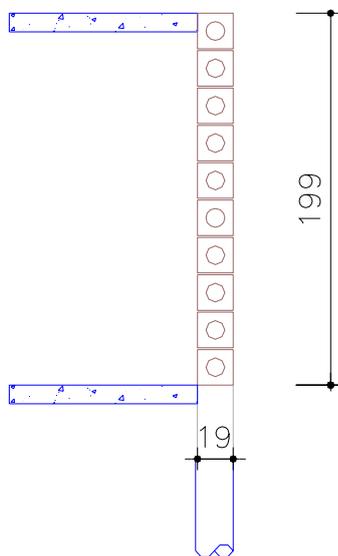
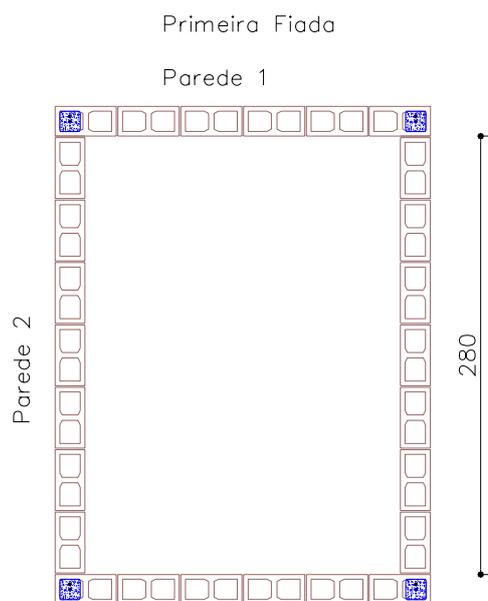


Figura 25: Exemplo de painel em um reservatório

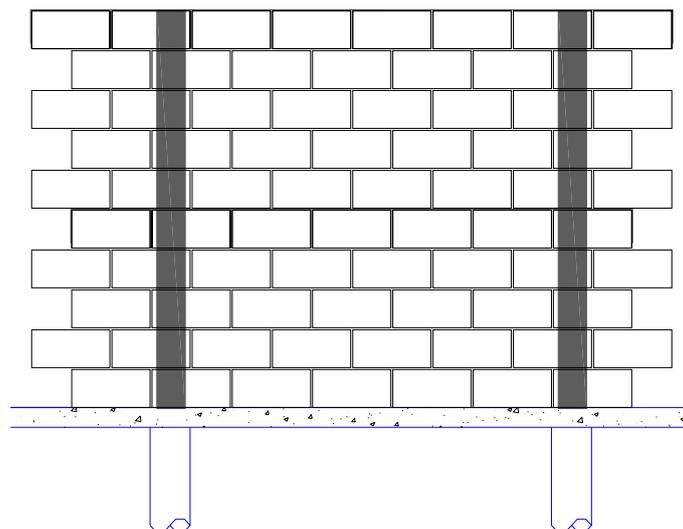
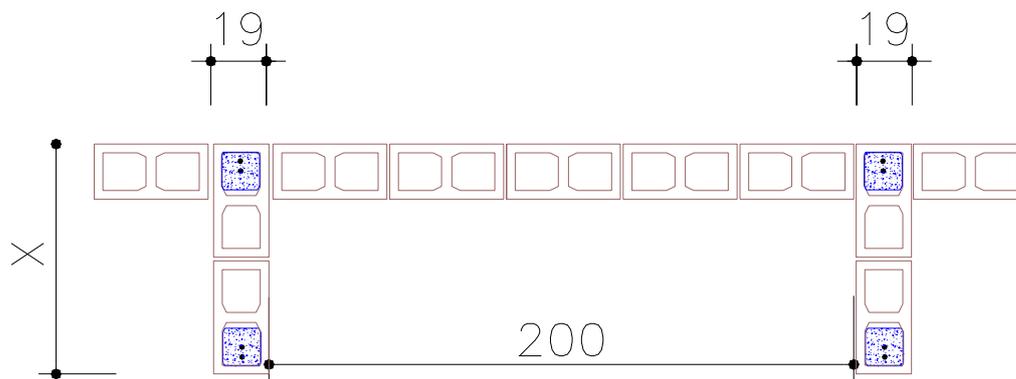


Figura 26: Exemplo de um painel de muro de arrimo (comprimento=200cm; altura=200cm).

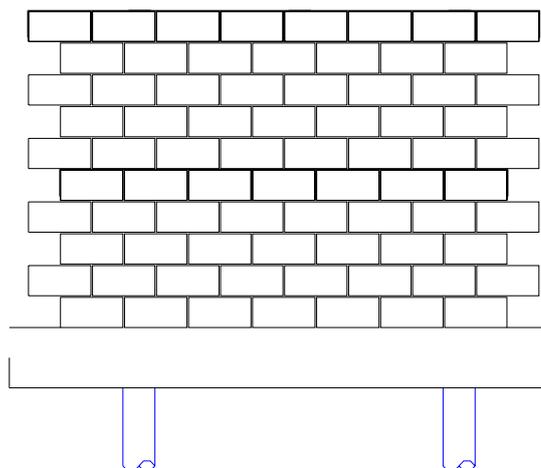
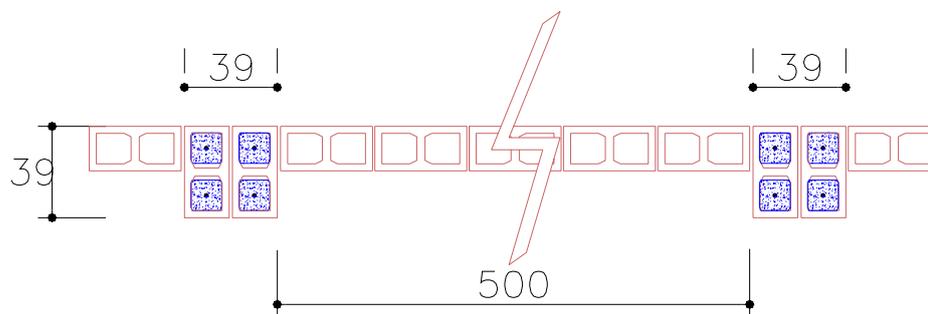


Figura 27: Exemplo de um painel em um galpão (comprimento=500cm; altura=200cm).

3.7 Disposições construtivas

Segundo o projeto de norma da NB 1228, as paredes de alvenaria armada devem ter armaduras verticais e horizontais. A taxa de armadura mínima em cada direção não deve ser inferior a 0,10% da área da seção transversal bruta tomada perpendicular à armadura considerada. No Eurocode esse valor cai para 0,05% (item

8.2.3). A soma das percentagens na horizontal e na vertical deve ser no mínimo 0,2%. As armaduras com barras de diâmetro máximo 6,3mm podem ser colocadas na argamassa e consideradas como parte da armadura necessária.

O espaçamento máximo das armaduras verticais deve ser o necessário para acomodar adequadamente o número de barras correspondentes à taxa de armadura mínima.

O espaçamento mínimo entre as barras não deve ser inferior a:

- o diâmetro máximo do agregado mais 5mm;
- 1,5 vezes o diâmetro da armadura;
- 20mm.

O Eurocode cita em seu item 8.2.7. que o espaçamento mínimo entre as barras não deve ser inferior a:

- o diâmetro máximo do agregado mais 5mm;
- o diâmetro da armadura;
- 10mm.

As barras de armadura não devem ter diâmetro superior a 6,3 mm quando localizadas em juntas de assentamento e 25 mm em qualquer outro caso. O Eurocode cita que poderiam ser utilizadas barras de até 5 mm (item 8.2.4).

A armadura na argamassa de assentamento deve ser contínua; existindo necessidade de emenda de justaposição, o trecho da emenda deve ter:

- 15 cm - quando se usam fios com mossas ou saliências;
- 30 cm - quando se usam fios lisos.

As barras horizontais devem ser completamente envolvidas pela argamassa de assentamento e pelo graute com um cobrimento mínimo de 1,5cm, quando a argamassa está situada na face externa de uma parede externa, e de 1,3cm, nas demais posições.

O ACI 531 apresenta uma série de especificações quanto às armaduras. Dentre elas cabe ressaltar alguns que complementam as informações da NB. São as seguintes:

- Proteção de armaduras: deve-se ter como cobrimento mínimo na

alvenaria:

- com exposição ao tempo: 5 cm

- sem exposição ao tempo: 4 cm

- Emendas: no máximo duas barras podem ser emendadas em uma mesma seção; uma segunda emenda deve estar no mínimo a 40ϕ da primeira.

A AS 3700/1998 em seu item 11.4.7, cita que as barras de armadura horizontais dispostas nas juntas de assentamento devem estar totalmente envolvidas pela argamassa com um cobrimento mínimo de 15 mm (mesmo valor da CSA S304. 1/1994). No caso de armaduras envolvidas por graute, o cobrimento mínimo é de 50 mm.

4 ESTUDO COMPARATIVO

Neste capítulo são relatados dois estudos comparativos. O primeiro diz respeito aos métodos plásticos para cálculo do momento máximo em um painel de alvenaria (linhas de plastificação, de ruptura ou fratura). O segundo é relativo ao dimensionamento de uma seção de alvenaria armada pelo método das tensões admissíveis ou pelo método dos estados limites, levando em conta a atual versão da norma brasileira e seu projeto de revisão.

