

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LEONARDO VINICIUS AURESCO

**AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE ANÁLISE DE  
INTERAÇÃO ENTRE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL E  
VIGAS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO O EFEITO ARCO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2015

LEONARDO VINICIUS AURESCO

**AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE ANÁLISE DE  
INTERAÇÃO ENTRE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL E  
VIGAS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO O EFEITO ARCO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, campus Campo Mourão, para obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Orientador: Me. Angelo Giovanni B. Corelhano

CAMPO MOURÃO  
2015



Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
Campus Campo Mourão  
DACOC – Departamento Acadêmico de Construção Civil  
Coordenação de Engenharia Civil

## **TERMO DE APROVAÇÃO**

### **Trabalho de Conclusão de Curso**

### **AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE ANÁLISE DE INTERAÇÃO ENTRE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL E VIGAS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO O EFEITO ARCO**

**Por**

**Leonardo Vinicius Auresco**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 15h50min do dia 25 de novembro de 2015 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

**Prof. Dr. Marcelo Rodrigo Carreira**  
( UTFPR )

**Prof<sup>a</sup>. Dr. Ronaldo Rigobello**  
( UTFPR )

**Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim  
Corelhano**  
(UTFPR)  
**Orientador**

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

**Prof<sup>a</sup> Dr. Marcelo Guelbert**

*A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por ter me sustentado e me guiado em todos esses anos de graduação, por ter me colocado em situações de aprendizado nas quais pude exercitar minhas competências, e por ter permitido que alguém tão desmerecedor como eu tivesse uma oportunidade tão aprazível quanto esta.

Agradeço ao professor Giovanni Corelhan pela paciência, orientação e direcionamento no desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Jorge Góes pelos aconselhamentos e pelo suporte na escolha da área de estudo.

Aos professores Leandro Waidemam e Ronaldo Rigobello por me fazerem entender que era preciso me dedicar ainda mais aos estudos.

Ao Pr. Lauro Celso de Souza pelo suporte financeiro durante todo o período da graduação.

Aos meus pais, amigos e familiares por me apoiarem em todas as fases desta caminhada.

E por fim, aos demais professores da UTFPR que fizeram parte da minha graduação e a todos que contribuíram de forma direta ou indireta para a minha formação acadêmica.

## RESUMO

AURESCO, Leonardo Vinicius. **Avaliação de métodos simplificados de análise de interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado considerando o efeito arco.** 2015. 75 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2015.

Este trabalho apresenta uma breve revisão sobre os principais métodos simplificados de análise de interação do sistema parede-viga, contemplando os efeitos da consideração do efeito arco. Os métodos são aplicados num modelo pré-definido para quantificar os esforços comumente analisados em projetos, e através dos resultados obtidos, são feitas comparações com resultados experimentais além de resultados de um modelo numérico em elementos finitos elaborado com auxílio computacional, ambos encontrados na literatura. Traz como resultado um panorama da influencia da consideração do efeito arco em projetos, além de considerações com relação à eficiência de cada método segundo comparação entre os modelos simplificados e os modelos numéricos e experimentais.

**Palavras-chave:** Efeito Arco. Alvenaria estrutural. Vigas de concreto armado.

## ABSTRACT

AURESCO, Leonardo Vinicius. **Evaluation of simplified methods of analysis of interaction between structural masonry walls and reinforced concrete beams considering the arch effect.** 2015. 75 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2015.

It presents a brief review of the main simplified methods of analysis of interaction of the wall-beam system, covering the effects of the consideration of the arch effect. The methods are applied in a predefined template to quantify the efforts commonly analyzed in projects, and through the results, comparisons are made with experimental results as well as results of a numerical finite element model developed with computational aid, both found in the literature. It brings as a result an overview of the influence of the effect arc in projects and considerations regarding the effectiveness of each method by comparing the simplified models to numerical and experimental models.

**Keywords:** Arch effect. Structural masonry. Reinforced concrete beam.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos .....	18
Figura 2 – Tensões verticais de tração na interface parede-viga .....	19
Figura 3 – Concentrações de tensões na base da parede .....	19
Figura 4 – Tensões horizontais ao longo da linha média do sistema parede-viga ....	20
Figura 5 – Alteração de esforços na viga devido ao efeito arco .....	21
Figura 6 – Dois sistemas parede-viga com carregamento equivalente .....	23
Figura 7 – Distribuição de tensões normais verticais .....	26
Figura 8 – Separação entre parede e alvenaria .....	30
Figura 9 – Discretização proposta por Smith e Riddington .....	31
Figura 10 – Distribuição de tensões. ....	34
Figura 11 – Gráfico para cálculo de esforços na viga .....	36
Figura 12 – Cálculo do fator de concentração de tensão C .....	39
Figura 13 – Forma da curva de distribuição de tensão na interface parede-viga .....	40
Figura 14 – Variação da força normal na viga .....	42
Figura 15 – Parâmetros $\alpha$ , $\beta$ e $\gamma$ em função de $H/L$ .....	43
Figura 16 – Interação de forças na interface parede-viga .....	43
Figura 17 – Distribuição de tensões cisalhantes na interface parede-viga.....	44
Figura 18 – Variação da força normal na viga.....	46
Figura 19 – Distribuição da carga vertical na viga de apoio .....	47
Figura 20 – Representação da estrutura analisada por Green et al.....	51
Figura 21 – Transferência de carga para o apoio, segundo Green et al. ....	52
Figura 22 – Tensão normal vertical em função da relação $b/L$ .....	53
Figura 23 – Fator de concentração de tensões proposto por Green et al. ....	54
Figura 24 – Ações na estrutura, proposto por Green et al. ....	55
Figura 25 – Distribuição de tensões, proposta por Green et al. ....	57
Figura 26 – Arranjo experimental de Rosenhaupt.....	62
Figura 27 – Paredes ensaiadas por Davies e Ahmed .....	65

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores do parâmetro de calibração B .....	20
Quadro 2 – Limites de rigidez relativa $R_f$ .....	26



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados análise de influência do parâmetro $v$ e a altura da parede ...	23
Tabela 2 – Fatores de concentração de tensões normais verticais.....	27
Tabela 3 – Resultados antes da separação entre parede e viga .....	32
Tabela 4 – Resultados depois de separação entre parede e viga.....	32
Tabela 5 – Valores de $\gamma$ e $r$ em função de $R_f$ .....	49
Tabela 6 – Propriedades dos materiais usados por Rosenhaupt.....	63
Tabela 7 – Consumo de materiais para a confecção da argamassa.....	64
Tabela 8 – Propriedades dos materiais usados por Davies e Ahmed.....	65
Tabela 9 – Dados para aplicação dos modelos matemáticos simplificados.....	67
Tabela 10 – Comparação de resultados – Parede 1b de Rosenhaupt.....	69
Tabela 11 – Comparação de resultados – Parede 7 de Rosenhaupt.....	70
Tabela 12 – Comparação de resultados – Parede 5 de Davies e Ahmed.....	71

## LISTA DE SÍMBOLOS

$k_f$	Rigidez relativa à flexão segundo Stafford Smith e Riddington
$R_f$	Rigidez relativa à flexão segundo Davies e Ahmed
$E_p$	Módulo de elasticidade longitudinal da parede
$t_p$	Espessura da parede
$L$	Distância entre apoios
$H$	Altura da parede
$E_v$	Módulo de elasticidade longitudinal da viga
$I_v$	Inércia da viga de apoio
$K$	Fator de momento fletor
$C$	Fator de concentração de tensão normal vertical
$x$	Comprimento do bloco de tensões
$P$	Carga total aplicada no topo da parede
$f_b$	Tensão básica com referência à resistência do bloco e tipo de argamassa
$f_p$	Tensão admissível de compressão uniformemente distribuída
$f_c$	Máxima tensão admissível para uma combinação de carga uniformemente distribuída ou concentrada
$F$	Fator de redução devido à esbeltez
$l$	Comprimento efetivo de contato
$B$	Constante de ajuste no cálculo de tensões e momentos
$\sigma_{\max}$	Máxima tensão normal vertical
$\tau_{\max}$	Máxima tensão cisalhante
$T$	Esforço de tração
$\alpha, \gamma, \beta, r, \lambda$	Parâmetros utilizados nos modelos de Davies e Ahmed
$N_{\max}$	Força normal máxima na viga
$K_a$	Rigidez relativa axial
$L_c$	Comprimento de contato horizontal das tensões cisalhantes
$L_v$	Comprimento de contato horizontal das tensões normais verticais
$M_c$	Momento fletor devido às tensões cisalhantes
$M_v$	Momento fletor devido às forças verticais
$M_r$	Momento fletor resultante
$M_{\max}$	Momento fletor máximo
$M_{\text{cen}}$	Momento fletor no centro da viga

$\delta_v$	Flecha devido às cargas verticais
$\delta_h$	Flecha devido à força cisalhante horizontal
$\delta_p$	Flecha devido ao peso próprio
$\delta_r$	Flecha resultante
$\nu_{pa}$	Coefficiente de Poisson da parede
$\nu_v$	Coefficiente de Poisson da viga

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>14</b>
1.1 OBJETIVOS .....	15
1.1.1 Objetivo Geral .....	15
1.1.2 Objetivos Específicos .....	15
1.2 JUSTIFICATIVA .....	15
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	16
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>18</b>
2.1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA DE APOIO PARA O CONJUNTO PAREDE-VIGA... ..	18
2.2 EFEITO ARCO .....	19
2.3 RIGIDEZ RELATIVA .....	21
2.4 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE NA FORMAÇÃO ARCO .....	22
2.5 EFEITO ARCO NA NORMA BRASILEIRA.....	24
<b>3 MÉTODOS DE ANÁLISE DE INTERAÇÃO PAREDE-VIGA</b> .....	<b>25</b>
3.1 ANÁLISE SEGUNDO WOOD E SIMMS (1969) .....	25
3.1.1 Apresentação .....	25
3.1.2 Equacionamento .....	26
3.1.3 Comentários .....	28
3.2 ANÁLISE SEGUNDO SMITH E RIDDINGTON (1983 e 1977).....	29
3.2.1 Apresentação .....	29
3.2.2 Rigidez relativa segundo Stafford Smith e Riddington (1977) .....	30
3.2.3 Resultados e observações .....	31
3.2.4 Equacionamento – Modelo A .....	33
3.2.5 Equacionamento – Modelo B .....	35
3.2.6 Comentários .....	37
3.3 ANÁLISE SEGUNDO DAVIES E AHMED (1977) .....	38

3.3.1 Apresentação .....	38
3.3.2 Máxima tensão normal vertical na parede.....	38
3.3.3 Força normal na viga.....	41
3.3.4 Tensões cisalhantes na interface parede-viga .....	43
3.3.5 Momento fletor na viga.....	46
3.3.6 Cálculo da flecha central .....	49
3.3.7 Comentários.....	50
3.4 ANÁLISE SEGUNDO GREEN, MACLEOD E GIRARDAU (1973) .....	51
3.4.1 Apresentação .....	51
3.4.2 Mecanismos de transferência da carga vertical para o sistema de apoios.....	52
3.4.3 Tensão normal vertical .....	54
3.4.4 Força de tração na viga.....	55
3.4.5 Momento fletor na viga e forças cisalhantes na interface parede-viga.....	56
3.4.6 Máxima tensão cisalhante .....	59
3.4.7 Força cortante na viga.....	59
3.5 MODELAGEM NUMÉRICA SEGUNDO BARBOSA (2000) .....	60
3.5.1 Parâmetros de modelagem .....	60
3.5.2 Comentários.....	61
<b>4 MODELOS EXPERIMENTAIS .....</b>	<b>62</b>
4.1 ENSAIOS REALIZADOS POR ROSENHAUPT .....	62
4.2 ENSAIOS REALIZADOS POR DAVIES e AHMED .....	64
<b>5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....</b>	<b>66</b>
<b>6 APRESENTAÇÕES E DISCUSSÕES .....</b>	<b>69</b>
6.1 EXPOSIÇÃO DOS RESULTADOS .....	69
6.1.1 Parede 1b de Rosenhaupt.....	69
6.1.2 Parede 7 de Rosenhaupt.....	70
6.1.3 Parede 5 de Davies e Ahmed.....	71
6.2 COMENTÁRIOS.....	72

<b>7 CONCLUSÃO .....</b>	<b>73</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>74</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo muito tradicional, e seu uso perdura desde os tempos remotos para a execução de estruturas dos mais variados fins. Dentre os monumentos históricos da antiguidade, construídos em alvenaria, os que mais se destacam são as Pirâmides de Gizé, Coliseu de Roma e o Farol de Alexandria, destruído por um terremoto no século XIV.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003, p. 4), o sistema construtivo em alvenaria é utilizado no Brasil desde o século XVI, quando os portugueses aqui desembarcaram. Porém, segundo os mesmos autores, o uso da alvenaria com blocos estruturais, que pode ser considerado um sistema construtivo mais complexo e racionalizado, demorou muito para encontrar seu espaço. Os primeiros edifícios surgiram por volta dos anos 1960 e apenas em 1977 foi formada a primeira comissão para a criação de uma norma brasileira para projeto de alvenaria estrutural.

Apesar de sua chegada tardia, o uso da alvenaria estrutural tem sido muito difundido nos últimos anos, sendo usado largamente em todas as regiões do Brasil devido à economia que este processo construtivo pode proporcionar principalmente em edifícios residenciais de altura média ou baixa – até 12 pavimentos – e com vãos moderados (PARSEKIAN, 2010, p. 15). Em edifícios mais altos, o uso do sistema é tecnicamente possível, entretanto o ganho econômico em relação a outros sistemas construtivos é menor.

No Brasil, é culturalmente estabelecido que os edifícios residenciais devam reservar no pavimento térreo grandes espaços para o uso como garagens, lobbys e áreas de lazer. Portanto, em função de seu uso, geralmente se faz necessário que estas áreas apresentem grandes vãos, sendo a solução mais adotada a construção de estruturas pilotis – pavimento executado em concreto armado, a fim de deixar área livre de circulação no pavimento térreo. A alvenaria que se assenta sobre este pavimento, nem sempre interage com a estrutura de concreto de forma uniforme como é comumente adotado. Sobre o pavimento em questão, poderá haver concentração de tensões na base da alvenaria em função do chamado “efeito arco”, objeto de estudo do presente trabalho.

## 1.1 OBJETIVO

### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é comparar, mediante estudo teórico, métodos simplificados de análise de interação entre paredes de alvenaria estrutural em blocos de concreto, apoiadas sobre vigas de concreto armado considerando a redistribuição de tensões devido ao efeito arco.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos deste trabalho, podem ser mencionados:

- Avaliar a importância da consideração do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural em blocos de concreto sobre vigas de concreto armado;
- Aplicar os métodos estudados a um modelo pré-definido, e compará-los visando identificar, dentre os métodos analisados, um procedimento de análise eficiente e aplicável em escritórios de cálculo.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

A execução de edifícios em alvenaria estrutural é um processo construtivo que fornece maior racionalização de materiais quando comparado com o processo convencional de estruturas de concreto armado moldado *in loco*. Por consequência desta racionalização, o uso da alvenaria estrutural pode propiciar uma economia razoável num empreendimento. Sendo assim, é de interesse das empresas que esta técnica construtiva seja empregada sempre que for viável.

No Brasil, pela necessidade de se criar grandes vãos no subsolo e pavimento térreo para usos como garagem, salão de festas e áreas de lazer; é comum a construção de estruturas *pilotis* para atender tais necessidades. Quando a alvenaria é assentada sobre essas estruturas, poderá ocasionar o surgimento do efeito arco, onde as cargas se distribuem ao longo da viga de concreto de forma não uniforme concentrando-se nas zonas mais rígidas, que são as regiões próximas aos apoios.



Portanto, a consideração do efeito arco nos edifícios de alvenaria estrutural pode se fazer necessária, pois este efeito possui influência na transferência dos carregamentos oriundos das ações verticais e horizontais da parede para seu elemento de apoio. Logo, esta consideração faz com que os esforços nos elementos de apoio sejam diferentes daqueles obtidos considerando as paredes de alvenaria simplesmente como carregamentos verticais linearmente distribuídos aplicados sobre estes elementos.

Considerando que os esforços solicitantes das vigas sejam dependentes do panorama de carregamento fica evidente que o dimensionamento destas deverá ser diferente daquele obtido desconsiderando o efeito arco. Além disso, a correta observação da interação entre parede e viga poderá propiciar melhor entendimento do efeito arco evitando possíveis patologias que venham ocorrer na alvenaria futuramente. Estando o dimensionamento de elementos estruturais diretamente ligados à segurança estrutural e composição de custos, justifica-se a elaboração do presente trabalho.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho foi realizado através de uma revisão bibliográfica em dois tópicos, sendo o primeiro sobre o efeito arco, tratada no Capítulo 2. O segundo tópico abordado, se encontra no Capítulo 3 e relaciona um breve histórico dos principais métodos de análise de interação do sistema parede-viga. Ainda no mesmo capítulo, é discorrido sobre alguns modelos numéricos, considerados mais elaborados, que levam em conta o efeito arco em sua modelagem. No Capítulo 4, são expostos alguns ensaios realizados em paredes de alvenaria por Saky Rosenhaupt (1962) e Davies e Ahmed (1976). Através de dados experimentais fornecidos através destes ensaios, é possível utilizá-los como parâmetro nos capítulos subsequentes.

No Capítulo 5 são definidas as propriedades geométricas e características físicas que servirão de base na aplicação das análises simplificadas propostas no Capítulo 3. Após aplicar estes métodos simplificados ao modelo pré-definido, seus resultados são comparados com os resultados experimentais e também com os resultados dos modelos mais sofisticados, além de um modelo sem consideração do

efeito arco, para efeito de comparação de resultados. Feitas as comparações, os resultados são apresentados no Capítulo 6.

