

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

ALLAN CARLOS DAMASCENO MARCHINI

**ANÁLISE COMPARATIVA PARA O CÁLCULO DE ALVENARIA  
ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO UTILIZANDO O  
MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS E O MÉTODO DOS  
ESTADOS LIMITES**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2014

ALLAN CARLOS DAMASCENO MARCHINI

**ANÁLISE COMPARATIVA PARA O CÁLCULO DE ALVENARIA  
ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO UTILIZANDO O  
MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS E O MÉTODO DOS  
ESTADOS LIMITES**

Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso de  
Graduação, do Curso Superior em Engenharia Civil,  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim  
Corelhano

CAMPO MOURÃO

2014



Ministério da Educação  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
Câmpus Campo Mourão  
Diretoria de Graduação e Educação Profissional  
Coordenação de Engenharia Civil



---

## TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso Nº 35

### ANÁLISE COMPARATIVA PARA O CÁLCULO DE ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO UTILIZANDO O MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS E O MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

por

**Allan Carlos Damasceno Marchini**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 15h:30min do dia 12 de Fevereiro de 2014 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. Leandro Waidemam**

( UTFPR )

**Prof. Dr. Ronaldo Rigobello**

( UTFPR )

**Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim  
Corelhano**

(UTFPR)

**Orientador**

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim Corelhano**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

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

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

Aos meus pais, irmãos e minha namorada.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus acima de tudo, pois é ele que me guiou em todos os passos de minha vida protegendo e abençoando, e sem Ele não somos nada.

Aos abençoados pais que Deus me proporcionou, minha mãe Roseli, e meu pai José, por toda dedicação e amor que sempre tiveram comigo, tendo a calma de saber me aconselhar nas horas difíceis da vida, são pessoas que sempre vou seguir como exemplo de vida, e também é claro meus irmãos André e Andrei que sempre me apoiaram nesses anos de graduação.

A minha namorada e companheira de toda hora, Elizama, por toda paciência, carinho e amor, sendo compreensiva nos momentos em que não pude estar com ela, além de me ajudar em alguns momentos possível para elaboração deste trabalho.

De maneira especial, agradeço meu professor orientador Giovanni, por toda atenção e compreensão dada para mim no decorrer deste trabalho, sempre tendo calma para me ensinar e me ajudando a superar as diversas dificuldades encontradas no percurso deste trabalho, pois sem ele este trabalho não aconteceria.

Agradeço a meus amigos Elder, Carlos Eduardo, Anderson Pitol e Saymon, que sempre estiveram do meu lado nos 5 anos de graduação, estudando dia e noite e sempre apoiando uns os outros.

Por fim, agradeço a todos os professores que me passaram conhecimentos no decorrer da minha graduação, e todos os meus colegas de sala.

## RESUMO

Marchini, Allan Carlos Damasceno. **Análise comparativa para o cálculo de alvenaria estrutural de blocos de concreto utilizando o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites.** 2014. 68 P. Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2014.

A alvenaria estrutural em blocos de concreto é um sistema construtivo consolidado em grandes centros do Brasil, especialmente na região Sudeste, justificando a necessidade de desenvolvimento contínuo de estudos sobre o comportamento desse sistema. Em 2011 a norma para dimensionamento passou por mudanças, ocorrendo à substituição da NBR 10837:1989 baseada no método das tensões admissíveis pela NBR 15961-1: 2011 baseada no método dos estados limites. Esta mudança foi necessária, pois o método dos estados limites é um método semiprobabilístico, mais moderno, tornando o dimensionamento mais racional. O método dos estados limites possibilita a comparações de diversas combinações para os vários tipos de ações utilizando múltiplos coeficientes de ponderação das ações, tornando o método mais confiável, aproximando melhor as hipóteses de cálculo ao comportamento real da estrutura. Este trabalho compara o dimensionamento às tensões normais de paredes de edificações com 3, 6, e 9 pavimentos em alvenaria estrutural utilizando os dois métodos. Os resultados obtidos mostram que o método dos estados limites, a depender da altura dos edifícios leva a resistências necessárias de prismas da ordem de 10 a 20% menores que as obtidas pelo método das tensões admissíveis.

**Palavras-chave:** Alvenaria estrutural; Tensões admissíveis; Estados limites.

## ABSTRACT

Marchini, Allan Carlos Damasceno. **Comparative analysis for the design of structural masonry in concrete blocks by allowable stresses method and limit states method**. 2014. 68 P. Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2014.

Structural masonry in concrete blocks is a consolidated building system in metropolitan areas of Brazil, especially in southwest region, justifying the need for continued studies on the structural behavior of the system. In 2011 the standard design code underwent changes, occurring substitution of the NBR 10837:1989 based on the allowable stresses method by the NBR 15961-1 : 2011 based on the limit states method. This change was necessary due to limit states method is a more modern semi probabilistic method, leading to a rational design. The limit state method enables comparisons of different load combinations for various types of cases by multiple weightings coefficients, making the method more secure and approximating better the parameters for design with the real behavior of the structure. This paper compares the design of walls under normal stresses of buildings with 3, 6, and 9 floors in structural masonry by the both methods. The results show that limit states method, depending on the height of the buildings, leads to required resistances of prisms around 10 - 20% lower than required resistances obtained by the allowable stresses method.