4.1 Comparação Entre os Métodos Plásticos – Caso de Painel Apoiado nos Quatro Lados

Os resultados das três teorias de cálculo de painéis de alvenaria, considerando a possibilidade de plastificação da seção, são comparados neste item. Esse estudo comparativo é resumido na **Tabela 13**, onde o valor de α esta determinado para vários casos de μ e h/L , seguindo a seguinte notação:

- $M = \alpha w_k \gamma_f L^2$, quando o plano de falha é perpendicular à junta de assentamento;
- $M = \mu \alpha w_k \gamma_f L^2$, quando o plano de falha é paralelo à junta de assentamento;

onde: $\mu \rightarrow$ relação de resistência ortogonal, $\mu = f_{\text{alv,t,k,par}} / f_{\text{alv,t,k,perp}} (\leq 1.0)$;

$\alpha \rightarrow$ coeficiente de momento;

$w_k \rightarrow$ carregamento uniformemente distribuido sobre área lateral;

$L \rightarrow$ comprimento do painel.

Para fim comparativo calculou-se o porcentual do valor de α obtido nos métodos de linha de plastificação e ruptura em relação ao valor obtido no método das linhas de fratura. Essa comparação é apresentada na Tabela 15. Quanto maior for o valor de α , maior será o valor do momento limite, ou seja admite-se uma carga limite

maior (consideração menos conservadora).

Pode-se perceber que o método das linhas de plastificação é o menos conservador deles, em todas as situações. Quando comparada ao método das linhas de ruptura, apenas na situação de $h/L = 0.3$ e 0.5 o método das linhas de fratura leva a resultados mais conservadores. Esse resultado pode ser explicado pelo fato da charneira não inclinada (trecho no qual o momento resistente será desprezado) ser proporcionalmente mais comprimido em relação às charneiras inclinadas.

O caso comum de $\mu = 0.5$ (alvenaria de blocos de concreto, por exemplo) é destacado na **Tabela 15** e na **Figura 28**. Pode-se perceber que o método da linha de plastificação leva a valores limite muito superiores aos outros dois métodos, sendo o menos seguro dos métodos e inadequado para o caso de alvenaria estrutural de blocos de concreto, apesar de ser adotado na normalização britânica.

Comparando-se os outros dois métodos, ruptura e fratura, percebe-se que quando menor a relação h/L mais os resultados desses dois métodos se aproximam e mais seguro torna-se o método das linhas de ruptura. Conforme h/L torna-se maior a diferença entre esses dois métodos cresce e o método das linhas de fratura torna-se o mais conservador. Como linha geral, esse último método tende a ser o mais seguro a ser adotado.

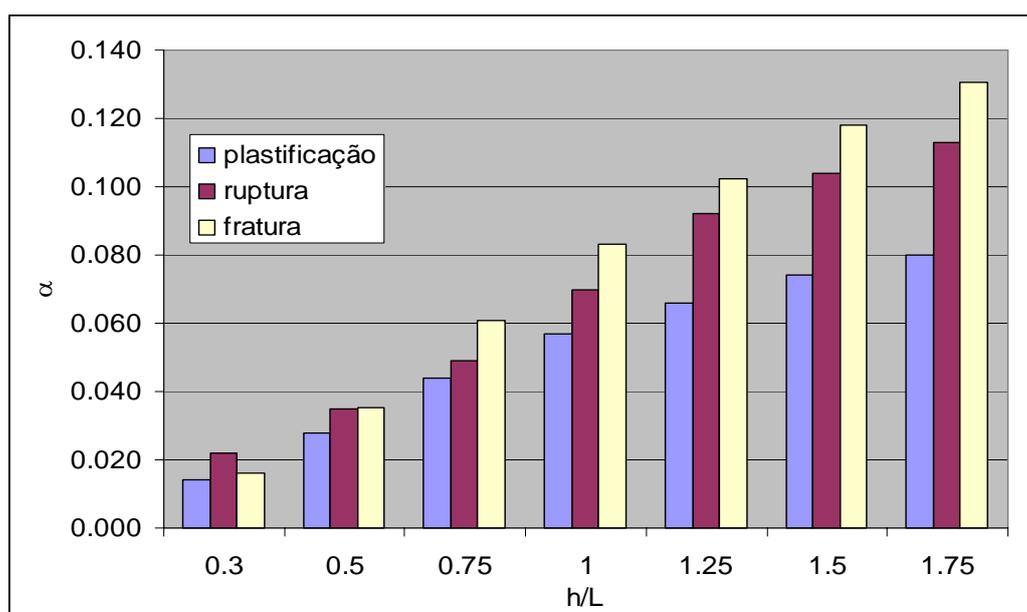


Figura 28: Painel apoiado nos quatro lados, $\mu = 0.5$, comparativo entre o valor de α para cálculo do momento limite de acordo com cada um dos métodos plásticos

Tabela 15: Comparativo entre os métodos plásticos – caso de painel apoiado nos quatro lados

| μ | h/L | | | | | | | <i>Linha de:</i> |
|-------|-------------|-------------|------------|------------|-------------|------------|------------|------------------------|
| | 0.3 | 0.5 | 0.75 | 1 | 1.25 | 1.5 | 1.75 | |
| 1 | 0.008 | 0.018 | 0.030 | 0.042 | 0.051 | 0.059 | 0.066 | plastificação |
| | 0.011 | 0.026 | 0.037 | 0.045 | 0.060 | 0.075 | 0.091 | ruptura |
| | 0.009 | 0.021 | 0.038 | 0.056 | 0.073 | 0.088 | 0.101 | fratura |
| | 91% | 86% | 78% | 74% | 70% | 67% | 65% | plast./fratura |
| | 125% | 125% | 96% | 80% | 82% | 85% | 90% | ruptura/fratura |
| 0.9 | 0.009 | 0.019 | 0.032 | 0.044 | 0.054 | 0.062 | 0.068 | plastificação |
| | 0.012 | 0.028 | 0.038 | 0.048 | 0.064 | 0.080 | 0.096 | ruptura |
| | 0.010 | 0.023 | 0.041 | 0.060 | 0.077 | 0.093 | 0.106 | fratura |
| | 93% | 84% | 77% | 73% | 70% | 67% | 64% | plast./fratura |
| | 124% | 124% | 92% | 80% | 83% | 86% | 91% | ruptura/fratura |
| 0.8 | 0.010 | 0.021 | 0.035 | 0.046 | 0.056 | 0.064 | 0.071 | plastificação |
| | 0.014 | 0.029 | 0.040 | 0.052 | 0.069 | 0.086 | 0.103 | ruptura |
| | 0.011 | 0.025 | 0.045 | 0.065 | 0.082 | 0.098 | 0.111 | fratura |
| | 93% | 85% | 78% | 71% | 68% | 65% | 64% | plast./fratura |
| | 131% | 117% | 89% | 81% | 84% | 88% | 93% | ruptura/fratura |
| 0.7 | 0.011 | 0.023 | 0.037 | 0.049 | 0.059 | 0.067 | 0.073 | plastificação |
| | 0.016 | 0.031 | 0.042 | 0.057 | 0.075 | 0.093 | 0.112 | ruptura |
| | 0.012 | 0.028 | 0.049 | 0.070 | 0.088 | 0.103 | 0.117 | fratura |
| | 92% | 84% | 75% | 70% | 67% | 65% | 63% | plast./fratura |
| | 133% | 113% | 86% | 82% | 85% | 90% | 96% | ruptura/fratura |
| 0.6 | 0.012 | 0.025 | 0.040 | 0.053 | 0.062 | 0.070 | 0.076 | plastificação |
| | 0.019 | 0.033 | 0.044 | 0.063 | 0.082 | 0.102 | 0.113 | ruptura |
| | 0.014 | 0.031 | 0.054 | 0.076 | 0.094 | 0.110 | 0.123 | fratura |
| | 88% | 81% | 74% | 70% | 66% | 64% | 62% | plast./fratura |
| | 139% | 107% | 81% | 83% | 87% | 93% | 92% | ruptura/fratura |
| 0.5 | 0.014 | 0.028 | 0.044 | 0.057 | 0.066 | 0.074 | 0.080 | plastificação |
| | 0.022 | 0.035 | 0.049 | 0.070 | 0.092 | 0.104 | 0.113 | ruptura |
| | 0.016 | 0.035 | 0.061 | 0.083 | 0.102 | 0.118 | 0.131 | fratura |
| | 88% | 79% | 73% | 68% | 65% | 63% | 61% | plast./fratura |
| | 138% | 99% | 81% | 84% | 90% | 88% | 86% | ruptura/fratura |
| 0.4 | 0.017 | 0.032 | 0.049 | 0.062 | 0.071 | 0.078 | 0.084 | plastificação |
| | 0.025 | 0.038 | 0.056 | 0.080 | 0.104 | 0.113 | 0.113 | ruptura |
| | 0.019 | 0.041 | 0.069 | 0.093 | 0.112 | 0.127 | 0.140 | fratura |
| | 89% | 77% | 71% | 67% | 63% | 61% | 60% | plast./fratura |
| | 131% | 92% | 81% | 86% | 93% | 89% | 81% | ruptura/fratura |
| 0.35 | 0.018 | 0.035 | 0.052 | 0.064 | 0.074 | 0.081 | 0.086 | plastificação |
| | 0.027 | 0.040 | 0.061 | 0.087 | 0.113 | 0.113 | 0.113 | ruptura |
| | 0.021 | 0.045 | 0.074 | 0.098 | 0.118 | 0.133 | 0.145 | fratura |
| | 84% | 77% | 70% | 65% | 63% | 61% | 59% | plast./fratura |
| | 127% | 88% | 82% | 88% | 96% | 85% | 78% | ruptura/fratura |
| 0.3 | 0.020 | 0.038 | 0.055 | 0.068 | 0.077 | 0.083 | 0.089 | plastificação |
| | 0.029 | 0.042 | 0.067 | 0.095 | 0.125 | 0.125 | 0.125 | ruptura |
| | 0.024 | 0.050 | 0.081 | 0.105 | 0.124 | 0.139 | 0.151 | fratura |
| | 83% | 76% | 68% | 65% | 62% | 60% | 59% | plast./fratura |
| | 121% | 84% | 83% | 90% | 101% | 90% | 83% | ruptura/fratura |

4.2 Comparativo Entre os Métodos Plásticos – Caso de Painel Apoiado nos Três Lados e livre no topo

Foi feito outro estudo comparativo a fim de que fosse calculado o percentual do valor de α obtido nos métodos de linha de plastificação e ruptura em relação ao valor obtido no método das linhas de fratura variando as condições de apoio do painel (três lados apoiados e o topo livre). Seguindo o mesmo raciocínio do painel apoiado nos quatro lados do comparativo anterior, quanto maior for o valor de α , maior será o valor do momento limite, ou seja, admite-se uma carga limite maior (consideração menos conservadora). Pode-se perceber que, para os casos de $h/L \leq 1.0$, o método das linhas de fratura leva a resultados mais conservadores em relação aos outros dois métodos.