Por fim, o Capítulo 7 apresenta as conclusões e considerações finais a respeito do presente trabalho.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA DE APOIO PARA O CONJUNTO PAREDE-VIGA

As paredes de alvenaria podem estar assentadas sobre apoios contínuos ou apoios discretos. Nos apoios contínuos, como exemplo a sapata corrida, não ocorre concentração de tensões na base da alvenaria (BARBOSA, 2000). Nos apoios discretos, os quais podem ser citados a fundação sobre estacas ou tubulões e estruturas *pilotis*, o carregamento tende a se encaminhar para os pontos mais rígidos da viga (apoios), originando assim, uma concentração de tensões nestas áreas conforme observado na Figura 1.

Em função da concentração de tensões nos apoios, tenta-se evitar o uso de apoios discretos. Porém, nem sempre é possível esquivar-se de seu uso em razão de imposições arquitetônicas.

Atentando para a diferenciação na distribuição de cargas entre apoios contínuos e discretos, faz-se necessário o estudo de diferentes métodos de análise da influência do apoio discreto sobre a distribuição de tensões no conjunto parede-viga.

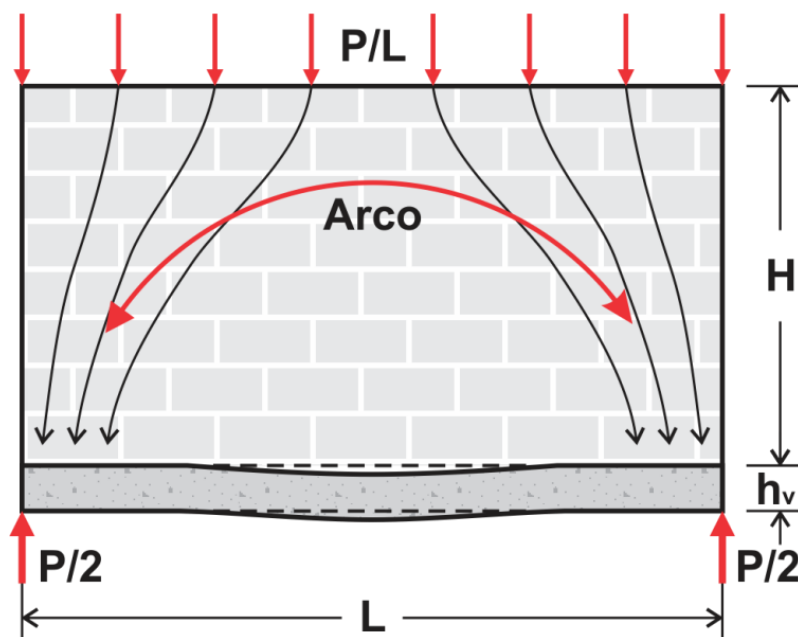
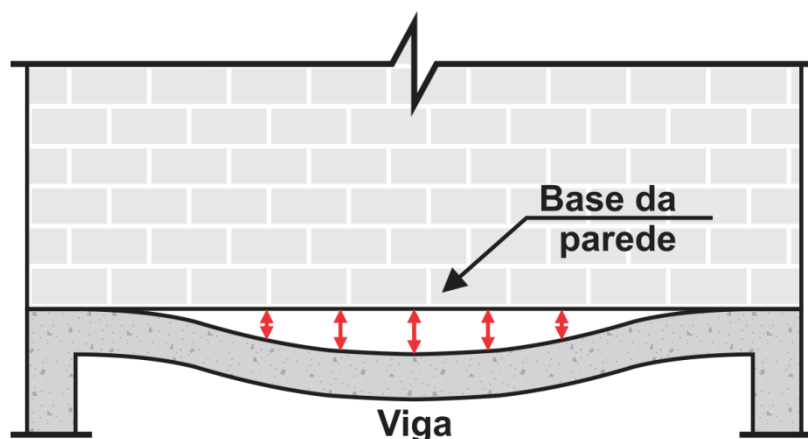


Figura 1 – Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos  
Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)

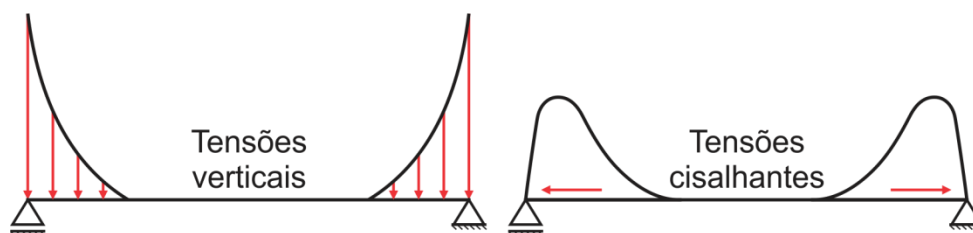
## 2.2 EFEITO ARCO

Barbosa (2000, p. 6) afirma que no sistema parede-viga surgem tensões normais verticais de tração na interface entre a parede e a viga, conforme ilustra a Figura 2. Essa tensão de tração vertical se dá por razão da rigidez relativa entre a alvenaria e a estrutura de concreto, sendo que a primeira normalmente possui rigidez mais elevada. Assim, esta diferença entre as rigidezes poderá provocar a perda de contato entre a parede e a viga no meio do vão.



**Figura 2 – Tensões verticais de tração na interface parede-viga**  
 Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)

Devido a perda de contato na região central do vão, as concentrações de tensões normais verticais e cisalhantes horizontais na região dos apoios, assumem a forma ilustrada na Figura 3.

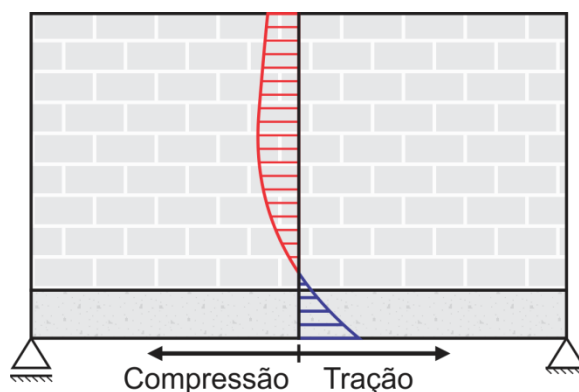


**Figura 3 – Concentrações de tensões na base da parede**  
 Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)

No caso das tensões horizontais, estas se distribuem de forma a compor uma região de tração e outra região de compressão, idêntico ao de uma viga-parede em concreto armado, conforme mostra a Figura 4. A linha neutra pode estar localizada dentro da viga ou na parte inferior da parede. Como observa Barbosa (2000, p. 7), o primeiro caso caracteriza-se por tração na armadura inferior da viga,

compressão na armadura superior da viga e compressão ao longo de toda a parede. No segundo caso observa-se tração nas armaduras inferior e superior da viga e também na base da parede.

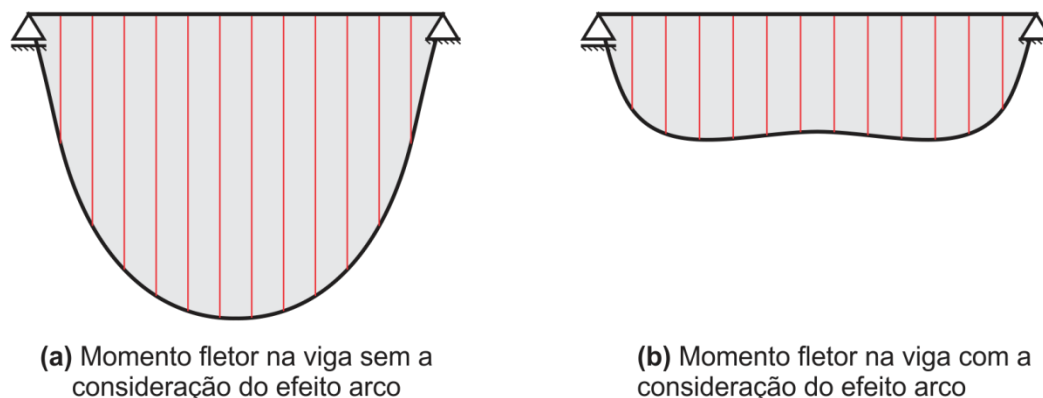
Lu et al. (1985 apud SILVA, 2005, p. 6) enunciaram que os fatores que influenciam a posição da linha neutra são basicamente o carregamento e a relação  $H/L$  (altura da parede pelo vão). Para paredes com  $H/L \leq 0,5$ , antes de a viga começar a fissurar, a linha neutra encontra-se abaixo da armadura superior da viga, ou seja, a armadura superior da viga está comprimida. A medida que as fissuras vão surgindo e se estendendo, a linha neutra sobe de forma a gerar na armadura superior da viga tensões de tração. Para paredes com  $H/L \geq 0,75$ , Lu et al. perceberam que, desde o início do carregamento, tanto a armadura inferior quanto a armadura superior da viga encontram-se tracionadas.



**Figura 4 – Tensões horizontais ao longo da linha média do sistema parede-viga**  
**Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)**

Wood (1952 apud SILVA, 2005, p. 5) descreveu o comportamento de uma parede sobre viga como sendo de um arco atirantado, devido aos esforços de tração a que este elemento está submetido. A viga funciona como tirante enquanto o arco se forma na parede.

Conforme as tensões atuantes na viga de concreto são modificadas, os valores de momento fletor também são alterados. Como pode ser observado na Figura 5, além do momento fletor ter seu valor máximo reduzido drasticamente, este também não ocorrerá na região central da viga. Segundo Tomazela (1995, p. 51), isto acontece devido ao efeito das tensões cisalhantes na interface parede-viga, que produzem momento fletor em sentido contrário ao do carregamento vertical.



**Figura 5 – Alteração de esforços na viga devido ao efeito arco**  
**Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)**

Wood (1952 apud BARBOSA, 2000, p. 8) concluiu através de ensaios que o valor máximo do momento fletor na viga, que seria  $PL/8$ , caso a carga distribuída tivesse sido aplicada diretamente sobre a viga, pode variar de  $PL/20$  a  $PL/274$ , dependendo das características dos elementos.

Lu et al. (1985 apud SILVA, 2005, p. 5) também realizaram ensaios em 69 paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado, tendo verificado flechas com deslocamentos significativamente reduzidos. Os valores obtidos no momento da ruína foram da ordem de  $L/500$  a  $L/1000$ .

### 2.3 RIGIDEZ RELATIVA

Existem vários fatores que influenciam a formação do arco no sistema parede-viga. Em seu estudo sobre a ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural, Tomazela (1995) demonstrou com uso do Método dos Elementos Finitos, que para vigas de apoio que apresentam maior rigidez (da ordem de sete vezes mais rígidas que em casos ordinários), tem-se um aumento de contato para as tensões normais verticais e cisalhantes na interface parede-viga, alterando os valores de esforços solicitantes na viga e tensões na base da parede.

Além da rigidez, a inércia e vão da viga, altura e espessura da parede, razão entre módulos de elasticidade da parede e viga são grandezas que poderão modificar a magnitude do efeito arco. Contudo, estes fatores não são quantificados isoladamente, mas são qualificados através do conceito de rigidez relativa. Riddington e Stafford Smith (1978 apud SILVA, 2005, p. 6) e Davies e Ahmed (1977

apud SILVA, 2005, p. 6), propuseram as Equações 1 e 2, respectivamente, com o intuito de relacionar propriedades da parede e da viga.

$$k_f = \sqrt[4]{\frac{E_{pa} \cdot t_p \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (1)$$

$$R_f = \sqrt[4]{\frac{E_{pa} \cdot t_p \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (2)$$

$k_f$  – Rigidez relativa segundo Riddington e Stafford Smith (1978);

$R_f$  – Rigidez relativa segundo Davies e Ahmed (1977).

A rigidez relativa fornece indicações sobre a configuração do sistema parede-viga. Quanto mais altos os valores obtidos, mais flexíveis serão as vigas em relação à parede, ou seja, o efeito arco se agrava e há maior concentração de tensões nas extremidades da viga aliviando a região central do vão.

Analogamente, valores baixos indicam que a viga possui maior rigidez relativa à parede, e, portanto, demonstram que o efeito arco tem menor influência na transferência de esforços da parede para a viga. Ou seja, haverá maior área de contato na interface quando comparado com o caso anterior e, logo, menor concentração de tensões nas extremidades da viga. No entanto, a parcela de carga vertical transmitida para a região do meio do vão da viga será maior e conseqüentemente, maior será o valor do momento no meio do vão.

## 2.4 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE NA FORMAÇÃO ARCO

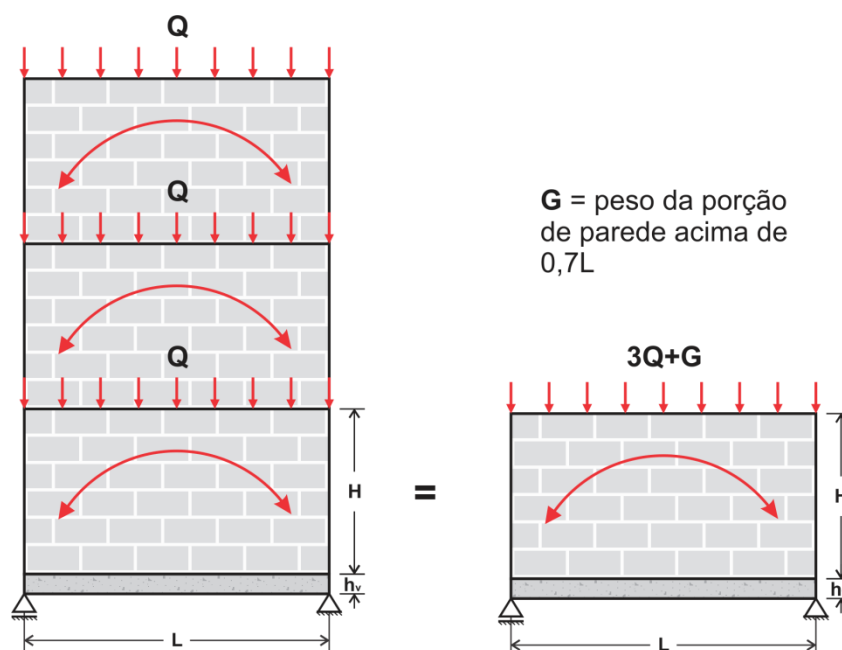
É intuitivo imaginar que quanto mais altas as paredes, maior será a intensidade do efeito arco. Porém, estudos demonstraram que à medida que a altura da parede aumenta, sua influência na distribuição de tensões tende a se tornar cada vez menor. Tal comportamento é observado na Tabela 1, composta através dos resultados obtidos através da aplicação do método dos elementos finitos, descrito no trabalho de Smith e Riddington (1977).

**Tabela 1 – Resultados obtidos em elementos finitos para análise da influência do parâmetro  $v$  e a altura da parede em estruturas de alvenaria**

$k_f$	$E_v/E_{pa}$	Notas		Tensão MPa	Tensões na viga MPa	
		$V_{pa}$	$V_v$		Face inf.	Face sup.
15	4	0,15	0,15	-19,60	8,62	2,94
15	4	0,10	0,25	-19,70	8,59	2,96
30	4	0,15	0,15	-38,90	9,76	7,76
30	4	0,00	0,00	-39,40	9,76	7,75
		Altura				
15	4	Altura 7,0 m		-19,60	8,68	3,03
15	4	Altura 10,0 m		-19,60	8,62	2,94
15	4	Altura 15,0 m		-19,60	8,62	2,94

Fonte: Stafford Smith e Riddington, (1977)

Segundo os autores, para paredes com relação  $H/L$  maior que 0,7, mantendo-se constante a carga total sobre a viga, a configuração do arco permanece inalterada, sendo que nestes casos, o peso da porção de parede acima de  $0,7L$  seria considerado apenas como acréscimo de carga conforme indica a Figura 6.



**Figura 6 – Dois sistemas parede-viga com carregamento equivalente**

Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)



Smith e Riddington (1977) também avaliaram o grau de influência de outros parâmetros, tais como a rigidez axial da viga e o coeficiente de Poisson. Os resultados indicam que uma variação no coeficiente de Poisson não produz mudanças significativas para as tensões na parede e na viga.

## 2.5 EFEITO ARCO NA NORMA BRASILEIRA

A ABNT NBR 15961-1:2011, norma que trata do projeto em alvenaria estrutural com blocos de concreto cita no item 9.9:

São proibidas reduções nos valores a serem adotados como carregamento para estruturas de apoio, baseadas na consideração do efeito arco, sem que sejam considerados todos os aspectos envolvidos nesse fenômeno, inclusive a concentração de tensões que se verifica na alvenaria. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, 2011, p. 22.)

Ainda no item citado acima, a norma brasileira alerta sobre o risco de ruptura frágil e recomenda que cuidados especiais sejam tomados na verificação do cisalhamento nas estruturas de apoio.

### 3 MÉTODOS DE ANÁLISE DE INTERAÇÃO PAREDE-VIGA

Quando considerado o efeito arco, torna-se necessária, para a realização de um projeto estrutural, a sua quantificação. Para tal, Tomazela (1995) identifica como principais variáveis a serem definidas:

- A máxima tensão normal vertical na parede;
- A máxima tensão cisalhante na interface parede-viga;
- A força normal na viga;
- O momento fletor na região central da viga;
- O máximo momento fletor na viga e a sua localização;
- A força cortante na viga.

Algumas teorias foram propostas para a avaliação da interação do sistema parede-viga, porém nem todos os métodos que serão abordados a seguir contemplam todos os itens descritos acima. Nos itens subsequentes, serão apresentadas algumas das principais teorias.