O caso comum de $\mu = 0,5$ (alvenaria de blocos de concreto, por exemplo) é destacado na **Tabela 16** e na **Figura 29**. Pode-se perceber que o método da linha de plastificação, assim como no comparativo anterior, leva a valores limite muito superiores aos outros dois métodos, sendo o menos seguro dos métodos e mais uma vez inadequado para o caso de alvenaria estrutural de blocos de concreto, apesar de ser adotado na normalização britânica.

Comparando-se os outros dois métodos, ruptura e fratura, percebe-se que quando a relação h/L se aproxima de 1.0, os resultados desses dois métodos se aproximam. Conforme h/L torna-se maior a diferença entre esses dois métodos cresce e o método das linhas de fratura torna-se o mais conservador e seguro.

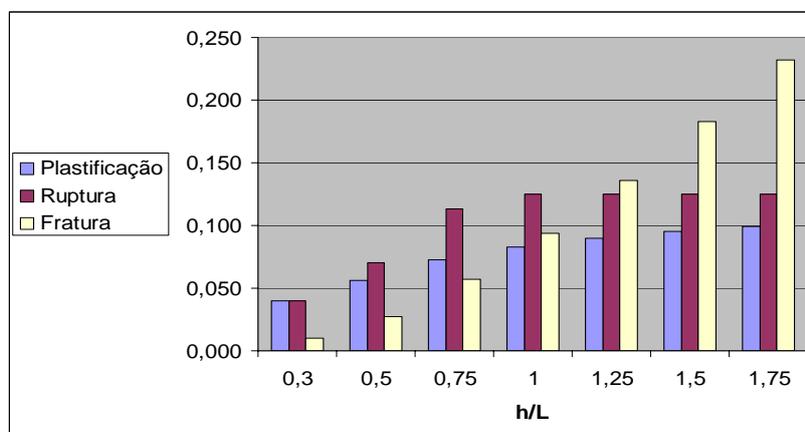


Figura 29: Painel apoiado em três lados e livre no topo, $\mu = 0,5$, comparativo entre o valor de α de acordo com cada um dos métodos plásticos.

Tabela 16: Comparativo entre os métodos plásticos – caso de painel apoiado em três lados e livre no topo.

| a) 3x simplesmente apoiado e topo livre | | | | | | | | |
|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|------------------------|
| μ | h/L | | | | | | | <i>Linha de:</i> |
| | 0,3 | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,25 | 1,5 | 1,75 | |
| 1 | 0,031 | 0,045 | 0,059 | 0,071 | 0,079 | 0,085 | 0,090 | plastificação |
| | 0,031 | 0,045 | 0,075 | 0,106 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | ruptura |
| | 0,010 | 0,025 | 0,052 | 0,083 | 0,118 | 0,154 | 0,190 | fratura |
| | 311% | 177% | 114% | 85% | 67% | 55% | 47% | plast./fratura |
| | 311% | 177% | 145% | 127% | 106% | 81% | 66% | ruptura/fratura |
| 0,9 | 0,032 | 0,047 | 0,061 | 0,073 | 0,081 | 0,087 | 0,092 | Plastificação |
| | 0,032 | 0,048 | 0,080 | 0,113 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | Ruptura |
| | 0,010 | 0,026 | 0,053 | 0,085 | 0,121 | 0,159 | 0,197 | Fratura |
| | 319% | 182% | 116% | 86% | 67% | 55% | 47% | plast./fratura |
| | 319% | 186% | 152% | 133% | 103% | 79% | 64% | ruptura/fratura |
| 0,8 | 0,034 | 0,049 | 0,064 | 0,075 | 0,083 | 0,089 | 0,093 | Plastificação |
| | 0,034 | 0,052 | 0,086 | 0,120 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | Ruptura |
| | 0,010 | 0,026 | 0,054 | 0,087 | 0,124 | 0,164 | 0,204 | Fratura |
| | 337% | 188% | 120% | 86% | 67% | 54% | 46% | plast./fratura |
| | 337% | 200% | 161% | 138% | 101% | 76% | 61% | ruptura/fratura |
| 0,7 | 0,035 | 0,051 | 0,066 | 0,077 | 0,085 | 0,091 | 0,095 | Plastificação |
| | 0,035 | 0,057 | 0,093 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | Ruptura |
| | 0,010 | 0,026 | 0,054 | 0,089 | 0,128 | 0,169 | 0,212 | Fratura |
| | 345% | 194% | 121% | 87% | 66% | 54% | 45% | plast./fratura |
| | 345% | 216% | 171% | 140% | 98% | 74% | 59% | ruptura/fratura |
| 0,6 | 0,038 | 0,053 | 0,069 | 0,080 | 0,088 | 0,093 | 0,097 | Plastificação |
| | 0,038 | 0,063 | 0,102 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | Ruptura |
| | 0,010 | 0,027 | 0,055 | 0,091 | 0,132 | 0,176 | 0,222 | Fratura |
| | 371% | 199% | 124% | 88% | 67% | 53% | 44% | plast./fratura |
| | 371% | 236% | 184% | 137% | 95% | 71% | 56% | ruptura/fratura |
| 0,5 | 0,040 | 0,056 | 0,073 | 0,083 | 0,090 | 0,095 | 0,099 | Plastificação |
| | 0,040 | 0,070 | 0,113 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | Ruptura |
| | 0,010 | 0,027 | 0,057 | 0,094 | 0,136 | 0,183 | 0,232 | Fratura |
| | 388% | 207% | 129% | 89% | 66% | 52% | 43% | plast./fratura |
| | 388% | 259% | 199% | 133% | 92% | 68% | 54% | ruptura/fratura |
| 0,4 | 0,043 | 0,061 | 0,077 | 0,087 | 0,093 | 0,098 | 0,101 | Plastificação |
| | 0,043 | 0,080 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | ruptura |
| | 0,010 | 0,027 | 0,058 | 0,097 | 0,142 | 0,191 | 0,245 | fratura |
| | 413% | 222% | 133% | 90% | 66% | 51% | 41% | plast./fratura |
| | 413% | 291% | 216% | 129% | 88% | 65% | 51% | ruptura/fratura |
| 0,35 | 0,045 | 0,064 | 0,080 | 0,089 | 0,095 | 0,100 | 0,103 | plastificação |
| | 0,046 | 0,087 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | ruptura |
| | 0,010 | 0,028 | 0,059 | 0,098 | 0,145 | 0,196 | 0,252 | fratura |
| | 430% | 231% | 136% | 91% | 66% | 51% | 41% | plast./fratura |
| | 440% | 314% | 213% | 127% | 86% | 64% | 50% | ruptura/fratura |
| 0,3 | 0,048 | 0,067 | 0,082 | 0,091 | 0,097 | 0,101 | 0,104 | plastificação |
| | 0,051 | 0,095 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | ruptura |
| | 0,011 | 0,028 | 0,059 | 0,100 | 0,148 | 0,201 | 0,259 | fratura |
| | 456% | 240% | 138% | 91% | 66% | 50% | 40% | plast./fratura |
| | 485% | 340% | 210% | 125% | 85% | 62% | 48% | ruptura/fratura |

4.3 Dimensionamento a Flexão Simples – Comparação Entre Resultados do Método das Tensões Admissíveis e Método dos Estados Limites

Outro estudo relevante abordado neste trabalho é a comparação entre resultados do cálculo da armadura necessária em seções fletidas considerando o atual Método das Tensões Admissíveis adotado na normalização brasileira e o proposto Método dos Estados Limites. Foram escolhidas dimensões de seções retangulares e T consideradas características em projetos de painéis alvenaria, como uma seção de uma parede de 14 cm (B=100cm, H=14cm, D=10cm) ou 19cm, enrijecedores realizados com blocos de 14 ou 19cm, considerando ou não a existência de flange para formar uma seção T. Os resultados encontrados são mostrados nas Tabela 17 e Tabela 18. Todas as seções consideradas podem ser observadas nessas tabelas.

Para validar os resultados comparou-se a planilha criada por este autor para cálculo segundo cada um dos métodos com resultados conhecidos reportados na bibliografia. Para o caso do MTA a planilha foi checada a partir de exemplo encontrado em Corrêa e Ramalho (2003). No caso de MEL a planilha foi checada contra exemplo encontrado em Glanville et al (1996) que segue prescrições da norma canadense para cálculo. Nesse último caso alguns parâmetros de cálculo, como coeficiente de majoração dos esforços e minoração da resistência dos materiais, foram devidamente alterados na checagem e posteriormente adotados como na proposta da norma brasileira.

A partir dos resultados obtidos foi construída a Tabela 19 comparando os resultados. Como linha geral, percebe-se que o MEL leva a necessidade de áreas de armadura cerca de 50% menores que o MTA.

Tabela 17: Armadura pelo M.T.A.

| A - Tensões Admissíveis (NBR 10837/1989 atualmente vigente) | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|-----------------------|------|------|------|------|------|------|
| Momento (kN.m) --> | | | | 0,1 | 0,5 | 1 | 5 | 10 | 50 | 100 |
| Seção | B (cm) | H (cm) | D (cm) | As (cm ²) | | | | | | |
| Parede simples de 14 cm (por metro) | 100 | 14 | 10 | 0,06 | 0,32 | 0,65 | | | | |
| Parede simples de 19 cm (por metro) | 100 | 19 | 15 | 0,04 | 0,21 | 0,42 | 2,22 | | | |
| Enrijecedor 14x29cm | 14 | 29 | 24 | 0,03 | 0,13 | 0,26 | 1,34 | 2,74 | | |
| Enrijecedor 14x44cm | 14 | 44 | 39 | 0,02 | 0,08 | 0,16 | 0,81 | 1,64 | | |
| Enrijecedor 14x59cm | 14 | 59 | 54 | 0,01 | 0,06 | 0,11 | 0,58 | 1,17 | 6,09 | |
| Enrijecedor 14x74cm | 14 | 74 | 69 | 0,01 | 0,04 | 0,09 | 0,45 | 0,9 | 4,69 | 9,61 |
| Enrijecedor 14x89cm | 14 | 89 | 84 | 0,01 | 0,04 | 0,07 | 0,37 | 0,74 | 3,81 | 7,78 |
| Enrijecedor 19x39cm | 19 | 39 | 34 | 0,02 | 0,09 | 0,18 | 0,93 | 1,89 | | |
| Enrijecedor 19x59cm | 19 | 59 | 54 | 0,01 | 0,06 | 0,11 | 0,58 | 1,17 | 6,09 | |
| Enrijecedor 19x79cm | 19 | 79 | 74 | 0,01 | 0,04 | 0,08 | 0,42 | 0,84 | 4,35 | 8,91 |
| Enrijecedor 19x99cm | 19 | 99 | 94 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,33 | 0,66 | 3,38 | 6,9 |
| Enrijecedor 19x119cm | 19 | 119 | 114 | 0,01 | 0,03 | 0,05 | 0,27 | 0,54 | 2,77 | 5,62 |
| Enrijecedor com seção T 14x59x(6t) | 84 | 59 | 54 | 0,01 | 0,06 | 0,11 | 0,58 | 1,17 | 6,09 | |
| Enrijecedor com seção T 14x59x(12t) | 168 | 59 | 54 | 0,01 | 0,06 | 0,11 | 0,58 | 1,17 | 6,09 | |
| Enrijecedor com seção T 14x89x(6t) | 84 | 89 | 84 | 0,01 | 0,04 | 0,07 | 0,37 | 0,74 | 3,81 | 7,78 |
| Enrijecedor com seção T 14x89x(12t) | 168 | 89 | 84 | 0,01 | 0,04 | 0,07 | 0,37 | 0,74 | 3,81 | 7,78 |

Tabela 18: Armadura pelo M.E.L.

| B - Estado Limite Último (Projeto NBR 10837 – 2006) | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|-----------------------|------|------|------|------|------|------|
| Momento (kN.m) --> | | | | 0,1 | 0,5 | 1 | 5 | 10 | 50 | 100 |
| Seção | B (cm) | H (cm) | D (cm) | As (cm ²) | | | | | | |
| Parede simples de 14 cm (por metro) | 100 | 14 | 10 | 0,03 | 0,16 | 0,33 | 1,98 | | | |
| Parede simples de 19 cm (por metro) | 100 | 19 | 15 | 0,02 | 0,11 | 0,22 | 1,16 | 2,56 | | |
| Enrijecedor 14x29cm | 14 | 29 | 24 | 0,01 | 0,07 | 0,14 | 0,90 | | | |
| Enrijecedor 14x44cm | 14 | 44 | 39 | 0,01 | 0,04 | 0,08 | 0,45 | 0,99 | | |
| Enrijecedor 14x59cm | 14 | 59 | 54 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,31 | 0,65 | | |
| Enrijecedor 14x74cm | 14 | 74 | 69 | 0,00 | 0,02 | 0,05 | 0,24 | 0,49 | | |
| Enrijecedor 14x89cm | 14 | 89 | 84 | 0,00 | 0,02 | 0,04 | 0,20 | 0,40 | 2,37 | |
| Enrijecedor 19x39cm | 19 | 39 | 34 | 0,01 | 0,05 | 0,10 | 0,51 | 1,12 | | |
| Enrijecedor 19x59cm | 19 | 59 | 54 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,39 | 0,63 | | |
| Enrijecedor 19x79cm | 19 | 79 | 74 | 0,00 | 0,02 | 0,04 | 0,22 | 0,45 | 2,64 | |
| Enrijecedor 19x99cm | 19 | 99 | 94 | 0,00 | 0,02 | 0,03 | 0,17 | 0,35 | 1,90 | |
| Enrijecedor 19x119cm | 19 | 119 | 114 | 0,00 | 0,01 | 0,03 | 0,14 | 0,29 | 1,51 | 3,30 |
| Enrijecedor com seção T 14x59x(6t) | 84 | 59 | 54 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,30 | 0,60 | 3,18 | |
| Enrijecedor com seção T 14x59x(12t) | 168 | 59 | 54 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,30 | 0,59 | 3,07 | 6,40 |
| Enrijecedor com seção T 14x89x(6t) | 84 | 89 | 84 | 0,00 | 0,02 | 0,04 | 0,19 | 0,39 | 1,97 | 4,05 |
| Enrijecedor com seção T 14x89x(12t) | 168 | 89 | 84 | 0,00 | 0,02 | 0,04 | 0,19 | 0,38 | 1,94 | 3,94 |

Tabela 19: Comparativo entre M.E.L. e M.T.A.

| Comparativo B/A | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|--------|--------|--------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Momento (kN.m) --> | | | | 0,1 | 0,5 | 1 | 5 | 10 | 50 | 100 |
| Seção | B (cm) | H (cm) | D (cm) | Estado Limite Último / Tensões Admissíveis (%) | | | | | | |
| Parede simples de 14 cm (por metro) | 100 | 14 | 10 | 53,3% | 50,0% | 50,8% | | | | |
| Parede simples de 19 cm (por metro) | 100 | 19 | 15 | 53,8% | 51,4% | 52,4% | 52,3% | | | |
| Enrijecedor 14x29cm | 14 | 29 | 24 | 43,3% | 52,5% | 53,5% | 67,2% | 0,0% | | |
| Enrijecedor 14x44cm | 14 | 44 | 39 | 41,5% | 51,6% | 52,5% | 55,1% | 60,2% | | |
| Enrijecedor 14x59cm | 14 | 59 | 54 | 60,0% | 50,0% | 54,5% | 53,4% | 55,2% | 0,0% | |
| Enrijecedor 14x74cm | 14 | 74 | 69 | 47,0% | 58,5% | 52,2% | 53,1% | 54,3% | 0,0% | 0,0% |
| Enrijecedor 14x89cm | 14 | 89 | 84 | 38,0% | 48,0% | 54,9% | 52,7% | 53,4% | 62,2% | 0,0% |
| Enrijecedor 19x39cm | 19 | 39 | 34 | 47,5% | 53,0% | 53,3% | 54,8% | 59,5% | | |
| Enrijecedor 19x59cm | 19 | 59 | 54 | 60,0% | 50,0% | 54,5% | 66,6% | 53,9% | 0,0% | |
| Enrijecedor 19x79cm | 19 | 79 | 74 | 43,5% | 55,0% | 55,0% | 52,4% | 53,3% | 60,7% | 0,0% |
| Enrijecedor 19x99cm | 19 | 99 | 94 | 34,3% | 57,0% | 57,2% | 52,4% | 52,9% | 56,1% | 0,0% |
| Enrijecedor 19x119cm | 19 | 119 | 114 | 28,0% | 47,0% | 56,6% | 52,6% | 53,0% | 54,4% | 58,7% |
| Enrijecedor com seção T 14x59x(6t) | 84 | 59 | 54 | 59,6% | 49,7% | 54,3% | 51,6% | 51,6% | 52,2% | |
| Enrijecedor com seção T 14x59x(12t) | 168 | 59 | 54 | 59,6% | 49,7% | 54,3% | 51,6% | 50,8% | 50,4% | |
| Enrijecedor com seção T 14x89x(6t) | 84 | 89 | 84 | 38,3% | 48,0% | 54,8% | 51,9% | 52,0% | 51,7% | 52,1% |
| Enrijecedor com seção T 14x89x(12t) | 168 | 89 | 84 | 38,3% | 48,0% | 54,8% | 51,9% | 51,9% | 50,9% | 50,6% |

A fim de que fosse comprovada a veracidade dos dados inseridos nas planilhas que auxiliaram no cálculo da armadura na Tabela 17 e Tabela 18 foi feito, a título de comparação, um exemplo extraído de Côrrea & Ramalho (2003) pelo Método das Tensões Admissíveis (NBR 10837/1989 atualmente vigente) e outro exemplo extraído do CSA S304. 1/1994 (Método dos Estados Limites) e em seguida comparados os resultados obtidos.

4.3.1 Validação do Cálculo pelo Método das Tensões Admissíveis

Exemplo extraído de Côrrea & Ramalho (2003). Exemplo: Determine a armadura necessária a uma viga de alvenaria cuja seção transversal é apresentada na figura abaixo, submetida a um momento fletor de 315 kN x cm. Dados: $f_p = 9,5\text{MPa} = 0,950\text{ kN/cm}^2$; $f_s = 165\text{MPa} = 16,5\text{ kN/cm}^2$

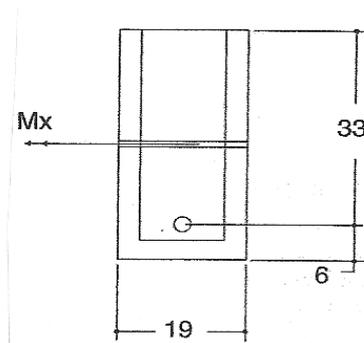


Figura 30: Exemplo de flexão simples (MTA) (Côrrea & Ramalho (2003)).