#### 3.1 ANÁLISE SEGUNDO WOOD E SIMMS (1969)

##### 3.1.1 Apresentação

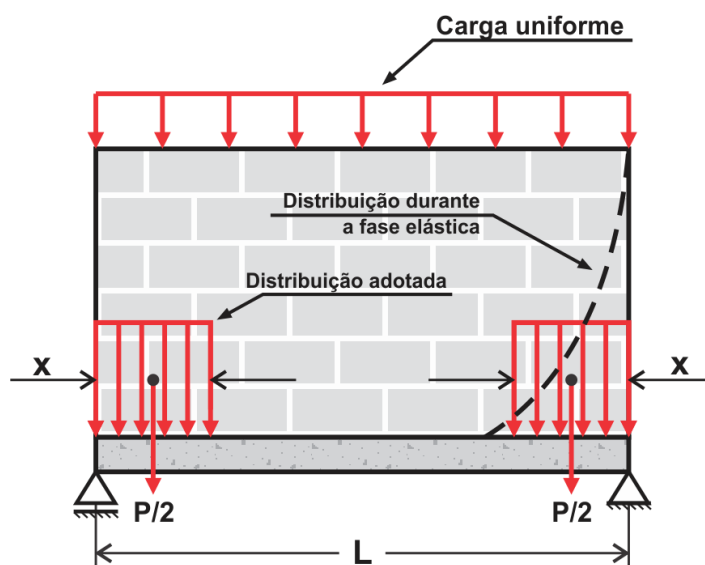
Baseado em ensaios realizados em paredes de edifícios residenciais, Wood propôs em 1952, um método de cálculo para paredes de alvenarias apoiadas em vigas de concreto armado.

Como é conhecido atualmente, o cálculo do momento fletor máximo para uma viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído é equivalente a  $PL/8$ . Com base em suas observações Wood (1952) propôs que o momento fletor máximo de cálculo fosse reduzido para  $PL/100$  (quando não há aberturas de porta ou janela próximas aos apoios) e  $PL/50$  (quando há aberturas próximas aos apoios).  $P$  é a carga total dada pelo peso próprio do conjunto parede-viga, acrescido da carga aplicada uniformemente distribuída  $q$ .

O procedimento de cálculo desenvolvido por Wood e Simms (1969) é detalhado a seguir.

### 3.1.2 Equacionamento

Wood e Simms (1969) propuseram, para a análise de tensões normais verticais, que a distribuição das tensões assumisse forma retangular conforme ilustra a Figura 7.



**Figura 7 – Distribuição de tensões normais verticais**  
**Fonte: Adaptado de Wood e Simms (1969)**

Tal distribuição é constante na região próxima aos apoios e possui comprimento  $x$ . Tomazela (1995) indica que isto caracteriza a adoção do estado limite último para a análise do conjunto parede-viga. Para a definição do momento fletor, o método propõe a necessidade de se definir um parâmetro  $K$ , que varia entre 100 (completa ação composta entre parede e viga) e 8 (não há ação composta).

Um fator de concentração de tensões normais verticais  $C$  é definido por:

$$C = \frac{L}{2x} \quad (3)$$

Para o carregamento na viga, apresentado na Figura 7, o momento fletor máximo vale:

$$M = \frac{P \cdot L}{K} = \frac{P}{2} \cdot \frac{x}{2} = \frac{P \cdot x}{4} \quad (4)$$

Sendo:

$$\frac{1}{K} = \frac{x}{4L} = \frac{1}{8C} \quad (5)$$

Assim, têm-se:

- Fator de concentração de tensões  $C = K/8$  ;
- Fator para o momento fletor  $K = 8C$  ;
- Comprimento do bloco de tensões  $x/L = 4/K$  ;

P – Carga total da estrutura;

L – Distância entre apoios;

x – Comprimento de contato para as tensões normais verticais;

C – Fator de concentração de tensão normal vertical.

Na Tabela 2 são apresentados os valores de concentrações de tensões normais verticais C para um determinado valor de K.

**Tabela 2 – Fatores de concentração de tensões normais verticais**

K	x/L	C
8	1/2	1,00
12	1/3	1,50
24	1/6	3,00
48	1/12	6,00
100	1/25	12,50

**Fonte: Wood e Simms (1969)**

A norma inglesa CP 111, de 1964, anterior à norma BS 5628 (1978) – (Code of Practice for the use of Masonry Materials and Components, Design and Workmanship), fornece as máximas tensões admissíveis para uma parede de alvenaria com carga uniformemente distribuída e ou concentrada, sendo:

$f_b$  – Tensão básica com referência à resistência do bloco e tipo de argamassa;

$f_p$  – Tensão admissível de compressão uniformemente distribuída;

$f_c$  – Máxima tensão admissível para uma combinação de carga uniformemente distribuída ou concentrada.

A norma inglesa CP 111 permite as seguintes relações:

$f_p = 1,50.f_b$  para local de concentração de tensão de um oitavo da altura da parede, medido a partir do apoio;

$f_p = F.f_b$  sendo F um fator de redução devido à esbeltez da parede.

A BS 5628 (1978) também admite considerações semelhantes.

A esbeltez da parede é definida pela relação de  $H/t_p$ , em que H é a altura livre da parede entre apoios e  $t_p$  a sua espessura.

Na prática, a tensão média na parede  $f_{med}$  é menor que a admissível  $f_p$  por um fator de redução R,  $f_{med} = R.f_p$ .

Assim, tem-se:

$$C.f_{med} \leq 1,50.f_b \quad (6)$$

$$C.R.F.f_b \leq 1,50.f_b \quad (7)$$

$$C.R.F \leq 1,50 \quad (8)$$

Sabendo que  $C = K/8$ , tem-se:

$$K \leq \frac{12}{R.F} \quad (9)$$

A inequação acima fornece o parâmetro K que, ao ser introduzido na equação (4), permite o cálculo do momento fletor na viga de apoio.

### 3.1.3 Comentários

Segundo Tomazela (1995), o modelo simplificado de Wood e Simms apresenta algumas deficiências, que são:

- As tensões normais verticais, calculadas pelo procedimento descrito acima, mostram-se contra a segurança da estrutura. Isto se deve ao fato

de se admitir uma distribuição constante de tensões normais verticais próximas aos apoios;

- Em nenhum caso permite-se um momento fletor menor que  $PL/100$  para uma viga biapoiada.
- Segundo Wood e Simms (1969), a parede não deve ter altura inferior a  $0,60.L$  para que o arco se forme;
- Este procedimento limita-se a alturas de vigas entre  $L/20$  e  $L/15$  e não informa sobre as tensões cisalhantes na interface parede-viga;
- As tensões de tração na viga podem estar contra a segurança da estrutura, devido à adoção de um valor médio para o parâmetro  $h_a$ .

## 3.2 ANÁLISE SEGUNDO SMITH E RIDDINGTON (1983 e 1977)

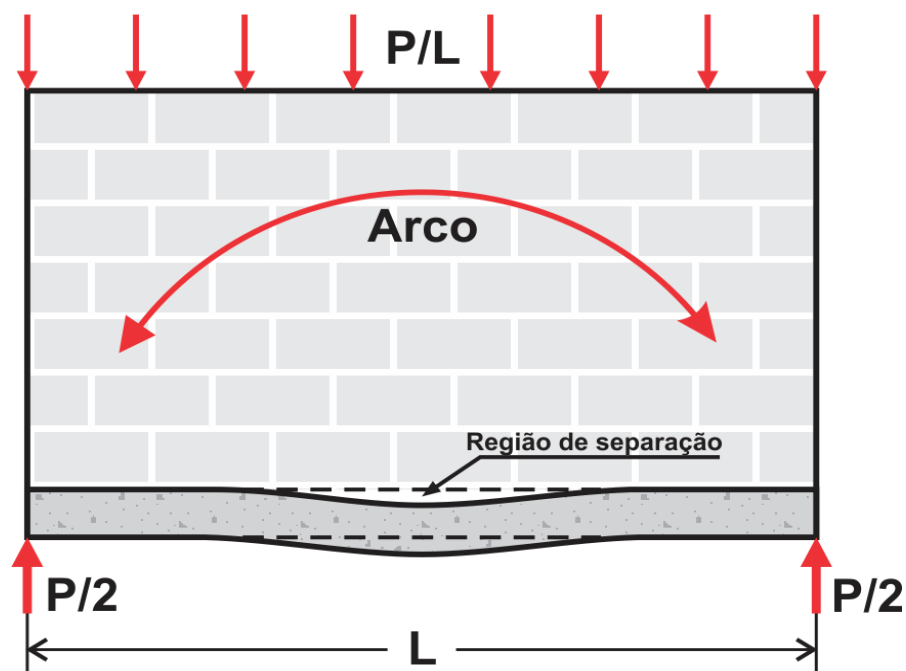
### 3.2.1 Apresentação

Stafford Smith e Riddington desenvolveram dois modelos matemáticos para avaliar o efeito arco, denominados Modelo A (1983) e Modelo B (1977). Utilizando o método dos elementos finitos, os autores fizeram análises do comportamento estrutural de uma parede de alvenaria apoiada sobre uma viga que inicialmente tratava-se de uma viga metálica. Depois, foram desenvolvidos estudos que permitiram a aplicação de modelos matemáticos em sistemas de paredes sobre vigas de concreto armado.

Os modelos de Smith e Riddington adotam o conceito de rigidez relativa, conceito este que, pode ser aplicado em qualquer sistema parede-viga, independente dos materiais que constituem este sistema (BARBOSA, 2000, p. 59).

Para a análise teórica admite-se que a parede seja constituída de um material homogêneo de características elástico-lineares, sendo esta apoiada sobre uma viga de concreto armado com rotações livres nas extremidades.

Conforme se observa na Figura 8, devido à existência de tensões normais de tração na base da parede, próxima à região central da viga, poderá ocorrer um desligamento dos componentes da estrutura, isto é, a região central da viga tende a separar-se da alvenaria.



**Figura 8 - Separação entre parede e alvenaria**  
 Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

Para a análise, Smith e Riddington (1977) permitiram o desligamento na interface parede-viga, introduzindo dois grupos de nós, um sobre a borda da viga e outro na face inferior da parede.

Os autores utilizaram de uma rotina de verificação, sendo a ligação entre a parede e a viga eliminada cada vez que se identificava alguma tração. A estrutura então era reanalisada, desligando-se a parede da viga na região de tração. Este procedimento foi repetido até ocorrer uma estabilização do processo de separação (TOMAZELA, 1995, p. 66).

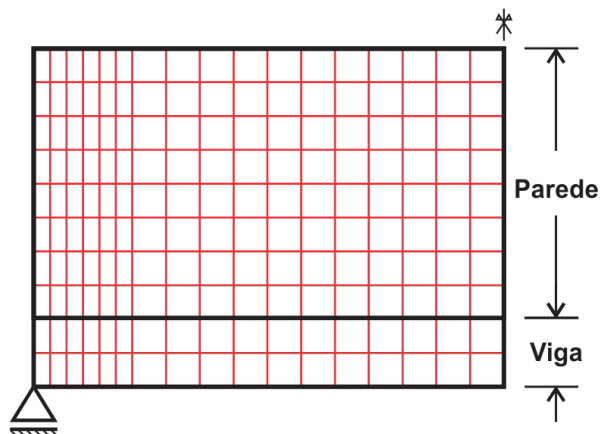
### 3.2.2 Rigidez relativa segundo Stafford Smith e Riddington (1977)

Observando-se inúmeros resultados numéricos e experimentais, Smith e Riddington (1977) concluíram que o principal parâmetro que governa o comportamento estrutural de uma parede sobre a viga é a rigidez relativa à flexão  $k_f$  entre os dois elementos, definida por:

$$k_f = \sqrt[4]{\frac{E_{pa} \cdot t_p \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (10)$$

- t – Espessura da parede;
- L – Distância entre apoios;
- $I_v$  – Momento de inércia da viga;
- $E_{pa}$  – Módulo de deformação longitudinal para a parede;
- $E_v$  – Módulos de deformação longitudinal para a viga.

A construção do modelo discreto foi feita conforme ilustra a Figura 9. Nas regiões onde há maior variação de tensões as subdivisões foram menores, sendo este o caso dos apoios, onde existe concentração de tensões.



**Figura 9 - Discretização proposta por Smith e Riddington (1977)**

Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

### 3.2.3 Resultados e observações

As Tabelas 3 e 4 mostram os resultados de uma série de análises feitos por Smith e Riddington (1977) para investigar os efeitos de rigidez à flexão axial ( $k_f$ ). Foram analisados os efeitos antes e depois da ocorrência da separação na interface parede-viga.



**Tabela 3 – Resultados antes da separação entre parede e viga**

$k_f$	$E_v/E_{pa}$	Tensão Normal Vertical	Tração ( $P/k_1$ )	Momento ( $PL/k_2$ )	Flecha Central (mm)
2,50	4,00	2,56	7,47	15,50	0,75
2,50	30,00	3,74	7,42	14,60	0,37
5,00	1,00	3,68	4,24	36,80	3,12
5,00	4,00	6,92	3,75	50,40	1,54
5,00	20,00	9,48	3,57	49,10	1,20
5,00	30,00	9,79	3,59	47,70	1,18
7,50	4,00	11,00	3,92	91,40	2,01
7,50	30,00	15,32	3,42	92,00	1,58
10,0	1,00	9,16	5,30	92,00	4,06
10,0	4,00	15,43	4,26	123,20	2,31
10,0	20,00	20,29	3,59	108,20	1,83
10,0	30,00	20,78	3,50	103,10	1,79
12,0	4,00	20,22	4,57	171,00	2,57
12,0	30,00	27,30	3,63	148,70	2,01
15,0	1,00	15,46	5,21	164,30	4,58
15,0	4,00	25,49	4,33	227,20	2,80
15,0	20,00	33,01	3,94	223,40	2,27
15,0	30,00	33,73	3,76	217,50	2,21

Fonte: Smith e Riddington (1977)

$k_f$  – parâmetro de rigidez relativa à flexão;

$E_v$ ,  $E_{pa}$  – Módulos de elasticidade longitudinais para a viga e para a parede.

P – Carga total de estrutura;

L – Distância entre apoios;

$k_1$ ,  $k_2$  – Valores obtidos na tabela.

**Tabela 4 – Resultados depois da separação entre parede e viga**

(continua)

$k_f$	$E_v/E_{pa}$	Tensão Normal Vertical	Tração ( $P/k_1$ )	Momento ( $PL/k_2$ )	Flecha Central (mm)
2,50	4,00	2,56	7,47	15,50	0,75
2,50	30,00	3,74	7,42	14,60	0,37
5,00	1,00	3,70	4,39	37,00	3,14
5,00	4,00	6,90	3,85	50,50	1,56
5,00	20,00	9,55	3,82	50,00	1,23
5,00	30,00	9,86	3,85	48,10	1,20
7,50	4,00	11,52	3,99	98,40	2,41
7,50	30,00	16,31	3,83	108,60	1,91

Tabela 4 – Resultados depois da separação entre parede e viga

(conclusão)

$k_f$	$E_v/E_{pa}$	Tensão Normal Vertical	Tração ( $P/k_1$ )	Momento ( $PL/k_2$ )	Flecha Central (mm)
10,0	1,00	10,98	5,16	103,90	5,98
10,0	4,00	16,98	4,31	142,40	3,44
10,0	20,00	21,41	3,83	127,30	2,58
10,0	30,00	21,86	3,84	118,60	2,45
12,0	4,00	22,07	4,44	195,70	4,32
12,0	30,00	28,18	3,89	170,00	2,77
15,0	1,00	20,90	5,80	193,70	9,54
15,0	4,00	28,52	4,65	264,50	5,12
15,0	20,00	34,46	3,96	250,80	3,34
15,0	30,00	34,92	3,91	238,90	3,05

Fonte: Smith e Riddington (1977)

Para baixos valores de  $k_f$ , as vigas relativamente rígidas, ocorrem aumentos significativos na força normal e momento fletor para a viga de apoio.

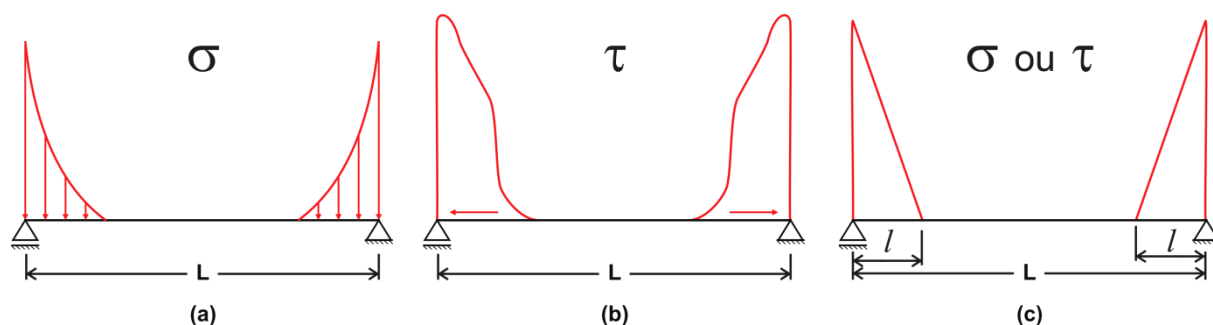
O efeito de separação na interface parede-viga, mais evidente em vigas flexíveis, provoca um aumento do pico de tensões na parede e diminuição na força normal na viga.

Observações em modelos experimentais indicam que as flechas para este tipo de estrutura são pequenas e que não são um fator importante a ser considerado em projetos (TOMAZELA, 1995).

As Tabelas 3 e 4 mostram que, em geral, o efeito de separação entre parede e viga, aumenta o valor da flecha central. Este acréscimo de flecha é mais significativo para valores de  $k_f$  elevados.

### 3.2.4 Equacionamento – Modelo A

Segundo o Modelo A de Smith e Riddington (1977) uma forma de distribuição triangular é adotada para ambas as tensões, verticais e cisalhantes, conforme ilustra a Figura 10.