Solução:

$$E_{alv} = 800 \times 9,5 = 7.600 \text{ MPa.}$$

$$n = E_s / E_{alv} = 210000 / 7600 = 27,63.$$

$$f_{alv,f} = 0,33 \times f_p = 0,33 \times 0,95 = 0,3135 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_b = f_s / f_{alv,f} = 16,5 / 0,3135 = 52,63.$$

$$k_b = n / (n + m_b) = 27,63 / (27,63 + 52,63) = 0,344.$$

$$k_{z,b} = 1 - k_b / 3 = 1 - 0,344 / 3 = 0,885.$$

$$d_b = \sqrt{(2 / (k_b \times k_{z,b})) \times (M / (b \times f_{alv}))} = \sqrt{(2 / (0,344 \times 0,885)) \times (315 / 19 \times 0,3135)} = 18,6 \text{ cm.}$$

Como a altura útil disponível é maior que a necessária, dimensiona-se a seção normalmente armada. A planilha a seguir organiza os passos do dimensionamento iterativo.

| | K_z | A_s | ρ | K_x | K_z |
|---|--------|-------|----------|--------|--------|
| 1 | 0,8850 | 0,654 | 0,00104 | 0,2129 | 0,9290 |
| 2 | 0,9290 | 0,623 | 0,000992 | 0,2084 | 0,9305 |
| 3 | 0,9305 | 0,622 | 0,000992 | 0,2083 | 0,9306 |

Em três iterações o processo convergiu, com tolerância de 0,01%, portanto $A_s = 0,62 \text{ cm}^2$.

Solução 2:

Com o emprego da tabela abaixo extraída de Côrrea & Ramalho (2003):

$$K = M / b \times d^2 = 315 / 19 \times 33^2 = 0,0152.$$

Com esse valor de k, pode-se obter o valor de $\rho = 0,000972$, bem como facilmente verificar a tensão na alvenaria e no aço ($f_{alv} = 0,155 \text{ kN/cm}^2$ e $f_s = 16,5 \text{ kN/cm}^2$) que caracterizam a seção subarmada. Assim a armadura é obtida pela fórmula:

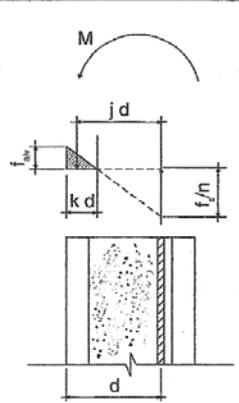
$$A_s = \rho \times b \times d = 0,000972 \times 19 \times 33 = 0,61 \text{ cm}^2.$$

Tabela 20: Tabela extraída de Côrrea & Ramalho (2003) para cálculo pelo MTA da armadura de elementos fletidos.

TABELA II C – ANÁLISE DE ELEMENTOS FLETIDOS – MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

$f_p = 9,5 \text{ MPa}$; $f_s = 165 \text{ MPa}$; $n = 27,63$

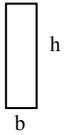
| f_{alv} | f_s | K | ρ | $n\rho$ | k_1 | k_2 | $2 / (k_1 \times k_2)$ |
|--------------|-------------|--------------|----------------|--------------|--------------|--------------|------------------------|
| 0,033 | 16,5 | 0,001 | 0,00005 | 0,001 | 0,052 | 0,983 | 38,869 |
| 0,066 | 16,5 | 0,003 | 0,00020 | 0,006 | 0,100 | 0,967 | 20,785 |
| 0,099 | 16,5 | 0,007 | 0,00043 | 0,012 | 0,142 | 0,953 | 14,763 |
| 0,132 | 16,5 | 0,011 | 0,00072 | 0,020 | 0,181 | 0,940 | 11,757 |
| 0,165 | 16,5 | 0,017 | 0,00108 | 0,030 | 0,216 | 0,928 | 9,957 |
| 0,198 | 16,5 | 0,023 | 0,00149 | 0,041 | 0,249 | 0,917 | 8,759 |
| 0,231 | 16,5 | 0,029 | 0,00195 | 0,054 | 0,279 | 0,907 | 7,905 |
| 0,264 | 16,5 | 0,036 | 0,00245 | 0,068 | 0,307 | 0,898 | 7,266 |
| 0,297 | 16,5 | 0,044 | 0,00299 | 0,083 | 0,332 | 0,889 | 6,771 |
| 0,314 | 16,5 | 0,048 | 0,00327 | 0,090 | 0,344 | 0,885 | 6,563 |
| 0,314 | 15,0 | 0,050 | 0,00363 | 0,106 | 0,366 | 0,878 | 6,223 |
| 0,314 | 13,5 | 0,053 | 0,00464 | 0,125 | 0,391 | 0,870 | 5,883 |
| 0,314 | 12,0 | 0,057 | 0,00548 | 0,151 | 0,419 | 0,860 | 5,546 |
| 0,314 | 10,5 | 0,060 | 0,00675 | 0,186 | 0,452 | 0,849 | 5,209 |
| 0,314 | 9,0 | 0,064 | 0,00854 | 0,236 | 0,490 | 0,837 | 4,875 |
| 0,314 | 7,5 | 0,069 | 0,01120 | 0,310 | 0,536 | 0,821 | 4,543 |
| 0,314 | 6,0 | 0,074 | 0,01543 | 0,426 | 0,591 | 0,803 | 4,215 |
| 0,314 | 4,5 | 0,081 | 0,02292 | 0,633 | 0,658 | 0,781 | 3,893 |
| 0,314 | 3,0 | 0,088 | 0,03881 | 1,072 | 0,743 | 0,752 | 3,579 |



DADOS DO PROJETO
 $f_p = 9,5 \text{ MPa} = 0,95 \text{ kN/cm}^2$
 $\bar{f}_{alv} = 0,33 f_p = 3,135 \text{ MPa}$ $\bar{f}_s = 165,0 \text{ MPa}$
 $E_{alv} = 800 f_p = 7600 \text{ MPa}$ $E_s = 210000 \text{ MPa}$

EQUAÇÕES DO PROJETO
 $n = \frac{E_s}{E_{alv}}$ $K = \frac{M}{F} = \frac{M}{b \times d^2} = 1/2 \times k_1 \times k_2 \times f_{alv}$
 $k_1 = \frac{1}{1 + f_p/n \times f_{alv}}$ $k_2 = 1 - \frac{k_1}{3}$
 $\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{K}{f_s \times k_2}$ $A_s = \frac{M}{f_s \times k_2 \times d}$

Substituindo os mesmos dados do exemplo na planilha que serviu de base para cálculo de armadura pelo Método das Tensões Admissíveis obteve-se uma área de aço de $0,60 \text{ cm}^2$ como se pode observar na planilha a seguir.

| 1. Dados | | | | | | | | |
|---|-------------|------------------------|---|-----------------|--------------|-------------|-------------|--|
| b = | 0,190 | m |  | | | | | |
| h = | | m | | | | | | |
| d = | 0,33 | m | | d = | 0,5 | ok | | |
| d' = | | m | | | | | | |
| f_p = | 9500 | kN/m ² | | | | | 7142,86 | |
| f_{alv,f} = | 3135 | kN/m ² | | | | | | |
| f_s = | 165000 | kN/m ² | | M = | 3,15 | kN.m | | |
| E_{alv} = | 7600000 | kN/m ² | =900*f _p | n = | 27,6316 | | | |
| E_s = | 2,10E+08 | kN/m ² | | | | | | |
| a) Cálculo do momento máximo para seção subarmada | | | | | | | | |
| f_{alv,f} = | 3135 | f_s = | 165000 | ==> | x = | 0,114 | | |
| A_s = | 10,792623 | cm ² | | | | | | |
| M_{máx} = | 52,02 | kN.m | | | | | | |
| b) seção subarmada | | OK | | | | | | |
| A_s = | 0,60 | x = | 0,031 | | | | | |
| c) seção superarmada | | não é necessária | | | | | 0,74683 | |
| A_s = | 0,02 | | | | | | | |
| f_s = | 4578590,79 | ERRO | | | | | | |
| d) armadura dupla | | não é necessária | | | | | | |
| A_{s+} = | 1,82 | | | | | | | |
| A_{s-} = | -17,10 | | | | | | | |
| RESUMO | | | | | | | | |
| seção sub-armada | | A_s = | 0,60 | cm ² | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| bitola | ø5 | ø6,3 | ø8 | ø10 | ø12,5 | ø16 | ø20 | |
| área aço | 0,20 | 0,32 | 0,50 | 0,80 | 1,25 | 2,00 | 3,15 | |

4.3.2 Validação do Cálculo pelo Método dos Estados Limites (CSA S304. 1/1994)

Este exemplo é encontrado em Glanville et al (1996) e segue as recomendações da norma canadense para cálculo no estado limite último.

Exemplo: Uma parede de 6m de altura submetida à carga lateral de vento apoiada no topo, na base e nas laterais e precisa resistir a 1 kN/m². Projete uma parede de blocos de concreto de 30MPa e argamassa tipo S. $f_p = 30,0\text{MPa} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$; $f_y = 400\text{MPa} = 40,0 \text{ kN/cm}^2$.