**Figura 10 - Distribuição de tensões:** (a) Distribuição de tensão vertical típica; (b) Distribuição de tensão cisalhante típica; (c) Distribuição adotada por Smith e Riddington (1978) para carregamentos de tensão cisalhante e tensão vertical.

Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)

O comprimento  $l$ , indicado na Figura 10 (c), é denominado *comprimento efetivo de contato*, sendo que além desse limite, considera-se que há separação na interface parede-viga.

A determinação do comprimento efetivo de contato é dada pela Equação 11, a seguir:

$$l = \frac{B \cdot L}{k_f} \quad (11)$$

B – Constante de ajuste;

L – Distância entre apoios;

$k_f$  – Rigidez relativa à flexão, Equação 10.

A constante B serve para calibrar a equação de acordo com dados experimentais, obtidos da análise de vários testes de modelos em escala real. Esta constante ainda tem seu valor influenciado por um coeficiente de segurança para se chegar ao seu valor final (BARBOSA, 2000, p.61).

Após a definição do comprimento de contato, é possível relacionar este às tensões verticais e cisalhantes, como mostram as Equações 12 e 13.

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{l \cdot t_p} \quad (12)$$

$$\tau_{\max} = \frac{2 \cdot T}{l \cdot t_p} \quad (13)$$

Para o cálculo da tensão cisalhante máxima e da tensão normal vertical máxima, o parâmetro B assume diferentes valores. Segundo Barbosa (2000), isto se dá, pois a distância entre o apoio e o ponto de tensão cisalhante nula é maior do que a mesma distância referente às tensões verticais.

Cálculo da tensão vertical máxima na parede	Cálculo do momento fletor na viga	Cálculo da tensão cisalhante máxima
B = 0,75	B = 1,5	B = 1,0

**Quadro 1 – Valores do parâmetro de calibração B, segundo Stafford Smith e Riddington (1978)**  
**Fonte: Autoria própria**

Para o cálculo do momento fletor máximo na viga, Stafford Smith e Riddington desenvolveram as seguintes fórmulas:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l}{6} \quad (14)$$

Na quantificação dos esforços de tração, os autores definiram o mesmo valor adotado por Green (apud BARBOSA, 2000, p.61), indicado na Equação 15.

$$T_{\max} = \frac{P}{4} \quad (15)$$

### 3.2.5 Equacionamento – Modelo B

Uma série de modelos em escala reduzida foi ensaiada elasticamente, em laboratório, para verificar a precisão do primeiro modelo de Smith e Riddington, denominado Modelo B. A discrepância encontrada entre os resultados obtidos pela análise em elementos finitos e os obtidos pelos ensaiados foi da ordem de 10% para as tensões na parede e 20% para os picos de momento fletor, força normal e flechas para a viga. Smith e Riddington (1977 apud TOMAZELA, 1995, p. 65) consideram essas diferenças bastante razoáveis em virtude de tratar-se de uma estrutura que apresente um comportamento complexo.

O momento fletor na viga é expresso como uma proporção do momento fletor de uma carga uniformemente distribuída ( $PL/8$ ) em função do parâmetro de rigidez relativa  $k_f$ .

A variação da força normal na viga é definida como uma proporção da carga total aplicada  $P$ .

Como a separação da interface parede-viga pode não ocorrer na prática, devido à resistência à tração, os maiores valores para o momento fletor e força normal na viga foram utilizados para a construção das curvas apresentadas na Figura 11.

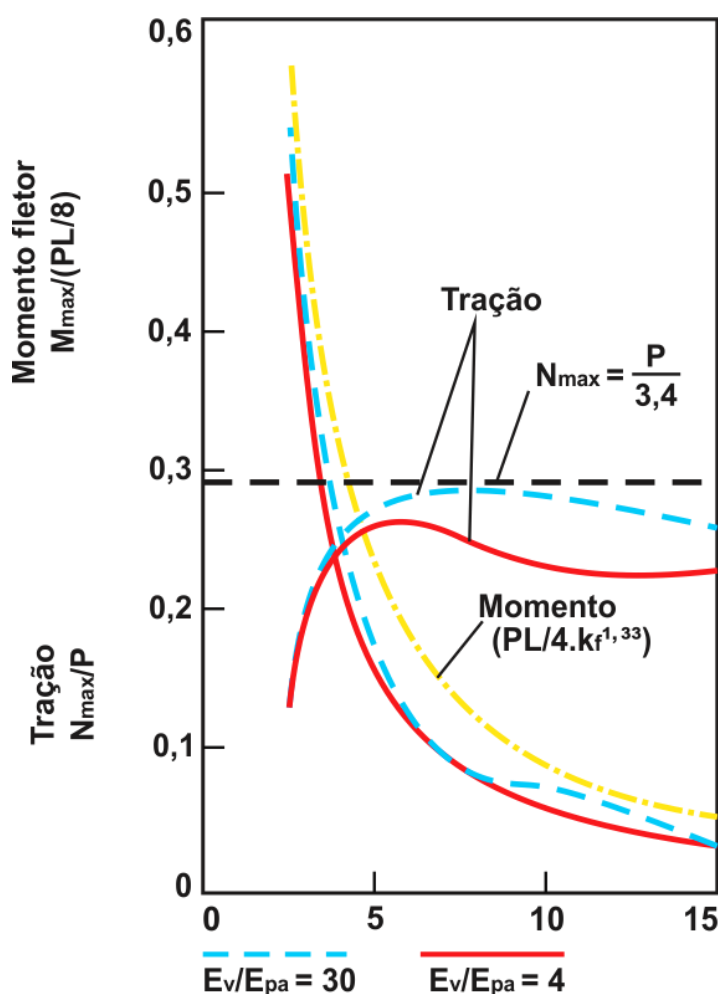


Figura 11 - Gráfico para cálculo de esforços na viga, Smith e Riddington (1977)  
Fonte: Adaptado de Barbosa (2000)

Com auxílio do gráfico da Figura 11 é possível determinar os esforços solicitantes na viga ou, através das Equações 16, 17 e 18, também é possível obter-se as tensões na parede e os esforços solicitantes na viga.

- Máximo momento fletor na viga:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4 \cdot k_f^{1,33}} \quad (16)$$

- Máxima força normal na viga:

$$N_{\max} = \frac{P}{3,40} \quad (17)$$

- Máxima tensão normal vertical na viga:

$$\sigma_{\max} = 1,63 \frac{P}{L \cdot t_p} k_f^{1,12} \quad (18)$$

Observa-se na Equação 18 que o termo  $(1,63 \cdot k_f^{1,12})$  indica o fator de concentração de tensão normal vertical.

P – Carga total da estrutura;

$t_p$  – Espessura da parede;

L – Distância entre apoios;

$k_f$  – Rigidez relativa à flexão, Equação 10.

Os autores afirmam não ser necessária a verificação das flechas por estas apresentarem valores muito baixos em ambos os modelos.

### 3.2.6 Comentários

Nota-se que o método de Smith e Riddington (1977) apresenta algumas considerações, tais como:

- Não informa a respeito do valor das tensões cisalhantes no conjunto parede-viga. Segundo os autores, deve-se considerar o efeito arco em estruturas de alvenaria que têm razão H/L igual ou superior a 0,60. Com essa ressalva eles admitem que as estruturas tenham capacidade para resistir às máximas tensões cisalhantes.

- Para o cálculo do parâmetro de rigidez relativa à flexão  $k_f$ , apresentado na Equação 10, observa-se que a parcela de rigidez referente à parede é obtida considerando-se a distância livre entre os apoios. Portanto, a rigidez relativa à flexão para o conjunto parede-viga não considera a altura da parede, isto é, para estruturas que se diferenciam apenas no valor da razão H/L o resultado é sempre o mesmo.
- Para Tomazela (1995), os resultados apresentados pelo método de Smith e Riddington (1977) estão, em geral, superestimados.

### 3.3 ANÁLISE SEGUNDO DAVIES E AHMED (1977)

#### 3.3.1 Apresentação

Davies e Ahmed (1977) desenvolveram uma teoria utilizando resultados de análises em elementos finitos para quantificar as tensões na parede e esforços na viga. Os autores definiram um procedimento de cálculo para a utilização em projetos de alvenaria estrutural, levando em consideração a ação composta entre a parede e a viga.

O procedimento de cálculo adotado por Davies e Ahmed (1977) envolve um número maior de parâmetros, quando comparado com o estudo realizado por Smith e Riddington (1977).

Para as análises considera-se a estrutura em regime elástico-linear.

#### 3.3.2 Máxima tensão normal vertical na parede

O efeito arco provoca uma concentração de tensões próxima ao apoio e, conseqüentemente, reduções no momento fletor da viga. Para Davies e Ahmed (1977) este efeito é principalmente governado por um parâmetro de rigidez à flexão  $R_f$ , dado pela Equação 19. Este parâmetro leva em consideração a rigidez relativa entre parede e viga.

$$R_f = \sqrt[4]{\frac{E_{pa} \cdot t_p \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (19)$$

H – Altura efetiva da parede, a qual não deve ser tomada maior que L;

$t_p$  – Espessura da parede;

L – Distância entre apoios;

$I_v$  – Momento de inércia da viga;

$E_{pa}$  – Módulo de deformação longitudinal para a parede;

$E_v$  – Módulos de deformação longitudinal para a viga.

O parâmetro  $R_f$  foi selecionado com base em resultados obtidos de análises em elementos finitos.

Nas análises numéricas, variando-se a relação H/L e o parâmetro de rigidez  $R_f$ , Figura 12, é possível observar que há uma relação linear entre  $R_f$  e o fator de concentração de tensões C, a qual é dada pela Equação 20.

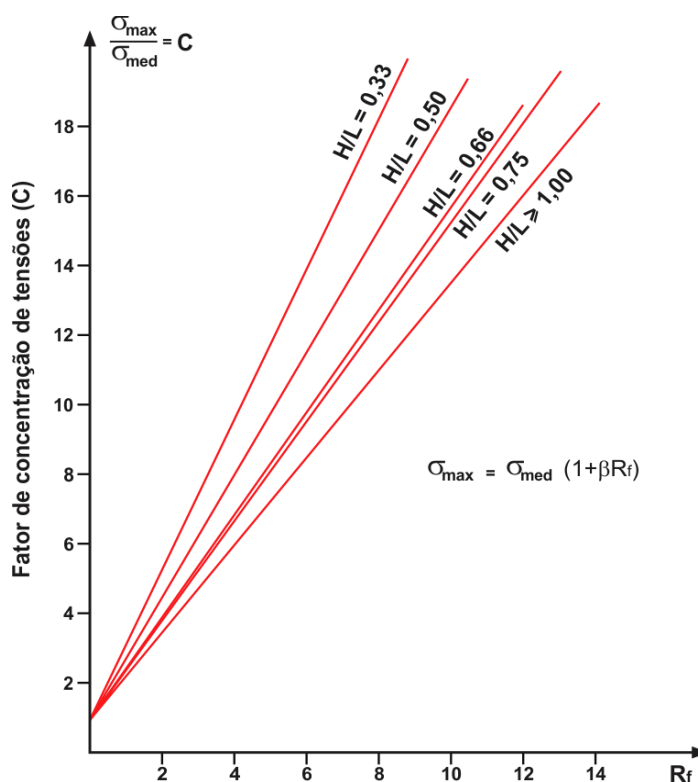


Figura 12 - Cálculo do fator de concentração de tensão C, Davies e Ahmed (1977)  
Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

$$C = 1 + \beta \cdot R_f \quad (20)$$



O parâmetro  $\beta$  foi determinado empiricamente e está apresentado na Figura 15.

A máxima tensão normal vertical na parede pode ser dada por:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{L \cdot T} \cdot (1 + \beta \cdot R_f) \quad (21)$$

Deve-se observar que o termo  $(P/LT)$  na Equação 21 corresponde à tensão normal vertical média.

A distribuição de tensão normal vertical e seu comprimento de contato na interface parede-viga dependem principalmente do parâmetro de rigidez  $R_f$ .

Para uma viga muito flexível, alto valor de  $R_f$ , a distribuição de tensão é aproximadamente triangular com grandes concentrações próximas aos apoios.

Em paredes apoiadas sobre vigas relativamente rígidas, baixos valores de  $R_f$ , a distribuição de tensões pode ser representada por uma parábola do terceiro grau. O comprimento de contato entre a parede e a viga é maior, provocando baixas concentrações de tensões próximas aos apoios.

Para vigas, com valores intermediários de  $R_f$ , a distribuição de tensão ao longo da interface parede-viga é representada por uma parábola do segundo grau.

A Figura 13 ilustra os casos descritos acima.

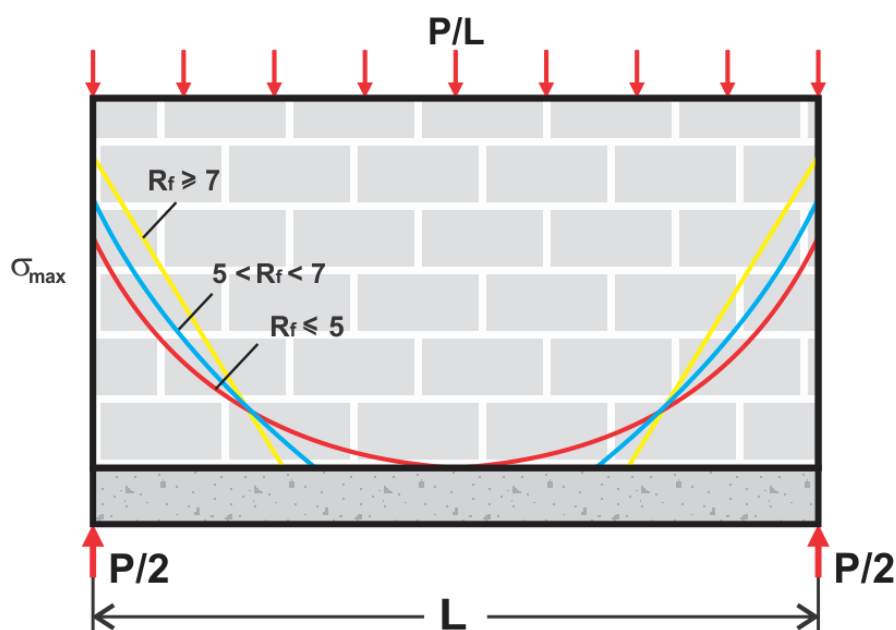


Figura 13 - Forma da curva de distribuição de tensão na interface parede-viga

Fonte: Adaptado de Davies e Ahmed (1977)

Os limites de rigidez relativa  $R_f$ , para cada situação, podem ser definidos, segundo Davies e Ahmed (1977), conforme é indicado no Quadro 2:

VIGA MUITO FLEXÍVEL	VIGA FLEXÍVEL	VIGA RÍGIDA
$R_f \geq 7,0$	$5,0 < R_f < 7,0$	$R_f \leq 5,0$
Distribuição triangular de tensões	Distribuição parabólica do segundo grau para as tensões	Distribuição parabólica do terceiro grau para as tensões

**Quadro 2 - Limites de rigidez relativa  $R_f$ , segundo Davies e Ahmed (1977)**

Fonte: Autoria própria

### 3.3.3 Força normal na viga

Devido ao efeito arco, tem-se uma força normal na viga, que depende principalmente da rigidez axial relativa  $K_a$ . Estabelecido a partir de análises numéricas, esse parâmetro é dado por:

$$K_a = \frac{h \cdot t_p \cdot E_{pa}}{A_v \cdot E_v} \quad (22)$$

$A_v$  – Área da seção transversal da viga;

$h$  – Altura efetiva da parede;

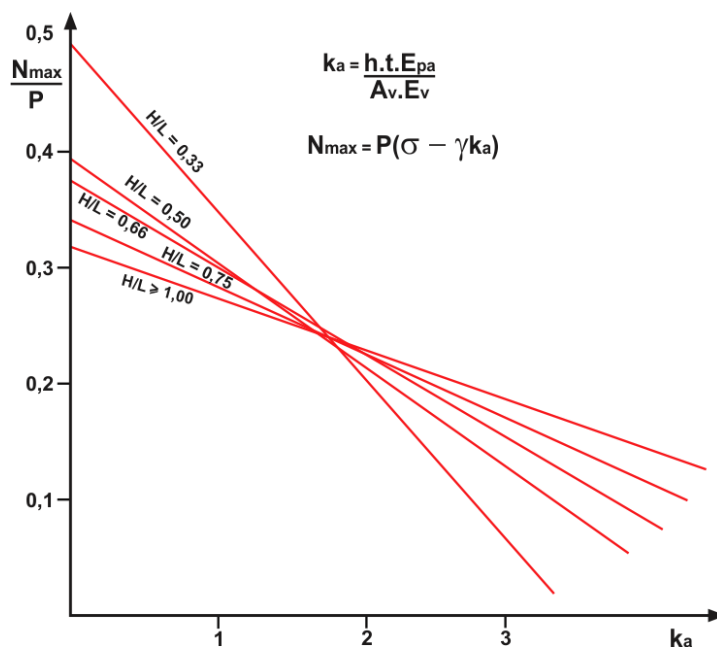
$t_p$  – Espessura da parede;

$L$  – Distância entre apoios;

$E_{pa}$  – Módulo de deformação longitudinal para a parede;

$E_v$  – Módulos de deformação longitudinal para a viga.

A máxima força normal ocorre na região central da viga linearmente com o parâmetro  $K_a$ , como mostra a Figura 14.



**Figura 14 – Variação da força normal na viga, segundo Davies e Ahmed (1977)**  
**Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)**

As curvas na Figura 14 são representadas pela Equação 23 que permitem o cálculo da máxima força normal  $N_{max}$  para a viga do conjunto parede-viga. Os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma$  são encontrados no gráfico apresentado na Figura 15.

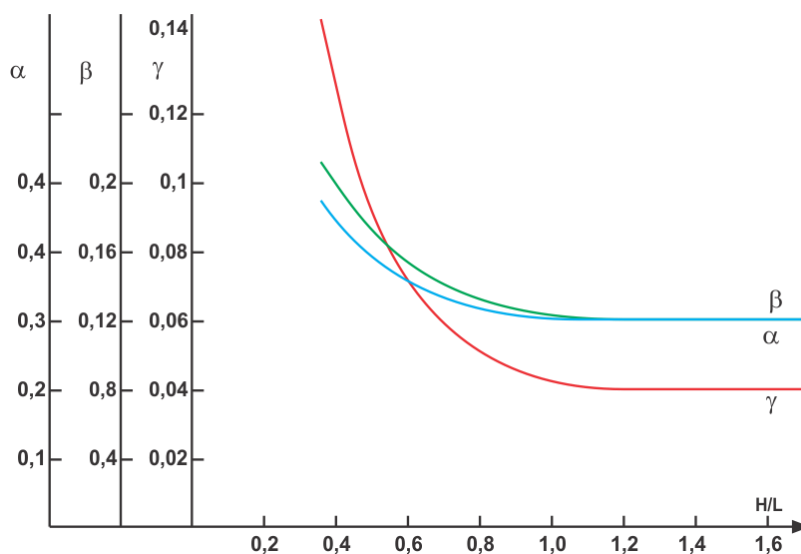
$$N_{max} = P(\alpha - \gamma K_a) \quad (23)$$

$N_{max}$  – Força normal máxima para a viga;

$P$  – Carga total da estrutura;

$\alpha, \gamma$  – Parâmetros obtidos na Figura 15;

$K_a$  – Rigidez axial relativa, Equação 22.



**Figura 15 – Parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  em função de  $H/L$ , segundo Davies e Ahmed (1977)**  
 Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

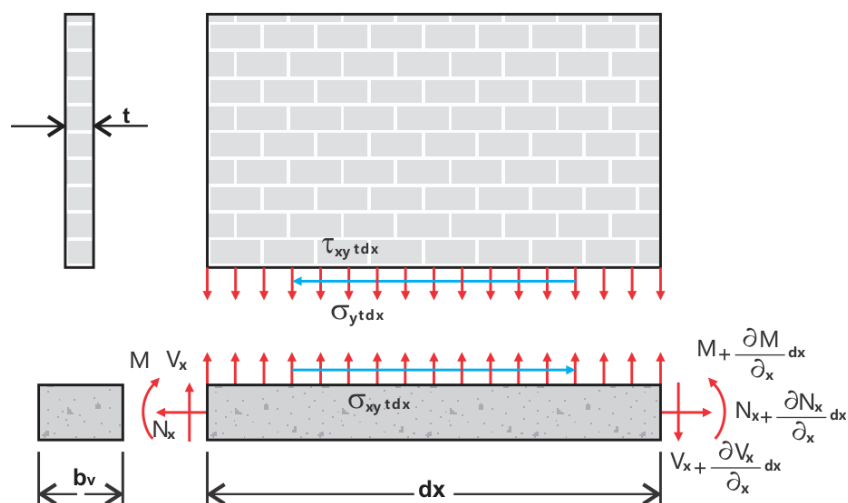
$H$  – Altura total da parede;

$L$  – Distância entre apoios;

$\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  – Parâmetros determinados empiricamente.

### 3.3.4 Tensões cisalhantes na interface parede-viga

Para que exista a ação composta entre a parede e a viga, deve-se ter uma superfície de contato apropriada para resistir aos esforços cisalhantes que irão aparecer devido ao efeito arco. A Figura 16 mostra a interação de forças que ocorre entre os dois elementos.

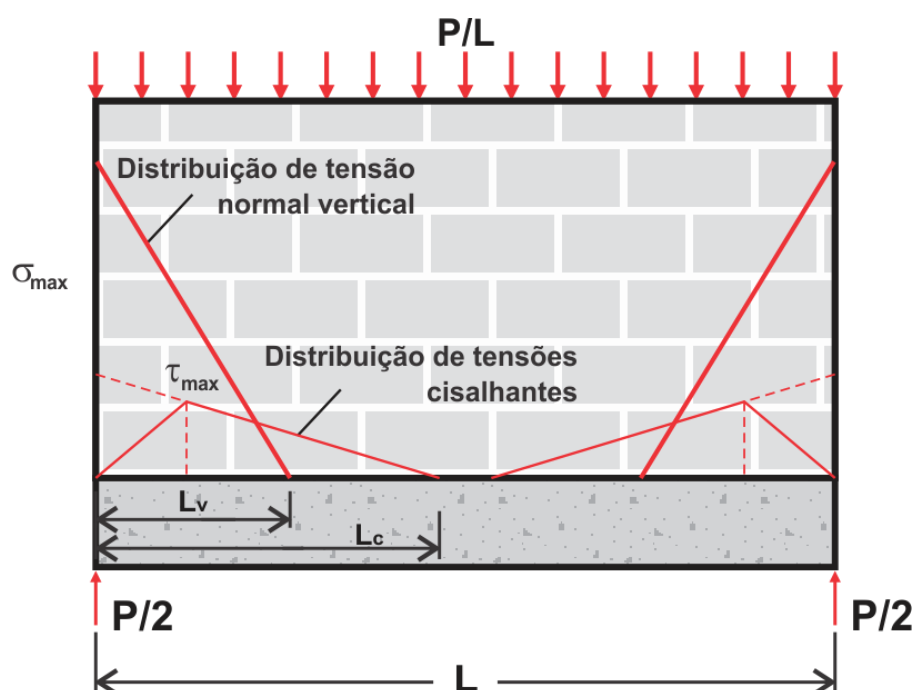


**Figura 16 – Interação de forças na interface parede-viga, Davies e Ahmed (1977)**  
 Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

Fazendo-se o equilíbrio das forças horizontais, apresentadas na Figura 16, e integrando para os limites de zero a  $L/2$ , obtém-se a máxima força normal na viga:

$$N_{\max} = \int_0^{L/2} \tau_{xy} t dx \quad (24)$$

Para análise do cisalhamento, Davies e Ahmed (1977) assumem que a distribuição de tensões normais verticais e cisalhantes na interface parede-viga seja triangular, Figura 17.



**Figura 17 – Representação da distribuição de tensões cisalhantes na interface parede-viga**  
 Fonte: Adaptado de Davies e Ahmed (1977)

Na análise em elementos finitos, os autores verificaram que o comprimento de contato horizontal das tensões cisalhantes  $L_c$ , na Figura 17, varia de duas a três vezes o das tensões normais verticais  $L_v$ . Levando-se em consideração uma maior segurança para a estrutura, é adotado o valor dois que produz resultados a favor da segurança devido ao comprimento de contato ser menor.

Do equilíbrio de forças verticais, tem-se:

$$\sigma_{\max} \cdot L_v \cdot t_p = P \quad (25)$$

$$L_v = \frac{P}{t_p \cdot \sigma_{\max}} \quad (26)$$

Substituindo o valor de  $\sigma_{\max}$  dado pela Equação 25 na Equação 26, tem-se o comprimento de contato para as tensões normais verticais na interface parede-viga, dado pela Equação 27.

$$L_v = \frac{L}{1 + \beta \cdot R_f} \quad (27)$$

Deve-se observar que o comprimento de contato  $L_v$  está em função do parâmetro  $R_f$ . Para altos valores de  $R_f$ , viga flexível, tem-se um comprimento de contato pequeno, provocando elevadas concentrações de tensões junto aos apoios.

O comprimento de contato horizontal das tensões cisalhantes  $L_c$  na interface parede-viga é dado pela Equação 28.

$$L_c = \frac{2 \cdot L}{1 + \beta \cdot R_f} \quad (28)$$

Para simplificação de cálculo assume-se que a distribuição de tensões cisalhantes na interface parede-viga seja triangular. Desenvolvendo-se a Equação 24, tem-se:

$$N_{\max} = \frac{\tau_{\max} \cdot L_c \cdot t_p}{2} \quad (29)$$

Sabendo-se que  $N_{\max}$  é dada pela Equação 23 e substituindo-se o valor de  $L_c$  obtido pela Equação 28, tem-se a máxima tensão ( $\tau_{\max}$ ) na interface parede-viga:

$$\tau_{\max} = \frac{P(\alpha - \gamma K_a)(1 + \beta \cdot R_f)}{L \cdot t} \quad (30)$$

Sendo:

P – Carga total da estrutura;

$L_v$  – Comprimento de contato das tensões normais verticais;

$L_c$  – Comprimento de contato das tensões cisalhantes;

$\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  – Parâmetros obtidos na Figura 15;

$L$  – Distância entre apoios;

$t_p$  – Espessura da parede;

$R_f$  – Rigidez relativa à flexão, Equação 19;

$K_a$  – Rigidez relativa axial, Equação 22.

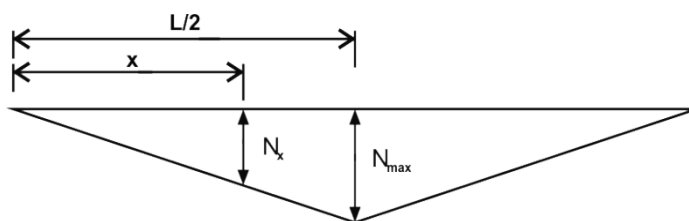
### 3.3.5 Momento fletor na viga

Devido à ação composta, a viga é submetida a forças verticais e horizontais. A tensão cisalhante horizontal produz uma força de tração na viga, com uma excentricidade igual à metade de sua altura, gerando um momento fletor contrário ao produzido pelas forças verticais. Este efeito produz, na região central da viga, uma redução do momento fletor, quando comparado com o momento máximo.

O valor do momento fletor  $M_c$  produzido pelas tensões cisalhantes, a uma distância  $x$  do apoio é dado por:

$$M_c = -\frac{h_v}{2} \int_0^x \tau_{xy} t dx \quad (31)$$

Sabe-se que a parcela referente à integral na Equação 31 representa a força normal na viga de apoio para um ponto  $x$ . Para simplificação de cálculo adota-se uma variação linear para a força normal na viga, como mostra a Figura 18.



**Figura 18 – Variação da força normal na viga**  
**Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)**

Com auxílio da Figura 18 verifica-se que a integral da Equação 31 pode ser representada pela Equação 32.

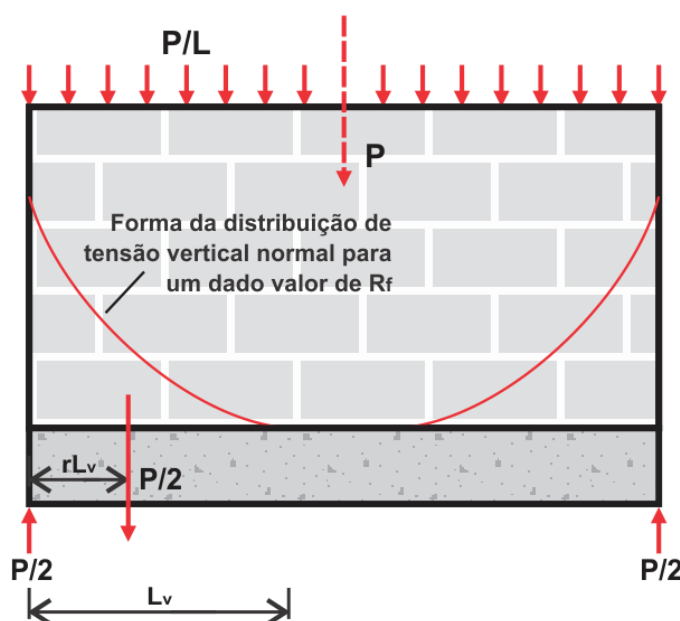
$$N_x = \frac{2 \cdot N_{\max} \cdot x}{L} \quad (32)$$

Substituindo-se o valor da Equação 32 na Equação 31 e utilizando-se o valor da força normal na viga, dada pela Equação 23, obtém-se o momento fletor devido às tensões cisalhantes na interface parede-viga, Equação 33.

$$M_c = \frac{h_v \cdot P \cdot x}{L} (\alpha - \gamma \cdot K_a) \quad (33)$$

Nota-se que o momento fletor, devido às tensões cisalhantes, varia com  $x$  e será máximo quando  $x$  assumir valor igual a  $L/2$ , o que corresponde ao ponto de máxima força normal para a viga.

O momento fletor, devido às forças verticais  $M_v$ , é máximo sobre a região central da viga. Para o cálculo, utilizam-se os parâmetros indicados na Figura 19.



**Figura 19 – Distribuição da carga vertical na viga de apoio, Davies e Ahmed (1977)**  
**Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)**

Fazendo o equilíbrio de momentos no ponto V, apresentado na Figura 19, tem-se:

$$M_v = \frac{P \cdot r \cdot L_v}{2} \quad (34)$$



$r$  – Fator que determina a posição de resultante das tensões e que depende da forma da curva de distribuição de tensão normal vertical na interface parede-viga;

Pelo equilíbrio de forças verticais, tem-se:

$$\frac{P}{2} = \lambda \cdot \sigma_{\max} \cdot L_v \cdot t_p \quad (35)$$

$\lambda$  – Fator que corrige a área do diagrama de distribuição de tensões na interface parede-viga.

O momento fletor, devido às forças verticais é dado por:

$$M_v = \frac{P \cdot L \cdot r}{4 \cdot \lambda \cdot (1 + \beta \cdot R_f)} \quad (36)$$

O momento fletor resultante para a viga de apoio  $M_r$  é dado pela combinação do momento devido às forças verticais  $M_v$  somado ao das tensões cisalhantes  $M_c$ .

$$M_r = M_v + M_c \quad (37)$$

O momento fletor total é dado por:

$$M_r = \frac{P \cdot L^2 \cdot r - 4 \lambda \cdot h_v \cdot P \cdot x (\alpha - \gamma \cdot K_a) (1 + \beta \cdot R_f)}{4 \lambda \cdot L \cdot (1 + \beta \cdot R)} \quad (38)$$

Para o cálculo do momento fletor máximo, assume-se que ele ocorra a uma distância igual ao comprimento de contato das tensões normais verticais  $L_v$ , medido a partir do apoio, isto é  $x = L_v$ . Substituindo-se esse valor de  $x$  na Equação 38, obtém-se:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L \cdot r - 4 \lambda \cdot P \cdot h_v \cdot (\alpha - \gamma \cdot K_a)}{4 \lambda \cdot r \cdot (1 + \beta \cdot R_f)} \quad (39)$$

O momento fletor, no centro da viga, é obtido fazendo-se  $x = L/2$  na Equação 38:

$$M_{\text{cen}} = \frac{P \cdot L \cdot r - 2 \cdot P \cdot h_v \cdot \lambda \cdot (\alpha - \gamma \cdot K_a) \cdot (1 + \beta \cdot R_f)}{4 \cdot \lambda \cdot (1 + \beta \cdot R_f)} \quad (40)$$

Os valores de  $\lambda$  e  $r$  dependem da forma da curva de distribuição de tensões e, conseqüentemente, estão correlacionados com o parâmetro de rigidez  $R_f$ . A Tabela 5 fornece estas correlações.

**Tabela 5 – Valores de  $\gamma$  e  $r$  em função de  $R_f$**

Rigidez $R_f$	Coeficientes	
	$r$	$\lambda$
$R_f \leq 5$	0,20	0,25
$5 < R_f < 7$	0,25	0,33
$R_f \geq 7$	0,33	0,50

Fonte: Tomazela, (1995).

### 3.3.6 Cálculo da flecha central

O cálculo da flecha central, para o conjunto parede-viga, é feito supondo-se que a distribuição de tensões normais verticais na interface parede-viga seja triangular, isto é, calculado para uma viga flexível, para a qual a flecha é sempre maior e, portanto, a favor da segurança, dada por:

$$\delta_v = \frac{P \cdot L^3 (3 + 10 \cdot \beta \cdot R_f + 5 \cdot \beta^2 \cdot R_f^2)}{240 \cdot E_v \cdot I_v (1 + \beta \cdot R_f)^3} \quad (41)$$

A força cisalhante horizontal provoca uma flecha contrária, dada por:

$$\delta_h = \frac{P \cdot L^2 \cdot h_v \cdot (\alpha - \gamma \cdot K_a)}{24 \cdot E_v \cdot I_v} \quad (42)$$

A flecha central para a parede, devido ao efeito das tensões cisalhantes, é obtida considerando o coeficiente de Poisson igual a zero, dada por:

$$\delta_a = \frac{3 \cdot P \cdot L}{10 \cdot E_{pa} \cdot h \cdot t_p} \quad (43)$$

Devido ao peso próprio da viga, a flecha no centro é dada por:

$$\delta_p = \frac{5 \cdot P_v \cdot L^3}{384 \cdot E_v \cdot I_v} \quad (44)$$

A flecha resultante é dada pela soma das Equações 41 a 44.

$$\delta_r = \delta_v - \delta_h + \delta_a + \delta_p \quad (45)$$

P – Carga total da estrutura;

$P_v$  – Peso próprio da viga (F/L);

L – Distância entre apoios;

$E_{pa}$ ,  $E_v$  – Módulo de deformação longitudinal para parede e viga, respectivamente;

h – Altura efetiva da parede;

$h_v$  – Altura da viga;

$I_v$  – Inércia da viga;

$t_p$  – espessura da parede;

$\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  – Parâmetros obtidos na Figura 15;

$K_a$  – Rigidez relativa axial.

### 3.3.7 Comentários

Para Barbosa (2000), o método proposto por Davies e Ahmed (1977) apresenta vantagens em relação ao método de Smith e Riddington (1977), pois permite quantificar um número maior de variáveis que são utilizadas para avaliar o comportamento estrutural do conjunto parede-viga.

Este método permite estimar a máxima tensão cisalhante na interface parede-viga, o que não ocorre com o método proposto por Wood e Simms (1969) e Smith e Riddington (1977).