Resistência:

Considerando um metro de parede o carregamento é:

$$p_f = \alpha_L \times p = 1,5 \times (1,0) = 1,5 \text{ kN/m.}$$

O momento é dado por:

$$M_f = p_f \times h^2/8 = 1,5 \times (6,0)^2/8 = 6,75 \text{ kN.m.}$$

Consultando a **Tabela 5: Valores característicos de resistência à tração na flexão (MPa) de acordo com a CSA S304. 1-94**), para blocos de concreto e argamassa tipo S obtêm-se o valor de 0,45MPa.

$$S_x = M_f/f_t = 6,75 \times (10)^6/0,45 = 15,0 \times (10)^6 \text{ mm}^3/\text{m.}$$

Na tabela da CSA S304. 1/1994, conclui-se que a alvenaria deverá ser armada verticalmente e as barras deverão normalmente ser locadas no centro da parede ($d = 19\text{cm}/2 = 9,5\text{cm}$).

$$A_s = M_f/\Phi_s \times f_y \times (0,8d) =$$

$$A_s = 6,75 \times (10)^3/0,85 \times 400 \times 0,8 \times 9,5 = 2,61\text{cm}^2$$

Substituindo os mesmos dados do exemplo, na planilha que serviu de base para cálculo de armadura pelo Método dos Estados Limites obteve-se uma área de aço de 2,61 cm² como se pode observar na planilha a seguir, validando a planilha formatada para cálculo da A_s seguindo a CSA S304. 1/1994.

5 EXEMPLO

Neste capítulo é citado um exemplo de aplicação prática de painel sujeito a cargas laterais: um painel sujeito a esforços de vento, comparando os critérios de dimensionamento encontrados nas diferentes normas e referências analisadas.

O exemplo de projeto trata de um painel de um barracão de dimensões 500 cm de comprimento por 400 cm de altura com enrijecedores submetidos a um carregamento lateral (uniforme) de $1,0 \text{ kN/m}^2$ devido à ação do vento.

O seguinte roteiro deve ser seguido:

- Definição das propriedades físicas da alvenaria em função dos materiais escolhidos (valores característicos de resistência e demais grandezas físicas E_m , ν , μ);
- Verificação da condição de estabilidade através da verificação da esbeltez limite;
- Cálculo dos momentos (sugere-se adotar maior resultado obtido entre os métodos da linha de ruptura ou fratura);
- Verificação da possibilidade de alvenaria não-armada;
- Não sendo possível alvenaria não-armada:
 - Cálculo e detalhamento de armaduras;
 - Verificação de fissuração;
 - Verificação de deformação.

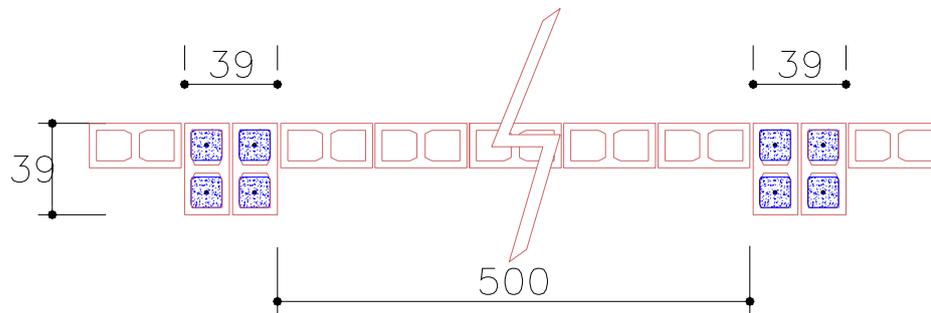


Figura 31: Detalhe do painel do galpão.

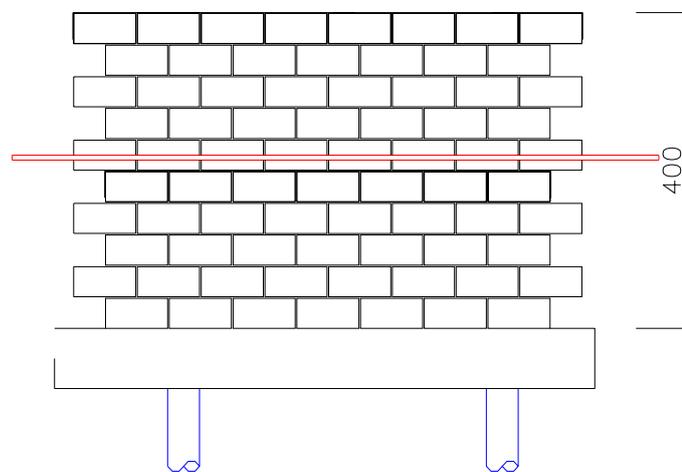


Figura 32: Detalhe do painel do galpão (comprimento=500cm; altura=400cm).

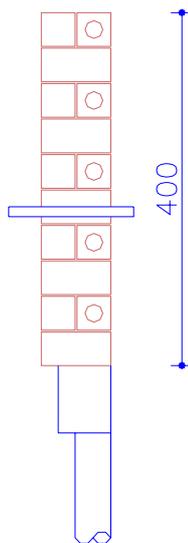


Figura 33: Detalhe da Seção transversal do painel do galpão.

1. Propriedades da alvenaria:

→ será considerada alvenaria de blocos de concreto de 4,5 MPa, de 19cm de espessura e argamassa A 3 seguindo recomendações do projeto NBR 108370-set/2005:

- $f_{p,k}$ (resist. de prisma) = $0,8 \times 4,5 = 3,6$ MPa;
- $E_{alv.} = 900 \times F_p = 900 \times 3,6 = 3240$ MPa;
- $f_{alv,t,k,par} = 0,50$ MPa (Paralelo a fiada)
- $f_{alv,t,k,perp} = 0,25$ MPa (Normal à fiada)
- $\mu = 0,25 / 0,50 = 0,5$
- Traço Argamassa = 1:0,5:4,5
- **Considerando que existe uma junta de dilatação no enrijecedor e uma viga/beiral na cobertura, o painel será considerado simplesmente apoiado nos 4 lados.**

2) Verificação da Estabilidade do painel:

- **BS 5628-1/1992**
 - Com 4 lados apoiados
 - Demais casos
 - $H \times L \leq 2025 \times t_{ef}^2$
 - $5,0 \times 4,0 \leq 2025 \times (0,19)^2$
 - (OK)
 - $H, L \leq 50 \times t_{ef}$
 - $5,0 ; 4,0 \leq 50 \times 0,19$
 - (OK)

3) Cálculo dos Esforços:

- carga uniforme = $1,0 \text{ kN/m}^2$

$$h = 4,0\text{m}$$

$$L_b = 5,0\text{m}$$

$$h/L = 4,0\text{m} / 5,0\text{m} = 0,80 -$$

Conforme Tabela 15:

$\alpha = 0,047 \rightarrow$ linha de plastificação

$0,052 \rightarrow$ linha de ruptura

$0,065 \rightarrow$ linha de fratura

$M = \alpha w_k \gamma_f L^2$ (quando o plano de falha é paralelo à junta de assentamento);

$$M = 0,047 \times 0,8 \times 5,0^2 = 0,94 \text{ kN.m/m (plastificação)}$$

$$0,052 \quad = 1,04 \text{ kN.m/m (ruptura)}$$

$$0,065 \quad = 1,30 \text{ kN.m/m (fratura)}$$

$M = \mu \alpha w_k \gamma_f L^2$ (quando o plano de falha é perpendicular à junta de assentamento).

$$M = 0,5 \times 0,047 \times 0,8 \times 5,0^2 = 0,47 \text{ kN.m/m (plastificação)}$$

$$0,5 \times 0,052 = 0,57 \text{ kN.m/m (ruptura)}$$

$$0,5 \times 0,065 = 0,65 \text{ kN.m/m (fratura)}$$

4) Verificação como alvenaria não armada

Para blocos de 19cm, tem-se $I = 1,0 \times 0,19^3 / 12 = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

$$M_{r,perp} = f_{alv,t,k,perp} \cdot I / y = 250 \text{ [kN/m}^2] \cdot 5,72 \times 10^{-4} \text{ [m}^4] / 0,095 \text{ [m]} = 1,5 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{r,par} = f_{alv,t,k,par} \cdot I / y = 500 \text{ [kN/m}^2] \cdot 5,72 \times 10^{-4} \text{ [m}^4] / 0,095 \text{ [m]} = 3,0 \text{ kN.m/m}$$

$$\gamma_f \cdot M_s \leq M_r / \gamma_m:$$

plano de falha é paralelo à junta de assentamento

$$1,4 \cdot 0,94 = 1,32 \leq 3,0 / 2,2 = 1,36 \text{ (plastificação)} \rightarrow \text{OK} \rightarrow \text{não precisa de armadura}$$

$$1,04 = 1,46 \leq 1,36 \text{ (ruptura)} \rightarrow \text{FALSO} \rightarrow \text{ARMADURA NECESSÁRIA}$$

$$1,30 = 1,82 \leq 1,36 \text{ (fratura)} \rightarrow \text{FALSO} \rightarrow \text{ARMADURA NECESSÁRIA}$$

Na outra direção os esforços e resistências são diretamente proporcionais e portanto a verificação é equivalente. Esse resultado mostra que o cálculo dos esforços pelo método das linhas de plastificação indicou que não há necessidade de armar a parede, porém os outros dois métodos indicam que sim. Pelos motivos discutidos anteriormente neste texto, não se recomenda utilizar resultados do método das linhas de plastificação para alvenaria não armada. Deve-se armar a parede nesse caso.

5) Cálculo de armaduras

Para 1,0m de alvenaria: B = 100cm, D = 15cm. Será considerado o maior momento obtido pelo método das linhas de fratura.

a) pelo MTA: $M = 1,30 \rightarrow A_s = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M = 0,65 \rightarrow A_s = 0,28 \text{ cm}^2/\text{m}$

b) pelo ELU: $M = 1,30 \rightarrow A_s = 0,29 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M = 0,65 \rightarrow A_s = 0,14 \text{ cm}^2/\text{m}$

Conforme relatado no capítulo de estudos comparativos, percebe-se que o cálculo pelo ELU indica a necessidade de metade da armadura indicada pelo MTA.