Para a determinação dos momentos fletores e da flecha, são admitidas diferentes distribuições de tensões verticais, obtendo-se assim, valores mais próximos dos valores reais.

### 3.4 ANÁLISE SEGUNDO GREEN, MACLEOD E GIRARDAU (1973)

#### 3.4.1 Apresentação

O estudo realizado por Green et al. (1973) refere-se a uma parede de concreto apoiada sobre pórtico de concreto armado, considerando-se o comportamento elástico-linear para a estrutura. Esta consideração pode ser aproveitada para a análise estrutural de uma parede de alvenaria apoiada sobre pórtico de concreto armado.

O procedimento de cálculo, desenvolvido por Green et al. (1973), apresenta como novidade a introdução da largura do apoio  $b$  para a viga que suporta a parede, como mostra a Figura 20

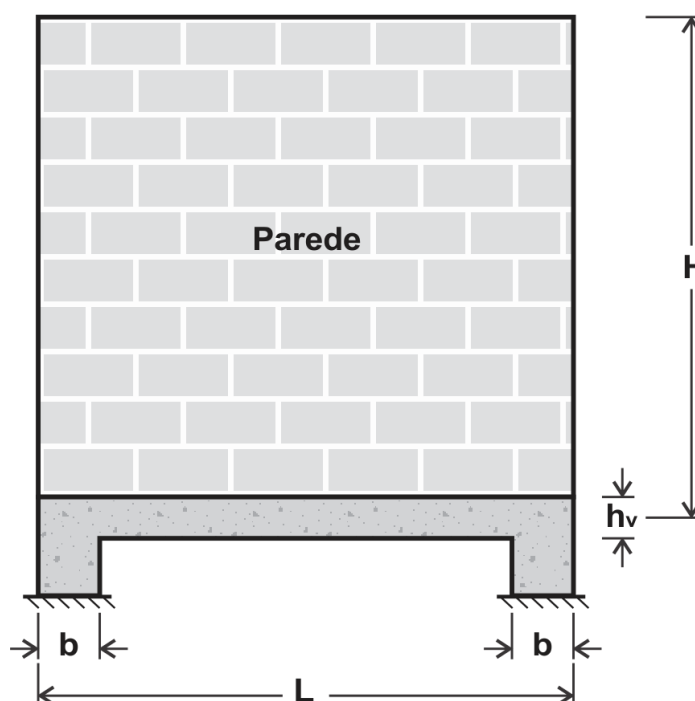


Figura 20 - Representação da estrutura analisada por Green et al (1973)  
Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

As equações desenvolvidas por Green et al. (1973) devem ser aplicadas, principalmente, a estruturas que tenham uma relação entre a altura  $H$  e vão  $L$  superior a 1,50 e não possuam aberturas. Os parâmetros que regem estas equações foram obtidos de análises em elementos finitos. Comparações com resultados experimentais mostram, segundo os autores, que elas são satisfatoriamente conservadoras.

### 3.4.2 Mecanismos de transferência da carga vertical para o sistema de apoios

A força vertical uniformemente distribuída  $q$  e o peso próprio da parede transferem-se para o sistema de apoio constituído por viga e pilar, mediante a formação de um arco na base da parede. A viga também atua como um tirante.

A Figura 21 ilustra a transferência de carga da parede para o sistema de apoio.

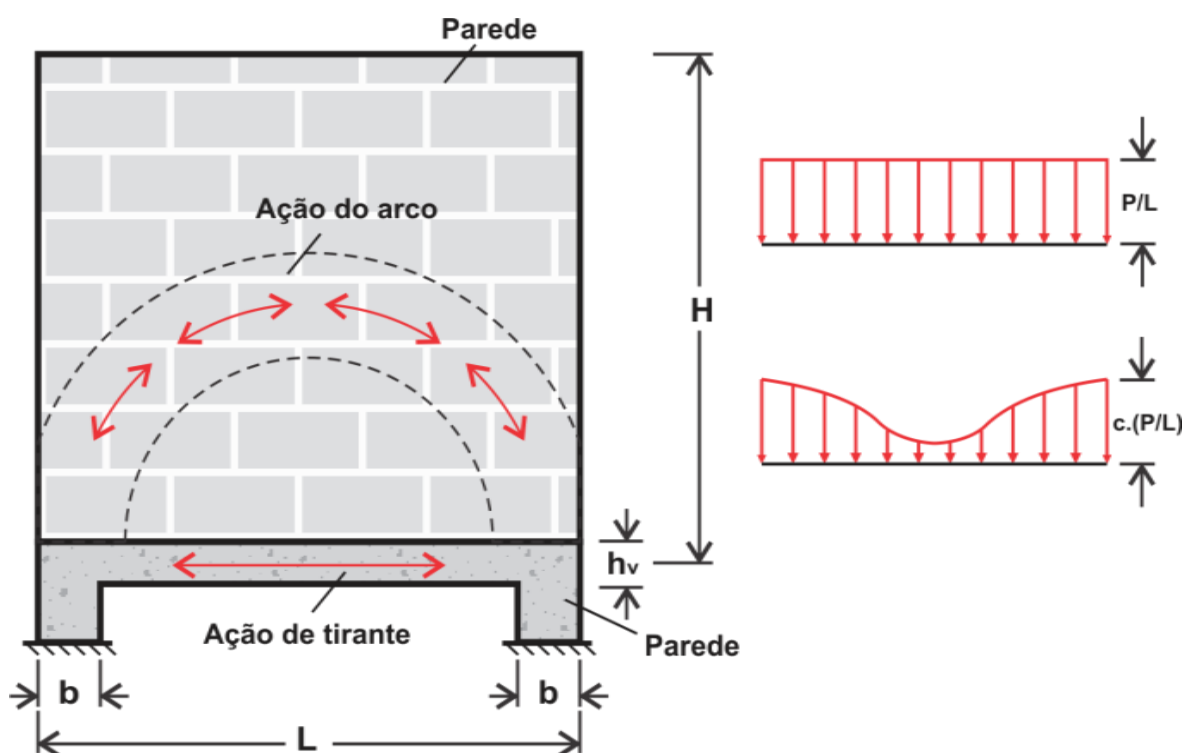


Figura 21 - Transferência de carga para o apoio, segundo Green et al. (1973)  
Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

Os estudos realizados Green et al. (1973) mostram que a distribuição de tensão normal vertical na interface parede-viga depende da relação  $(b/L)$  e do parâmetro de rigidez relativa à flexão  $C_1$ , definido pela Equação 47.

$$C1 = \frac{(L - 2 \cdot b)^3 \cdot t_p \cdot E_{pa}}{E_v \cdot I_v} \quad (47)$$

L – Distância entre apoios;

$t_p$  – Espessura da parede de alvenaria;

b – Largura do apoio para a viga;

$I_v$  – Momento de inércia para a viga de apoio;

$E_{pa}$ ,  $E_v$  – Módulo de deformação longitudinal para parede e viga, respectivamente.

Observa-se na Equação 47 que Green et al. (1973) adotam a distância livre entre apoios ( $L-2b$ ) como sendo igual à altura da parede, que contribui para a rigidez da estrutura. Para o limite de ( $b=0$ ) tem-se, a menos da raiz quarta, o mesmo parâmetro de rigidez relativa adotado por Smith e Riddington (1977) e Davies e Ahmed (1977) apresentados, nos itens anteriores.

Segundo Green et al. (1973), resultados de análises de uma mesma estrutura mostram que, variando-se a relação ( $b/L$ ), obtém-se a distribuição de tensão normal vertical na interface parede-viga, apresentada na Figura 22.

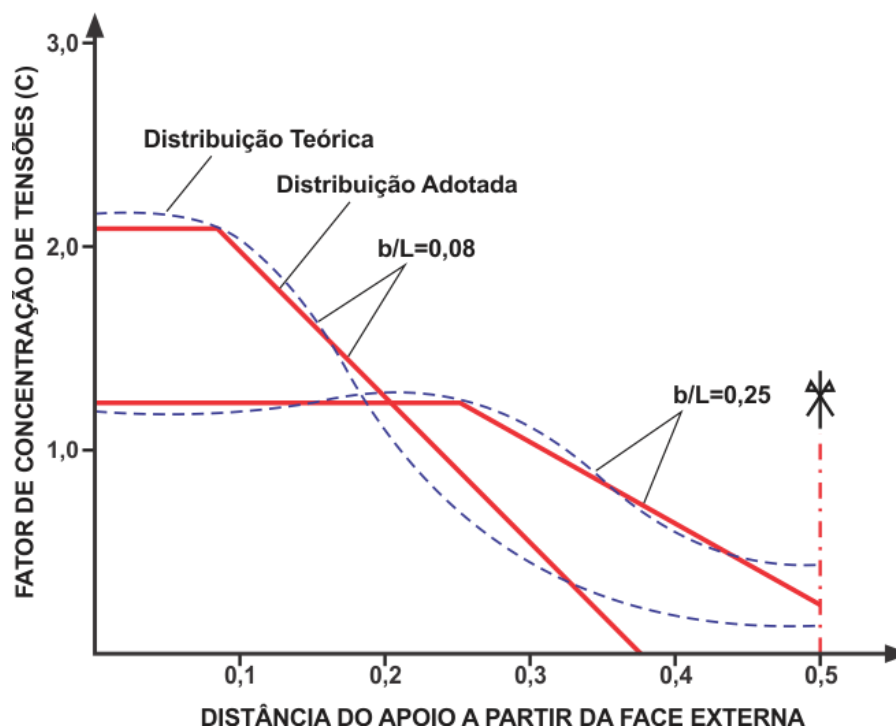


Figura 22 - Distribuição de tensão normal vertical em função da relação ( $b/L$ ), segundo Green et al. (1973)

Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

Deve-se notar na Figura 22, que para uma mesma estrutura, aumentando-se a relação ( $b/L$ ), tem-se uma redução no fator de concentração de tensões normais verticais. Isto ocorre devido ao aumento do comprimento de contato para as tensões normais verticais na interface parede-viga, causado pela redução de rigidez relativa. Provavelmente, também ocorrerá uma queda no pico de tensões cisalhantes.

As linhas tracejadas, apresentadas na Figura 22, referem-se aos resultados obtidos da análise em elementos finitos. Para efeito de cálculo, adotam-se as linhas cheias. Deve-se observar, também, que a distribuição de tensão normal vertical sobre a região do apoio é constante e, no domínio da viga, varia linearmente, no modelo simplificado.

A partir da definição dos parâmetros que regem o comportamento da estrutura, passa-se para a quantificação das variáveis usadas em projeto.

### 3.4.3 Tensão normal vertical

Para o cálculo da máxima tensão normal vertical, na interface parede-viga, utiliza-se o gráfico apresentado na Figura 23. Nota-se que o fator de concentração  $C$  depende da rigidez relativa parede-viga e da razão  $b/L$ .

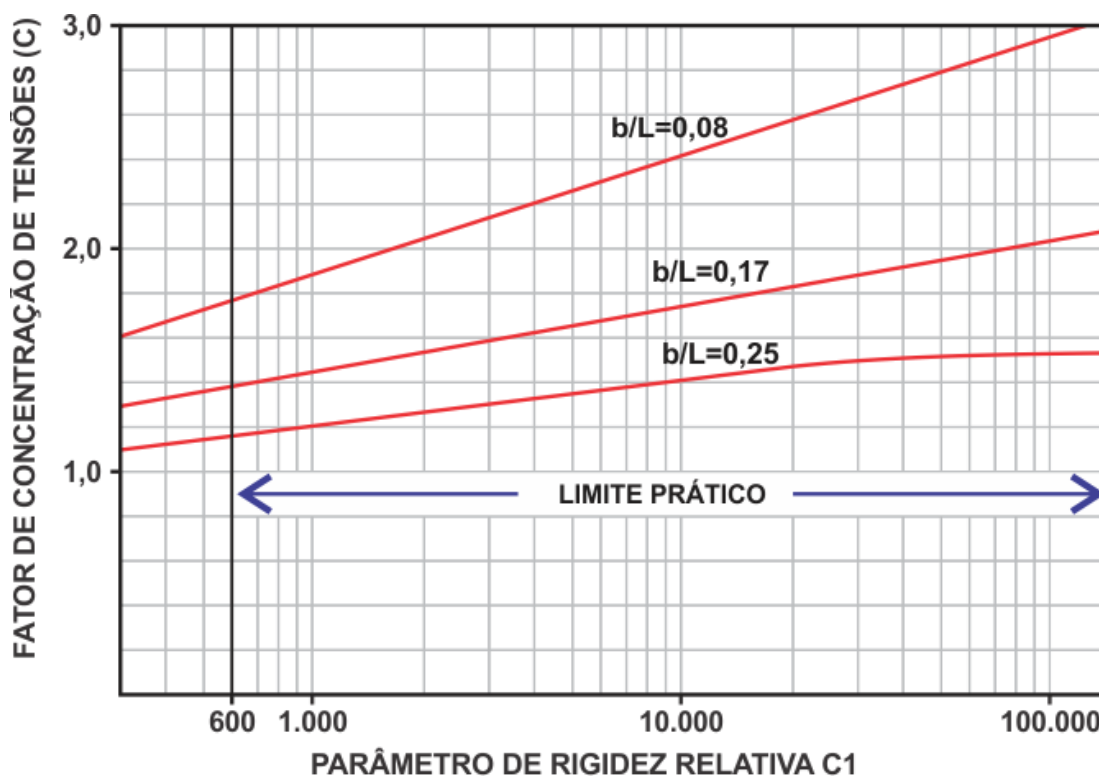


Figura 23 - Fator de concentração de tensões proposto por Green et al. (1973)  
Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

A máxima tensão normal vertical na parede é dada por:

$$\sigma_{\max} = C \cdot \frac{P}{L \cdot t_p} \quad (46)$$

- P – Carga total da estrutura;
- L – Distância entre apoios, Figura 20;
- $t_p$  – Espessura da parede de alvenaria;
- C – Fator de concentração de tensões.

#### 3.4.4 Força de tração na viga

A força de tração na viga depende da distância entre a linha de ação da resultante das tensões de compressão no arco e da linha de ação da resultante das tensões de tração no tirante. Um valor igual a  $0,50 \cdot L$  é adotado para o cálculo, como mostra a Figura 24.

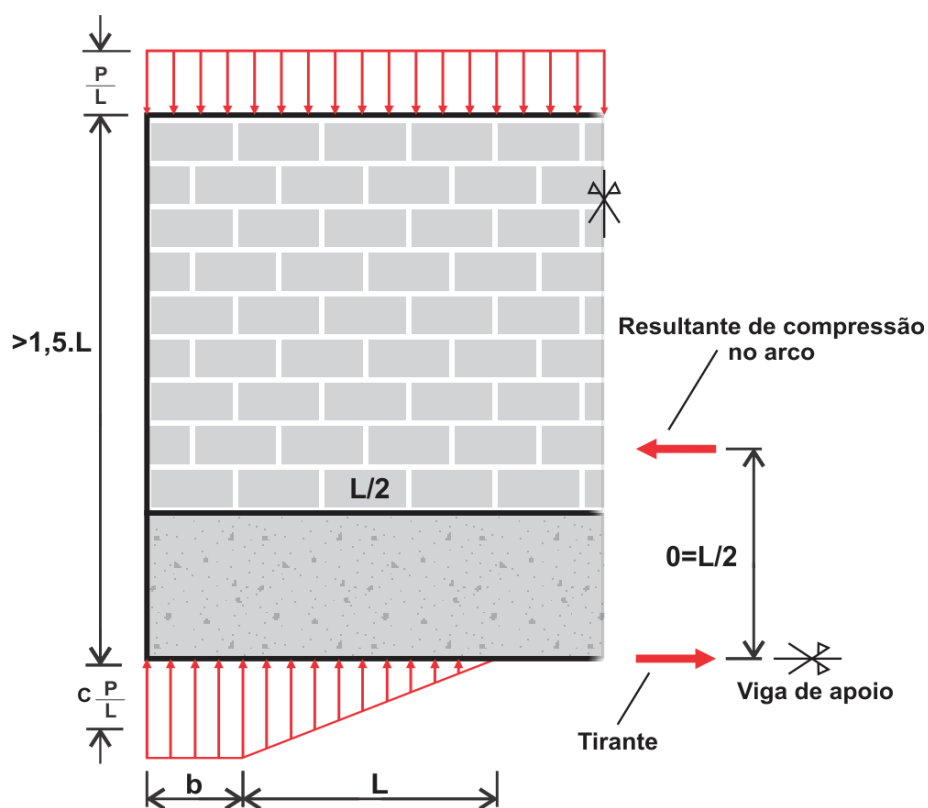


Figura 24 - Ações na estrutura, proposto por Green et al. (1973)

Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)



Por equilíbrio do momento em torno do ponto 0, apresentado na Figura 24, obtém-se:

$$\frac{P \cdot L}{8} - \frac{CPb^2}{2 \cdot L} - \left( \frac{P}{2} - \frac{CPb}{L} \right) \cdot \left( b + \frac{f}{3} \right) = N_{\max} \cdot a \quad (47)$$

Negligenciando, a favor da segurança, o termo  $(f/3)$  na Equação 47 e a altura da viga, obtém-se a máxima força normal para a viga, dada pela Equação 48.

$$\frac{N_{\max}}{P} = \frac{1}{4} - \frac{b}{L} \cdot \left( 1 - \frac{Cb}{L} \right) \quad (48)$$

$N_{\max}$  – Máxima força normal de tração na viga;

$b$  – Largura do apoio;