Disposições construtivas:

- Taxa de armadura mínima = 0,2% - 1/3 – 1 direção e 2/3 – na outra direção (NBR 10837 vigente):
 - Assim $\rho = 0,002 \times 100 \times 19 = 3,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.
 - $1/3 \times 3,8 = 1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$.
 - $2/3 \times 3,8 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.
- Taxa de armadura mínima em cada direção não deve ser inferior a 0,10% da área da seção transversal bruta tomada perpendicular à armadura considerada
 - $= 1,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ em cada direção (projeto NBR 10837 – set/2005)
- É recomendado ainda que a largura da seção a ser considerada no dimensionamento seja menor ou igual a três vezes a espessura da parede (projeto NBR 10837 – set/2005). Assim, para que seja possível considerar toda a parede resistindo a flexão, deve-se limitar o espaçamento da armadura a $3 \times 19 \text{ cm} = 57 \text{ cm}$, sendo esse número aqui admitido igual a 60cm. Outra opção, não adotada aqui, seria de alterar o valor de B no cálculo para 57cm.
- Sugere-se, ainda, adotar armadura simétrica, repetindo a armadura nas duas faces da parede.
- Assim deve-se ter uma canaleta/furo grauteado com 2 barras de 12,5mm de diâmetro (1/2”) a cada 0,6m de altura/comprimento do painel.

5) Verificação de fissuração

A rigor, no exemplo o momento em serviço é menor que o momento de fissuração. Desta forma a seção não está fissurada. Em outros casos pode-se seguir recomendação do item 2.5.5.2 deste texto. Essa verificação é feita aqui apenas para ilustrar o procedimento.

- tem-se uma barra de 12,5mm na região tracionada, com cobrimento de 40mm e envolvida em um furo grauteado de 190mm de comprimento, desta forma $A = (40+40) \times 190 = 15.200$ e $d_c = 40$ mm;

- admitindo valor simplificado para tensão na armadura igual a 60% da tensão de escoamento (verificação mais precisa pode ser feita calculando a tensão no aço a partir do equilíbrio da seção, para valores em serviço) = $500 \times 0,6 = 300$ MPa;

$$- z = f_s \sqrt[3]{(d_c A) / 10^3} = 300 \sqrt[3]{(40 \times 15.200) / 10^3} = 25.4 \text{ [kN/m]}$$

- para o caso de ambiente externo e ação do vento: limite = 50 kN/m →

OK.

6) Verificação de deformação

Seguindo procedimento simplificado da norma canadense (item 2.5.5.1), do vão vertical e horizontal igual a 400cm e 500 cm, respectivamente, e altura útil (d) igual a 15cm, levando a $h/d = 26$ e $33 > 25$, havendo necessidade de verificação das duas direções.

Vão vertical:

- momento de fissuração (M_{cr}) = 1,5 kN.m/m;

- momento em serviço (M_s) = 0,65 < 1,5 → seção não fissurada;

- inércia na área efetiva para seção não fissurada, considerando duas faixas de argamassa de 32mm em cada face da alvenaria = 40.488 cm⁴/m (vale observar que o anterior cálculo do momento de fissuração foi feito considerando inércia na área bruta seguindo recomendações na norma brasileira, onde os limites de resistência seguem esse parâmetro);

$$E_m = 3.240 \text{ Mpa} \times 0,5 = 1.620 \text{ MPa}$$

$$\Delta_s = \frac{5M_s h^2}{48E_m I_o} = 5 \cdot 0,65 \cdot 4^2 / (48 \cdot 1,62 \times 10^6 \cdot 40.488 \times 10^{-8}) = 0,0016 \text{ m} =$$

0,16cm

$$h/\Delta = 400 / 0,16 = 2500 > 360 \rightarrow \text{OK}$$

Vão horizontal:

- momento de fissuração (M_{cr}) = 3,0 kN.m/m;

- momento em serviço (M_s) = 1,30 < 3,0 \rightarrow seção não fissurada;

- inércia na área efetiva para seção não fissurada = 40.488 cm⁴/m

$$E_m = 3.240 \text{ MPa}$$

$$\Delta_s = \frac{5M_s h^2}{48E_m I_o} = 5 \cdot 1,30 \cdot 5^2 / (48 \cdot 3,24 \times 10^6 \cdot 40.488 \times 10^{-8}) = 0,0026 \text{ m} =$$

0,26cm

$$h/\Delta = 500 / 0,26 = 1923 > 360 \rightarrow \text{OK}$$

O detalhamento do painel do galpão será apresentado a seguir:

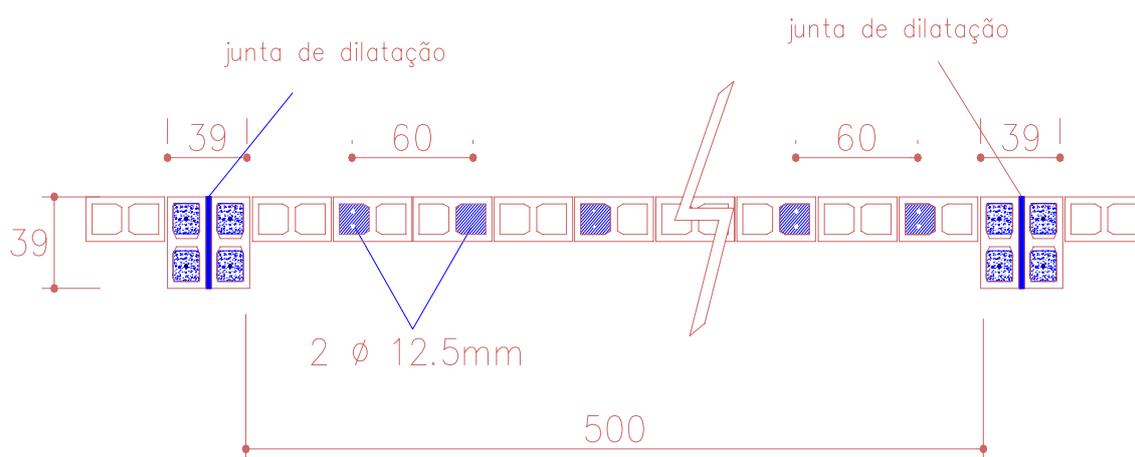


Figura 34: Detalhe do painel do galpão com armadura localada.

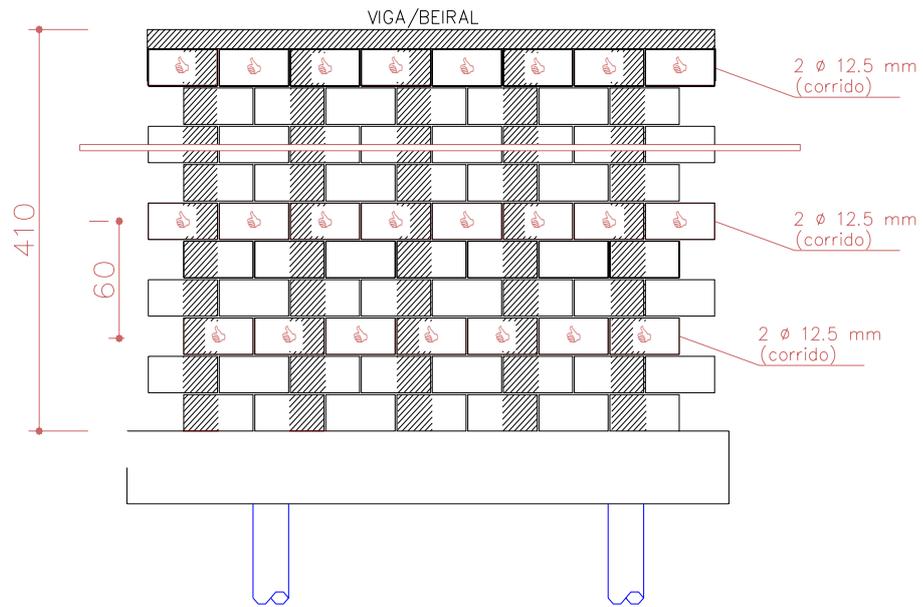


Figura 35: Detalhe do painel do galpão (comprimento=500cm; altura=400cm) com armadura locada.

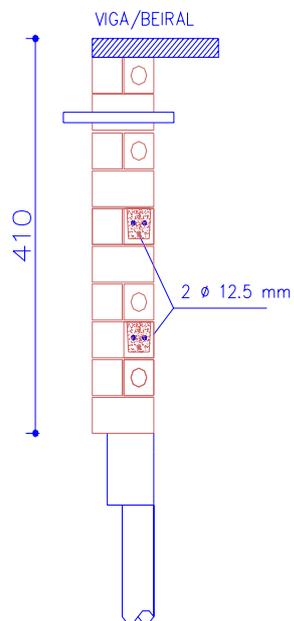


Figura 36: Detalhe da Seção transversal do painel do galpão.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi feita uma ampla revisão bibliográfica abordando os diferentes métodos para análise de painéis sujeitos a cargas laterais. Foram consultadas normas internacionais e o projeto da Norma Brasileira, onde observou-se os diferentes valores de resistência à tração na flexão das mesmas.

Considerando as informações colhidas no trabalho, as seguintes conclusões foram elaboradas, julgadas de maior relevância:

- A partir do melhor conhecimento estrutural, a tendência é adotar o Método dos Estados Limites para cálculo de armadura de painéis de alvenaria em substituição ao Método das tensões Admissíveis ainda vigente no Brasil. Conforme o texto mostra na **Tabela 19**, em grande parte dos casos analisados de paredes e enrijecedores, geralmente o cálculo de armadura pelo Método dos Estados Limites resulta em área de aço 50% menor.

- Analisando-se as tabelas Tabela 15 e Tabela 16, onde comparou-se os diferentes métodos plásticos para análise de painéis de alvenaria, pode-se perceber que o método das linhas de plastificação é o menos conservador para o caso de alvenaria não armada, podendo levar a um colapso prematuro do painel quando compara-se os resultados desse método com outros. Apesar disso, esse método é recomendado BS 5628/1992 e EC-6:1996, destacando que esses códigos adotam $k=1$ (rigidez isótropa), fazendo com que sejam adotadas suposições falsas quanto ao comportamento de um painel de alvenaria. Aconselha-se a utilização dos procedimentos para cálculo de momentos pelos métodos das linhas de fratura e ruptura, os quais mostram-se mais conservadores. Nos exemplos citados nos itens 4.1 e 4.2, pode-se observar que, nos dois casos, com variação das vinculações dos painéis, quanto maior a relação h/L , o valor de α também será maior para os métodos das linhas de fratura, que leva em consideração a ortotropia de rigidez. Consequentemente os valores dos momentos limites e carga limite serão menores (solução mais conservadora). Para alguns valores da relação h/L os métodos das linhas de fratura e ruptura se assemelham, mas conforme aumenta-se a relação, o método das linhas de fratura se torna o mais

indicado e por isso é o método utilizado nos procedimentos do exemplo.

Um exemplo detalhado de cálculo de um painel de alvenaria é apresentado. Espera-se, com a conclusão deste texto, ter contribuído para o preenchimento da lacuna existente em bibliografias nacionais no que diz respeito ao dimensionamento de painéis de alvenaria submetidos a ações perpendiculares ao seu plano. Entende-se que as análises comparativas aqui apresentados tem grande valor no sentido em que permite ao leitor concluir sobre a consequência da adoção de cada um dos métodos de cálculo.

7 BIBLIOGRAFIA

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test methods for sampling and testing brick and structural clay tile - ASTM C67.** Philadelphia, 1996.

_____. **Standard Specification for Load-Bearing Concrete Masonry Units – ASTM C90.** Philadelphia, 1990.

_____. **Standard test methods for Drying Shrinkage of Concrete Block – ASTM C426.** Philadelphia, 1999.

_____. **Standard Practice for Use of Apparatus for the Determination of Length Change of Hardened Cement Paste, Mortar, and Concrete – ASTM C490.** Philadelphia, 1989.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN – EUROCODIGO 6 – **Proyecto de Estructuras de Fabrica – Parte 1-1: Reglas generales para Edifícios. Reglas para fabrica e fabrica armada. Madrid. Espana.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – NBR 6136. RIO DE JANEIRO, 1998.**

_____- **Bloco vazado modular de concreto – NBR 5712. RIO DE JANEIRO, 1982.**

_____- **Bloco cerâmico para alvenaria – Determinação da resistência a compressão - NBR 6461. RIO DE JANEIRO, 1983.**

_____- **Paredes de alvenaria estrutural – Verificação da resistência a flexão ou a flexo-compressao NBR 14322 – Rio de janeiro,1999.**

_____- **Bloco cerâmico para alvenaria - NBR 7171. RIO DE JANEIRO, 1992.**

____ - **Cálculo de Alvenaria Estrutural em Blocos vazados de concreto - NBR 10837. RIO DE JANEIRO, 1983.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. **Manual técnico de alvenaria. São Paulo ABCI-Projeto, 1995.**

ATAIDE, C.A.V. (2005). **Estudo Comparativo entre o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites para Alvenaria Estrutural. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo – 2005.**

BAKER, C.; CHEN, B.; DRYSDALE, R. 2005. **Failure Method Applied to Walls With Openings. 10th Canadian Masonry Symposium, Banff, AB, June 8-12, 10p. Canadian Standards Association. 2004. Masonry Design for Buildings CAN-CSA S304.1-04. CSA, Mississauga, Ontario.**

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **Code of practice for structural use of masonry. Part 1 – Structural Use of Unreinforced masonry. BS 5628: part 1. Reino Unido, 1985.**

____ - **Code of practice for structural use of masonry. Part 1 – Structural Use of Unreinforced masonry. BS 5628: part 1. Reino Unido, 1992.**

____ - **Code of practice for structural use of masonry. Part 2 – Reinforced and Prestressed masonry - BS 5628: part 2. Reino Unido, 1995.**

____ - **Code of practice for structural use of masonry. Part 3 – Materials and components design and workmanship - BS 5628: part 3. Reino Unido, 1985.**

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R.; **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado segundo a NBR 6118:2003 – São Carlos; EdUFSCar, 2004.**

CURTIN, W.G.; SHAW, G.; BECK, J.K.; BRAY, W.A. **Structural masonry designers' manual**. London, Granada Publishing Limited, 1982.

De VEKEY;MA JUN. **The effect of joints finishes and defects on the flexural strenght of masonry**, Proceedings of the sixth north american masonry symposium,Philadelphia,pg.149-158, 1993.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. **Masonry structures behavior and desing**. 2nd edition. The masonry society. Boulder Colorado. 1999.

DRYSDALE, G.R.; HAMID, A.A.. **Masonry Structures – Behaviour and Design – Canadian Edition**. Canada Masonry Design Centre, Mississauga, Ontario, 769+p. 2005.

GLANVILLE, J. I.; HATZINIKOLAS, M. A.; BEN-OMRAN, H. A. **Engineered masonry design : limit states design**. Winnipeg : Winston House, 1996, 675p.

GAZZOLA,E.A.;BAGNARIOL,D.; TONEFF,J.; DRYSDALE, R. G. **Influence of mortars materials on the flexural tensile bond strenght of block and brick masonry**. ASTM STP – 871 – **Masonry: Research, Application and Problems**, ASTM, West Conshohocken, PA. 1985.

GOMES, N. S.; **Resistência das paredes de alvenaria**. São Paulo, 1987. **Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo**.

GOSH, S.; **Flexural bond strenght of masonry – an experimental review**, in **Pocceedings of the fifth north american masonry conference**. University of Illinois at Urbana – ChaMPaign, pg. 701-712. 1989.

GRIMM, C. T. **Design for masonry volume change**. The Masonry Society. Boulder, 1999.

HAMID, A.A.; **Bond characteristics of sand – molded brick masonry, in Proceedings of the masonry society journal, vol. 4, n° 1, pg. 18-22. 1985.**

HENDRY, A.W.; SINHA, A.P.; DAVIES, S.R. **Design of masonry structures.** 3.ed. London, Ed. E & FN Spon, 1997.

JOAQUIM, M.M.; **Flexão e Flexo- Compressão em elementos de alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo – 1999.**

LANGENDONCK, T. – **Teoria Elementar das Charneiras Plásticas, Volume I.** ABCP, São Paulo, 1970.

LANGENDONCK, T. – **Charneiras plásticas em lajes retangulares de pontes,** ABCP, São Paulo, 1971.

LANGENDONCK, T. – **Teoria Elementar das Charneiras Plásticas, Volume II.** ABCP, São Paulo, 1975.

LORIGGIO, D. D. **Utilização da teoria das charneiras plásticas em análise e dimensionamento de lajes de edifícios.** São Paulo, SP. 1998. 15p. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 40°, 1998, Rio de Janeiro. Artigo técnico.

MASONRY DESIGN FOR BUILDINGS (LIMIT STATES DESIGN). **Structures Design - CSA S304. 1-94.**

MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE. **Building code requirements for masonry structures (ACI 530/TMS 402/ASCE 5).** 2002.

MEDEIROS, J. S. **Alvenaria Estrutural não Armada de Blocos de Concreto: Produção de Componentes e Parâmetros de Projeto.** São Paulo, 1993. **Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.**

MELANDER, J.M.; CONWAY, J.T.; **Effect of fabrication and curing on bond strength of masonry, Proceedings of the seventh canadian masonry symposium, Hamilton, Ontario, pg. 712-723.1995.**

OLIVEIRA JR., V.; **Recomendações para projeto de edifícios em alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo – 1992.**

PARSEKIAN, G. A. **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida.** São Paulo, Tese (Doutorado), EPUSP, 263p., 2002.

PINHEIRO, L. M. (1980). **Charneiras Plásticas em lajes com Forma de T. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.**

PINHEIRO, L. M. (1986). **Concreto armado: tabelas e ábacos. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.**

RAMALHO, M.A.; CÔRREA, M.R.S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural.** Editora PINI, 2003.

RAMIREZ VILATÓ, R.; **Estudo da Metodologia do projeto em alvenaria estrutural não armada. São Paulo, 1998. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.**

SABBATINI, F. H. **O processo construtivo de edifício de alvenaria estrutural sílico-calcario. São Paulo, Dissertação (Mestrado), EPUSP, 298p., 1984.**

SCHULTZ, A. E.; SCOLFORO, M. J. **Engineering design provisions for prestressed masonry part 1: masonry stresses. The Masonry Society Journal. v.10, n.2, pp.29-47, Feb. 1992.**

SINHA, B. J. 1978. **Simplified ultimate load analysis of laterally loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength. Journal of the Structural**

Engineer, Part B. v. 56B, n.4, Dec, 1978, pp 81-4.

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. **Masonry Structures - AS 3700**. Second Edition, Sydney, 1998.

SÜSSEKIND, C. A. **Curso de Concreto**, 6ª Ed. São Paulo, Ed. Globo, 1989.

THE MASONRY SOCIETY. **Masonry Designers' Guide**. 4th Edition. The Masonry Society, 2003.

WOOD,S.; Flexural bond strenght of clay brick masonry. The masonry society journal,vol.13,nº 2, pg. 45-55. 1995.