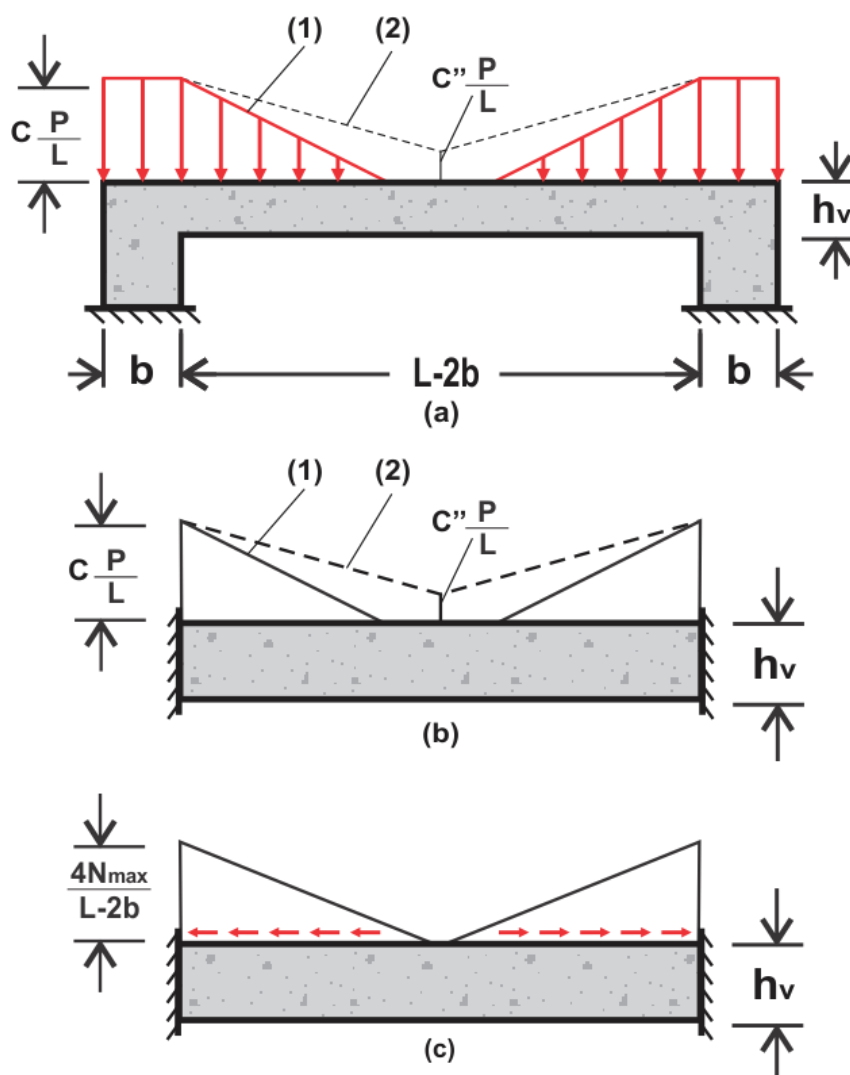
$P$  – Carga total da estrutura;

$L$  – Distância entre apoios;

$C$  – Fator de concentração de tensões, Figura 23.

#### 3.4.5 Momento fletor na viga e forças cisalhantes na interface parede-viga

As distribuições de tensão normal vertical e cisalhante, na interface parede-viga, estão representadas na Figura 25.



**Figura 25 - Distribuição de tensões, proposta por Green et al. (1973)**  
 Fonte: Adaptado de Tomazela (1995)

A distribuição de tensão normal vertical pode assumir as configurações (1) ou (2), apresentadas na Figura 25a, que dependem da rigidez relativa do conjunto parede-viga. A situação (1) ocorre para uma viga flexível e a situação (2) corresponde a uma viga rígida em que ocorre o aumento do comprimento de contato para as tensões normais verticais.

Para o cálculo do momento fletor na viga, considera-se que ela esteja engastada nas suas extremidades (face interna dos apoios), como mostra a Figura 25b. Isto só ocorre, evidentemente, quando o apoio tem rigidez suficiente para promover tal engastamento.

Em adição às cargas verticais, um cisalhamento horizontal, ocorrerá na interface parede-viga, provocando momento fletor contrário ao do carregamento

vertical. A distribuição das tensões cisalhantes é assumida linear na interface parede-viga, com valor máximo igual a  $(4N_{\max} / (L-2b) t)$ , como mostra a Figura 25c.

O momento fletor resultante para a viga é dado por:

- Momento fletor na face interna do apoio:

$$M_a = \frac{P \cdot L}{12} \left[ C \cdot \left( \frac{f}{L} \right)^2 \cdot \left( 2 - \frac{f/L}{(1-2 \cdot b/L)} \right) + \frac{5}{8} C'' \left( 1 - \frac{2 \cdot b}{1} \right)^2 \right] - \frac{N_{\max} h_v}{3} \quad (49)$$

- Momento fletor no centro da viga:

$$M_{\text{cen}} = -\frac{P \cdot L}{12} \left[ \frac{C (f/L)^3}{(1-2 \cdot b/L)} + \frac{3}{8} C'' \left( 1 - \frac{2 \cdot b}{1} \right)^2 \right] + \frac{N_{\max} h_v}{6} \quad (50)$$

Para o cálculo de  $C''$  e  $f/L$  apresentados nas equações acima, deve-se verificar a condição abaixo:

$$\text{Se } \left( \frac{1}{C} - \frac{2 \cdot b}{L} \right) \leq \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{L} \right), \quad \text{tem-se:}$$

Carregamento do tipo (1), na Figura 25.

$$C'' = 0,0 \quad \text{e} \quad f/L = \left( \frac{1}{C} - \frac{2 \cdot b}{L} \right)$$

Caso contrário:

Carregamento do tipo (2), na Figura 25.

$$C'' = \frac{2 - C (1 + 2 \cdot b / L)}{(1 - 2 \cdot b / L)} \quad \text{e} \quad f/L = \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{L} \right)$$

P – Carga total da estrutura;

L – Distância entre apoios;

b – Largura do apoio;

- C – Fator de concentração de tensões;  
 f – Comprimento de contato para a tensão normal vertical;  
 h<sub>v</sub> – altura da viga.

#### 3.4.6 Máxima tensão cisalhante

A máxima tensão cisalhante  $\tau_{\max}$ , na interface parede-viga, pode ser estimada por:

$$\tau_{\max} = \frac{4N_{\max}}{(L - 2b)t} \quad (51)$$

- N<sub>max</sub> – Máxima força normal na viga;  
 L – Distância entre apoios;  
 b – Largura do apoio;  
 t – Espessura da parede.

#### 3.4.7 Força cortante na viga

A força cortante máxima V<sub>max</sub> na viga pode ser estimada por:

$$V_{\max} = \frac{P}{2} \left( 1 - \frac{2 \cdot b \cdot C}{L} \right) \quad (52)$$

- P – Carga total na estrutura;  
 L – Distância entre apoios;  
 b – Largura do apoio;  
 C – Fator de concentração de tensões normais verticais.

Deve-se notar que a força cortante para a viga de apoio, dada pela Equação 52, apresenta um fator de redução igual a (1 - (2bC/L)). Este fator de redução mostra que uma parcela de carga total da estrutura, devido ao efeito arco, “caminha” diretamente para o apoio, sem passar pela viga.

Este efeito não foi considerado nos métodos apresentados anteriormente, devido à consideração de apoio pontual. Sabe-se que na prática sempre existe uma dimensão para o apoio, tornando esses métodos conservadores, com relação à força cortante.

### 3.5 MODELAGEM NUMÉRICA SEGUNDO BARBOSA (2000)

Barbosa (2000) elaborou em seu trabalho alguns modelos numéricos para avaliar as consequências da consideração do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural em vigas de concreto armado.

A autora desenvolveu seu estudo através de modelos numéricos em elementos finitos elaborados através do programa Ansys 5.5 (1999), considerando a não linearidade de contato na interface parede-viga. A não linearidade de contato, no caso do sistema parede-viga, diz respeito ao deslizamento e à separação que tendem a ocorrer na interface parede-viga (BARBOSA, 2000, p. 2).

Para seu estudo, Barbosa (2000) reuniu três bases de dados experimentais fornecidas por Rosenhaupt (1962) e por Davies e Ahmed (1976): a “parede 1b” e a “parede 7”, de Saky Rosenhaupt, e a “parede 5”, de Davies e Ahmed. Observa-se que foi mantida a mesma nomenclatura de paredes apresentadas nas bibliografias citadas. Barbosa (2000) adotou a discretização de seus modelos numéricos de acordo com cada caso, conforme foi considerado mais conveniente.

#### 3.5.1 Parâmetros de modelagem

Segundo Barbosa (2000), para uma análise numérica em elementos finitos ser confiável, existem vários parâmetros que precisam ser analisados e definidos.

O programa Ansys 5.5 fornece várias opções de elementos para discretização da parede e da viga, além de uma série de elementos de contato. Para a discretização da parede foram estudados os elementos PLANE42 e SOLID45 enquanto para a discretização da viga, foram estudados os elementos BEAM3, PLANE42 e SOLID45, elementos com comportamento já bastante conhecidos.

No caso dos elementos de contato, o programa Ansys 5.5 apresenta três modelos:

- Contato de nó a nó (CNN);

- Contato de nó a superfície (CNS);
- Contato de superfície a superfície (CSS).

Cada modelo é específico para determinado tipo de problema e, portanto, é necessário identificar as regiões de contato e estudá-las caso a caso. No caso do sistema parede-viga, a face superior da viga foi considerada a superfície alvo enquanto a base da parede foi considerada a superfície de contato. Barbosa (2000) adota esta consideração pelo fato de a viga manter-se indeslocável devido às restrições estarem aplicadas nos nós da viga.

Barbosa então definiu alguns modelos numéricos e seus devidos parâmetros de modelagem, mas considerou apenas os Modelos 1 e 2 em suas conclusões, por estes, segundo a própria autora, apresentarem bons resultados.

### 3.5.2 Comentários

Barbosa (2000) concluiu em seu trabalho que em geral, os valores de flecha obtidos com o Modelo 1 são bem menores que os valores obtidos no Modelo 2, sendo que em alguns casos onde foram aplicados, os valores de flecha do Modelo 2 extrapolaram o valor limite imposto pela norma brasileira, sendo necessário o redimensionamento do elemento.

Os valores do momento fletor obtidos com o Modelo 1 também são menores que os do Modelo 2. Deste modo, o dimensionamento dos elementos estruturais também poderiam gerar peças mais esbeltas com menor taxa de armadura.

Quanto as cortantes, na maioria dos casos, não houve diferenças significativas nos valores obtidos segundo os dois modelos numéricos (BARBOSA, 2000).

## 4 MODELOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 ENSAIOS REALIZADOS POR ROSENHAUPT

O estudo de Rosenhaupt (1962) relata ensaios realizados em doze paredes de alvenaria estrutural sobre vigas biapoiadas. Para a realização do ensaio, foram adotados 3 elementos diferentes: a viga de apoio, a parede e a cinta superior que é o elemento que recebe a carga vertical. As alturas da viga de apoio e da cinta são de 15 e 7,5cm respectivamente. A armadura da cinta superior em todos os ensaios é igual a 1  $\phi$  6mm (ROSENHAUPT, 1962 apud BARBOSA, 2000, p. 27).

O arranjo experimental adotado por Rosenhaupt encontra-se ilustrado na Figura 26.

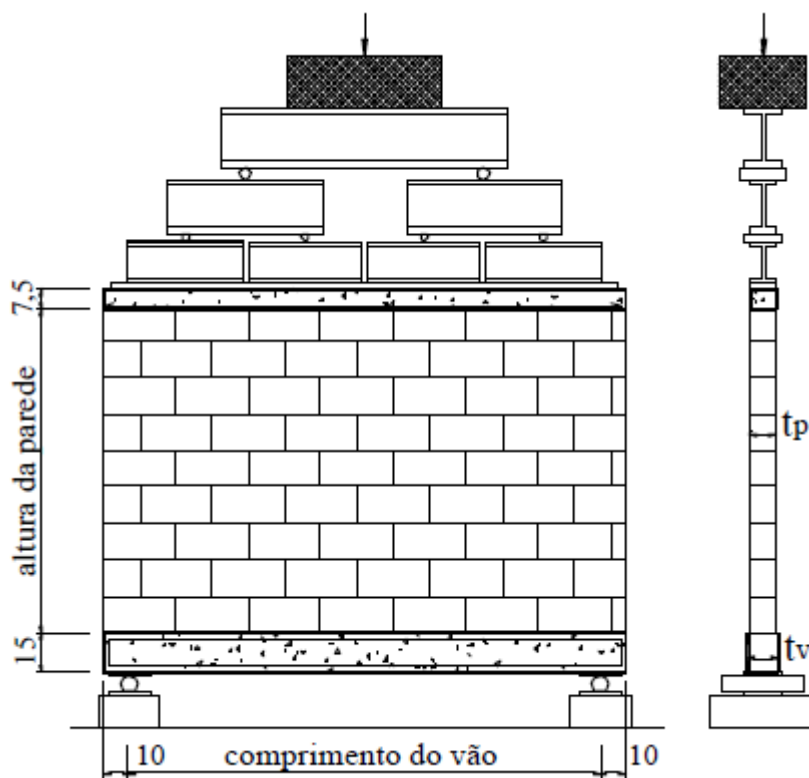


Figura 26 - Arranjo experimental de Rosenhaupt (1962)  
Fonte: Barbosa (2000)

As paredes ensaiadas foram submetidas a um carregamento vertical distribuído de forma uniforme em toda a extensão de seu topo. Tal carregamento foi aplicado até o momento da ruptura.

Para a determinação do módulo de elasticidade das paredes, foram ensaiados primas de blocos vazados de concreto, com dimensão 65x62cm e blocos de concreto celular com 50,5x62cm. Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, foram realizados ensaios de compressão em prismas de 10x10x50cm sobre uma compressão axial de até 100kN.

Devido à disponibilidade de informações mais completas, apenas as paredes nomeadas “1b” e “7” foram aproveitadas, sendo que as propriedades dos materiais utilizados nestes ensaios encontram-se disponíveis na Tabela 6, a seguir.

**Tabela 6 – Propriedades dos materiais usados por Rosenhaupt**

Dados dos ensaios	Paredes	
	1b	7
Tipo de bloco (cm)	Concreto celular 7,5 x 15 x 25	Vazados de concreto 10 x 10 x 20
Peso do bloco	2,24 kg/bloco	650 kg/m <sup>3</sup>
Resistência à compressão do concreto (kN/cm <sup>2</sup> )	0,32	0,145
Espessura da parede e cinta (cm)	7,5	10,0
Altura da parede (cm)	126,5	126,0
Comprimento da parede (cm)	205,0	207,0
Comprimento do vão (cm)	185,0	187,0
Armadura da viga de apoio	2 $\phi$ 8	2 $\phi$ 8
Seção da viga de apoio (cm <sup>2</sup> )	7,5 x 15	7,5 x 15
Resistência à compressão da parede (kN/cm <sup>2</sup> )	0,12	0,194
Coefficiente de Poisson da parede	0,2	0,18
E <sub>bloco</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	*	107
E <sub>parede</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	69	200
E <sub>viga</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	2350	2350
E <sub>cinta</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	1750	1750

**Fonte: Barbosa, (2000)**

É possível notar que as paredes “1b” e “7” possuem materiais bastante distintos, o que produzirá melhor entendimento da influência destes em cada ensaio. Em todos os testes realizados, Rosenhaupt (1962) manteve a viga com as mesmas dimensões e características. Além disso, nota-se que a armadura da cinta superior também se manteve constante em cada teste.

As proporções de materiais utilizadas na execução da argamassa estão descritas na Tabela 7.



**Tabela 7 – Consumo de materiais para a confecção da argamassa**

Materiais	Consumo por m <sup>3</sup>
Cimento	100 kg
Areia	1270 kg
Cal	380 kg

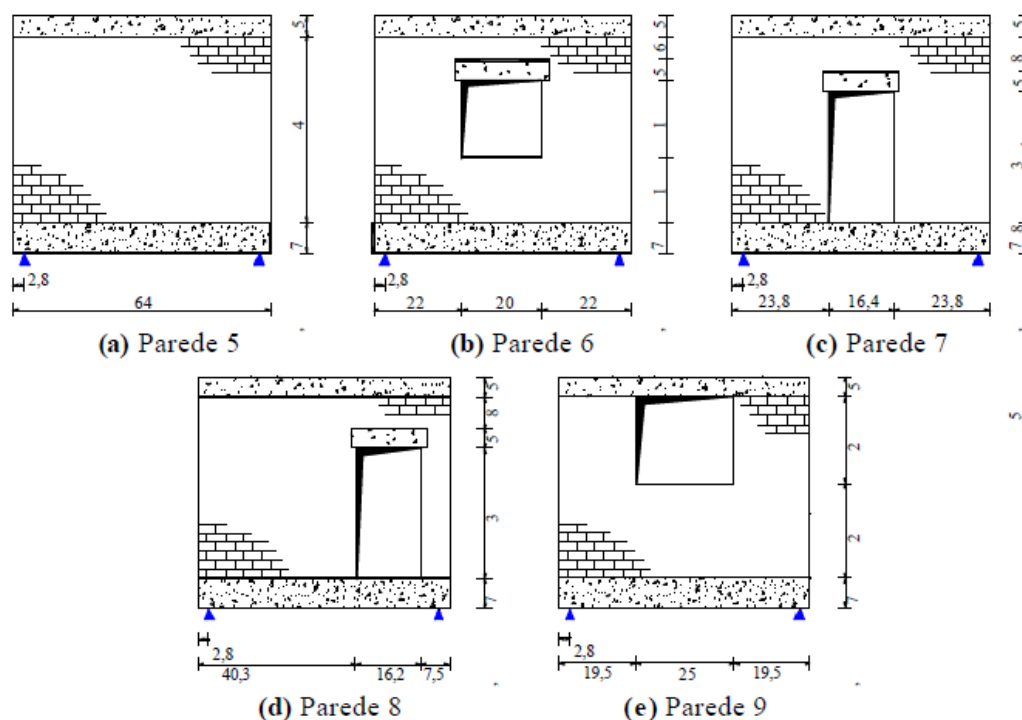
**Fonte: Barbosa, (2000)**

A resistência característica de compressão da argamassa, medida aos 28 dias, foi de 0,0452 kN/cm<sup>2</sup> e a resistência característica à tração foi de 0,0335 kN/cm<sup>2</sup> (ROSENHAUPT, 1962 apud BARBOSA, 2000, p. 28).

#### 4.2 ENSAIOS REALIZADOS POR DAVIES e AHMED

O estudo de Davies e Ahmed (1976) relata ensaios realizados em quatro tipos de paredes com diferentes aberturas. Este estudo apresenta resultados de ensaios em escala reduzida para paredes com aberturas de portas e janelas. Tais resultados foram comparados com aqueles obtidos em paredes sem aberturas. Os ensaios foram feitos em escala reduzida em 1/3 e concreto com traço 1:2:4. As paredes foram submetidas á um carregamento vertical uniformemente distribuído no topo da parede até o momento da ruptura.

A Figura 27 ilustra as características geométricas das paredes e suas respectivas nomenclaturas, sendo todas as dimensões em centímetros. Como se pode observar, a Parede 5 refere-se a parede sem aberturas, a qual será uma das paredes que servirão de referência para avaliar os métodos simplificados descritos anteriormente.



**Figura 27 – Paredes ensaiadas por Davies e Ahmed: Medidas em cm.**  
**Fonte: Barbosa (2000)**

A Tabela 8 descreve as propriedades dos materiais utilizados nos ensaios. As dimensões e as propriedades físicas da parede e da viga foram mantidas constantes em todos os casos.

**Tabela 8 – Propriedades dos materiais usados por Davies e Ahmed**

(continua)

Dados dos ensaios	
Tipo de bloco (cm)	Tijolos cerâmicos 3,6 x 2,5 x 7,7
Espessura da parede e da cinta (cm)	3,6
Altura da parede (cm)	46
Altura da cinta (cm)	5
Comprimento da parede (cm)	64
Comprimento do vão (cm)	58,4
Seção da viga (cm <sup>2</sup> )	7,5x7,5
Armadura da cinta	2 $\phi$ 5
Armadura do topo da viga	2 $\phi$ 5
Armadura da base da viga	2 $\phi$ 5 (Parede 5)
Resistência à compressão da parede (kN/cm <sup>2</sup> )	1,31

**Tabela 8 – Propriedades dos materiais usados por Davies e Ahmed**

(conclusão)

Dados dos ensaios	
$E_{\text{parede}}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	210
Resistência à compressão do concreto (kN/cm <sup>2</sup> )	5,1
$E_{\text{concreto}}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	2800
Tensão de escoamento do aço (kN/cm <sup>2</sup> )	25,17
$E_{\text{aço}}$ (kNcm <sup>2</sup> )	17300
Carga no topo da Parede 5	0,346 e 0,173

**Fonte: Barbosa, (2000)**

## 5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Para atingir os objetivos propostos foram adotados os seguintes procedimentos:

Foi feita uma revisão bibliográfica em dois tópicos: uma sobre o efeito arco, considerações feitas ao longo das últimas décadas sobre o tema e outra sobre os métodos de análise da interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado que consideram o efeito arco em suas análises.

Em seguida, definiram-se três modelos para o sistema parede-viga que serviriam de comparação: a “parede 1b” e a “parede 7”, de Rosenhaupt (1962), e a “parede 5” exposta por Davies e Ahmed (1976). Suas propriedades geométricas e características físicas estão descritas na Tabela 9. Os modelos escolhidos são os mesmos apresentados por Barbosa (2000), justificando esta escolha pela existência de dados experimentais dos mesmos e pela aplicabilidade dos métodos descritos no presente trabalho. As nomenclaturas das paredes apresentadas por Rosenhaupt (1962) e Davies e Ahmed (1976) permanecem as mesmas.

**Tabela 9 – Dados para aplicação dos modelos matemáticos simplificados**

	$t_p$ (cm)	$E_{pa}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$E_v$ (kN/cm <sup>2</sup> )	L (cm)	$I_v$ (cm <sup>4</sup> )	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	P (kN)	H (cm)
Parede 1b de Rosenhaupt	7,5	69	2350	185	2109,39	112,5	32,77	133,10
Parede 7 de Rosenhaupt	10,0	200	2350	187	2109,39	112,5	86,9	133,5
Parede 5 de Davies e Ahmed	3,6	210	2800	58,4	263,67	56,25	79,7	51

**Fonte: Barbosa, (2000)**

Após a definição dos dados referentes às paredes modelo, foram aplicados os métodos simplificados descritos no Capítulo 3 deste trabalho, com exceção da análise segundo Wood e Simms (1952). Essa desconsideração do modelo de Wood se dá pela indisponibilidade de informações mais completas sobre este método, além de se justificar por tratar-se de um método mais antigo que ao decorrer do procedimento trata os dados com forma não condizente com o fenômeno do momento e também contra a segurança da estrutura (TOMAZELA, 1995, p. 64).

Além da desconsideração do método de Wood (1952), o modelo de Green et al. (1973) foi aplicado com certas restrições. Apesar de este método ser

caracterizado por considerar as dimensões dos apoios, para efeito de comparação com os outros métodos, a largura  $b$  do apoio foi considerada nula, tornando os apoios pontuais semelhantemente aos demais métodos.

Junto aos modelos simplificados, foram expostos os dados apresentados por Barbosa (2000) segundo os Modelos 1 e 2, além dos dados experimentais para cada parede.

Em seguida, foi feita uma comparação dos valores obtidos nos modelos simplificados com os valores dos modelos mais complexos e com os dados experimentais, sendo analisada a eficiência de cada método.

## 6 APRESENTAÇÕES E DISCUSSÕES

### 6.1 EXPOSIÇÃO DOS RESULTADOS

A seguir, serão expostos os valores obtidos através dos métodos simplificados, aplicados a cada parede, referentes à máxima tensão normal vertical, máxima tensão cisalhante, máximo momento fletor, momento fletor no centro do vão, máximo esforço de tração e máximas flechas. Nota-se que nem todos os métodos contemplam o cálculo das todas as variáveis descritas, e, portanto haverá uma indicação quanto aos dados indisponíveis. Para cada parede aplicada, também são expostos os resultados experimentais obtidos na literatura.

#### 6.1.1 Parede 1b de Rosenhaupt

Os métodos apresentados anteriormente foram aplicados à parede 1b, a qual tem suas características geométricas descritas na Tabela 9. Os resultados para cada um dos modelos estão disponíveis na Tabela 10, a seguir:

**Tabela 10 – Comparação de resultados – Parede 1b de Rosenhaupt**

	$\sigma_{\max}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{\max}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$M_{\max}$ (kN.cm)	$M_{\text{cen}}$ (kN.cm)	$T_{\max}$ (kN)	$\delta_{\max}$ (cm)
Smith e Riddington Modelo A (1983)	0,159	0,059	298,90	-	8,19	-
Smith e Riddington Modelo B (1977)	0,237	-	174,93	-	9,63	-
Davies e Ahmed (1977)	0,161	0,049	777,03	101,61	10,14	0,10
Green et al. (1973)	0,037	0,023	-	-156,34	8,19	-
Experimental	0,075	*	*	*	8,80	0,025
Barbosa – Modelo1 (2000)	0,090	0,014	79,73	79,73	4,80	0,066
Barbosa – Modelo 2 (2000)	0,092	0,015	92,15	71,79	7,45	0,059

**Fonte: Autoria própria**

**- Método não prevê o cálculo**

**\* Dados indisponíveis**

É possível observar que em relação à tensão normal vertical, o Modelo B de Smith e Riddington apresentou o maior valor obtido, sendo que este é cerca de três vezes o valor do resultado experimental da Parede 1b.

Para a tensão cisalhante, observa-se que os modelos simplificados apresentam valores bem superiores aos dos modelos de Barbosa.

Com relação ao momento máximo, é possível observar que o método de Davies e Ahmed extrapola dos demais resultados, sendo os valores dos modelos numéricos bem inferiores aos dos demais métodos.

Em relação ao momento central, nota-se que o método de Green et al. apresenta um valor negativo relativamente alto, não condizendo com o fenômeno do momento para vigas biapoiadas. Para os demais métodos, os valores obtidos são bem próximos dos resultados apresentados por Barbosa.

Para a flecha no centro do vão, o valor experimental apresenta-se, segundo Barbosa (2000), extremamente abaixo dos outros valores contidos na tabela.

#### 6.1.2 Parede 7 de Rosenhaupt

A Tabela 11 expõe os valores obtidos na aplicação dos modelos apresentados para a Parede 7. As características geométricas da Parede 7 e os valores de carregamento, estão descritos na Tabela 9.

**Tabela 11 – Comparação de resultados – Parede 7 de Rosenhaupt**

	$\sigma_{\max}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{\max}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$M_{\max}$ (kN.cm)	$M_{\text{cen}}$ (kN.cm)	$T_{\max}$ (kN)	$\delta_{\max}$ (cm)
Smith e Riddington Modelo A (1983)	0,444	0,166	566,84	-	21,72	-
Smith e Riddington Modelo B (1977)	0,687	-	295,94	-	25,55	-
Davies e Ahmed (1977)	0,426	0,113	1581,33	180,96	23,06	0,720
Green et al. (1973)	0,074	0,046	-	-419,65	21,72	-
Experimental	0,107	*	*	*	20,10	0,027
Barbosa – Modelo1 (2000)	0,204	0,032	99,15	31,62	17,66	0,050
Barbosa – Modelo 2 (2000)	0,205	0,025	125	41,16	11,20	0,059

**Fonte: Autoria própria**

**- Método não prevê o cálculo**

**\* Dados indisponíveis**

É possível observar que em relação à tensão normal vertical, novamente o Modelo B de Smith e Riddington apresentou o maior valor. Todos os valores

obtidos, inclusive os valores dos modelos numéricos, apresentam resultados superiores aos do experimental.

Para o cálculo da tensão cisalhante, os modelos de Smith e Riddington e Davies e Ahmed apresentam valores próximos entre si, porém superiores aos demais resultados. O modelo de Green et al. demonstrou maior proximidade com os modelos numéricos.

Tanto para o momento máximo, quanto para o momento central, os métodos simplificados apresentam valores extremamente elevados quando comparados com o modelos numéricos, e assim como na Parede 1b, o modelo de Green et al. apresentou valores de momento no centro do vão, negativos.

Em relação à flecha, o modelo de Davies e Ahmed forneceu resultados excessivos.

### 6.1.3 Parede 5 de Davies e Ahmed

Os resultados dos ensaios da Parede 5, realizados por Davies e Ahmed, além dos resultados dos modelos simplificados apresentados anteriormente estão disponíveis na Tabela 12.

**Tabela 12 – Comparação de resultados – Parede 5 de Davies e Ahmed**

	$\sigma_{\max}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{\max}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$M_{\max}$ (kN.cm)	$M_{\text{cen}}$ (kN.cm)	$T_{\max}$ (kN)	$\delta_{\max}$ (cm)
Smith e Riddington Modelo A (1983)	1,910	0,716	307,91	-	19,92	-
Smith e Riddington Modelo B (1977)	2,739	-	198,55	-	23,44	-
Davies e Ahmed (1977)	2,281	0,708	619,14	61,85	24,75	0,095
Green et al. (1973)	0,606	0,379	-	-110,849	19,92	-
Experimental	0,70	*	*	*	8,65	0,075
Barbosa – Modelo1 (2000)	1,28	0,18	144	144	12,36	0,079
Barbosa – Modelo 2 (2000)	1,40	0,21	152	152	15,40	0,081

**Fonte: Autoria própria**  
**- Método não prevê o cálculo**  
**\* Dados indisponíveis**



Para a tensão normal vertical, nota-se neste caso que o modelo de Davies e Ahmed demonstrou um valor tão elevado quanto o Modelo B de Smith e Riddington. Todos os métodos, inclusive os modelos numéricos apresentam valores superestimados para esta variável.

Para a tensão cisalhante, observa-se que os modelos simplificados novamente apresentaram valores bem superiores aos modelos numéricos.

Para o momento fletor máximo, o método de Davies e Ahmed apresentou valores bem superiores aos demais métodos, semelhantemente às outras paredes em estudo. O método de Green et al. novamente demonstrou valores negativos para o momento no centro do vão.

Finalmente, para o caso dos deslocamentos no centro do vão, todos os modelos apresentados, demonstraram valores próximos quando comparados entre si.

## 6.2 COMENTÁRIOS

Para o caso da tensão normal vertical, todos os métodos apresentados, com exceção da análise segundo Green et al., apresentam valores superiores aos do modelo experimental. O Modelo A de Stafford Smith e Riddington e o modelo de Davies e Ahmed apresentam resultados praticamente iguais em todas as paredes para a tensão normal vertical.

Para a tensão cisalhante, o método de Green et al. possui valores intermediários entre os outros métodos simplificados e os modelos numéricos.

Em relação ao momento máximo, é possível notar que o Modelo B de Smith e Riddington foi o método que mais se aproximou dos modelos numéricos, porém segundo Barbosa (2000) o Modelo A de Smith e Riddington está mais a favor da segurança na consideração do efeito arco para o dimensionamento de vigas.

Quando tratado os valores de momento no centro do vão, é possível notar uma grande discrepância do método de Green et al. com relação aos demais resultados. Provavelmente este valor se dá devido à recomendação do modelo, a qual prediz que seja aplicado a paredes com relação H/L maiores que 1,5.

Para a tração na viga, todos os valores obtidos apresentam valores a favor da segurança.

## 7 CONCLUSÃO

De uma forma geral, pode-se constatar que o efeito arco influencia de forma direta a quantificação das solicitações nos elementos estruturais, tais como momento fletor e a tensão normal vertical. Desta forma, fica evidente que uma correta consideração destas solicitações poderá propiciar uma relevante redução de esforços, e, por consequência, um dimensionamento de elementos estruturais mais esbeltos.

Porém, diante dos resultados apresentados, é notável que a aplicação dos métodos simplificados, descritos no presente trabalho, não pode ser considerada como procedimento definitivo para quantificação do efeito arco. Para Barbosa (2000) esta divergência entre resultados teóricos e experimentais pode ser atribuída ao fato de estes métodos não considerarem a largura do apoio, tampouco a fissuração da parede sobre os apoios. Ainda assim, estes modelos são úteis para verificações rápidas de tensão normal vertical máxima em sistemas parede-viga, deslocamentos verticais e flechas máximas, pois apresentam, em geral, resultados favoráveis à segurança.

É válido destacar que o método dos elementos finitos é uma opção para a análise deste tipo de estrutura, permitindo discretizações em diversas formas para que se obtenham resultados mais plausíveis. Porém, devido a sua complexidade de aplicação, o método dos elementos finitos acaba se tornando uma ferramenta pouco utilizável em escritórios de cálculo e no setor da construção, em geral.

Com relação à norma brasileira, esta não estimula a consideração do efeito arco em projetos de alvenaria estrutural, provavelmente pela dificuldade em se obter precisão na quantificação das solicitações. Em alguns casos, alguns métodos podem fornecer esforços menores que esforços reais, tornando-se não recomendado o uso de regras gerais, principalmente para momentos fletores.

Diante de todas as observações, torna-se evidente a necessidade de um maior aprofundamento nesta área, com a realização de ensaios para obtenção de mais dados experimentais que sirvam de diretriz no aperfeiçoamento de simulações numéricas que favoreçam futuras pesquisas neste campo de estudo.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15961-1:2011: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 2011.

BRITISH STANDARDS – BS. **CP 111: Structural recommendations for loadbearing walls**. London, UK: British Standards Institution, 1948.

BRITISH STANDARDS – BS. **BS 5628: Code of practice for use of masonry – Part 3: Materials and components, design and workmanship**. London, UK: British Standards Institution, 1978.

BARBOSA, Palmira C. **Interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado**. 2000. 106 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

DAVIES, S. R.; AHMED, A. E. **An approximate method for analysing composite walls/beams**. 1977. p.305-320. In: International symposium on load-bearing brickwork - British Ceramic Society, London, 1977.

LU NENG-YUAN; FENG MING-SHUO; SHI GUO-BIN; MO TING-BIN. **The behavior and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams**. 1985. p.1101-1111. International brick/block masonry conference, 7th - Melbourne. Proc. v.2, 1985.

PARSEKIAN, Guilherme A.; SOARES, Márcia M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto execução e controle**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010.

RAMALHO, Marcio; CORRÊA Márcio R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Editora Pini, 2003.

RIDDINGTON, J. R.; SMITH, B. S. **Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures**. 1978. p.137-151. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, v.64, 1978.

ROSENHAUPT, S. **Experimental study of masonry walls on beams**. 1962. p.137-166. Journal of the Structural Division, ASCE, v.88 , n.ST3, 1962.

SILVA, Tiago F. T. **Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado.** 2005. 104 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SMITH, B. S.; PRADOLIN, L. **Composite design method for masonry walls on concrete beams.** 1983. p.337-349. Canadian Journal of Civil Engineers, v.10, 1983.

SMITH, B. S.; RIDDINGTON, J. R. **The composite behavior of elastic wall-beam systems.** 1977. p.377-391. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v.63, 1977.

TOMAZELA, Claudio A. **Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural. São Carlos.** 1995. 249 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

WOOD, R. H. **Studies in composite construction. Part 1: The composite action of brick panel walls supported on reinforced concrete beams.** 1952. 25p. Her Majesty's Stationery Office. (National Building Studies, Research Paper n.13), London, 1952.

WOOD, R. H.; SIMMS, L. G. **A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams.** 1969. 6p. (BRS Current Paper CP26/69) – Building Research Station, Garston, UK, 1969.