Keywords: Structural masonry; Allowable stresses; Limit states.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - EVOLUÇÃO DA SEGURANÇA AO LONGO DO TEMPO. ADAPTADO DE HENRIQUES (1998). .....	21
FIGURA 2 - CURVA DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL OU DE GAUSS.....	26
FIGURA 3 - CARGAS CONCENTRADAS.....	29
FIGURA 4 - DIAGRAMAS DE TENSÕES PARA A ALVENARIA NÃO-ARMADA. ....	30
FIGURA 5 - DIAGRAMAS DE DEFORMAÇÕES E TENSÕES PARA A ALVENARIA ARMADA.....	31
FIGURA 6 - FLEXO-COMPRESSÃO – SEÇÃO RETANGULAR. ....	34
FIGURA 7 - PLANTA BAIXA DA MODELAGEM TRIDIMENSIONAL DOS PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO COM ELEMENTOS BARRA. ....	37
FIGURA 8 - TRECHOS DE ALVENARIA (LINTÉIS) ENTRE ABERTURAS DE PORTA E JANELA. ....	38
FIGURA 9 - ARRANJO ARQUITETÔNICO DO PAVIMENTO TIPO. ....	41
FIGURA 10 - FLUXOGRAMA METODOLÓGICO. ....	42
FIGURA 11 - MODELAGEM DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO.....	43
FIGURA 12 - MODELAGEM 3D EM LINHAS. ....	44
FIGURA 13 - MODELAGEM 3D EM EXTRUSÃO.....	45
FIGURA 14 – PLANTA DE FORMA DAS LAJES.....	48
FIGURA 15– DIMENSÕES DO EDIFÍCIO. ....	51
FIGURA 16 – PAREDES ANALISADAS. ....	53



## **LISTA DE QUADROS**

QUADRO 1 - TENSÕES ADMISSÍVEIS NA ALVENARIA NÃO ARMADA .....	25
QUADRO 2 - TENSÕES ADMISSÍVEIS NA ALVENARIA ARMADA. ....	26
QUADRO 3 - VALORES DO COEFICIENTE J. ....	35

## **LISTA DE GRÁFICOS**

GRÁFICO 1 – RESISTÊNCIA DOS BLOCOS PARA 3 PAVIMENTOS. ....	73
GRÁFICO 2 – RESISTÊNCIA DOS BLOCOS PARA 6 PAVIMENTOS. ....	73
GRÁFICO 3 – RESISTÊNCIA DOS BLOCOS PARA 9 PAVIMENTOS. ....	74

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CARREGAMENTOS E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO PAVIMENTO TIPO. ....	47
TABELA 7 - SITUAÇÕES DE CARREGAMENTO PARA TENSÕES ADMISSÍVEIS.....	53
TABELA 8 – COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADO LIMITES.....	54
TABELA 9 - DIMENSIONAMENTO PY1 EDIFÍCIO 3 PAVIMENTO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	60
TABELA 10 - DIMENSIONAMENTO PY1 EDIFÍCIO 3 PAVIMENTO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES..	60
TABELA 11 – DIMENSIONAMENTO PX21 EDIFÍCIO 3 PAVIMENTO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	61
TABELA 12 - DIMENSIONAMENTO PX21 EDIFÍCIO 3 PAVIMENTO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	61
TABELA 13 - RESISTÊNCIA DO BLOCO TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	62
TABELA 14 - RESISTÊNCIA DO BLOCO ESTADOS LIMITES.....	62
TABELA 15 - DIMENSIONAMENTO PY1 EDIFÍCIO 6 PAVIMENTO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	64
TABELA 16 - DIMENSIONAMENTO PY1 EDIFÍCIO 6 PAVIMENTO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES..	64
TABELA 17 – DIMENSIONAMENTO PX21 EDIFÍCIO 6 PAVIMENTO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	65
TABELA 18 - DIMENSIONAMENTO PX21 EDIFÍCIO 6 PAVIMENTO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	65
TABELA 19 - RESISTÊNCIA DO BLOCO TENSÕES ADMISSÍVEIS LIMITES .....	66
TABELA 20- RESISTÊNCIA DO BLOCO ESTADOS LIMITES.....	66
TABELA 21- DIMENSIONAMENTO PY1 EDIFÍCIO 9 PAVIMENTO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	68
TABELA 22 - DIMENSIONAMENTO PY1 EDIFÍCIO 9 PAVIMENTO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES..	68
TABELA 23 – DIMENSIONAMENTO PX21 EDIFÍCIO 9 PAVIMENTO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	69
TABELA 24 - DIMENSIONAMENTO PX21 EDIFÍCIO 9 PAVIMENTO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	70
TABELA 25 - RESISTÊNCIA DO BLOCO TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	71
TABELA 26 - RESISTÊNCIA DO BLOCO ESTADOS LIMITES.....	71

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
<b>2 OBJETIVOS</b> .....	<b>15</b>
2.1 OBJETIVO GERAL.....	15
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
<b>3 JUSTIFICATIVA</b> .....	<b>16</b>
<b>4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>18</b>
4.1 ALVENARIA ESTRUTURAL EM BLOCO DE CONCRETO .....	18
4.1.1 Definições Básicas do Sistema .....	18
4.1.2 Características Técnicas .....	18
4.1.3 Vantagens .....	19
4.1.4 Desvantagens .....	20
4.2 AVANÇO DA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL .....	20
4.3 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	23
4.3.1 Determinação das tensões admissíveis para alvenaria de blocos de concreto	24
4.3.2 Tensões admissíveis na alvenaria .....	24
4.4 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES.....	26
4.4.1 Estado Limite Último.....	26
4.4.2 Estado Limite Serviço.....	27
4.4.3 Processo simplificado do método dos estados limites .....	27
4.4.4 Dimensionamento da alvenaria à compressão simples .....	28
4.4.4.1 Resistência de cálculo em paredes.....	28
4.4.4.2 Forças concentradas.....	29
4.4.5 Dimensionamento da alvenaria à flexão simples .....	29
4.4.5.1 Alvenaria não-armada .....	29
4.4.5.2 Alvenaria armada .....	30
4.4.6 Dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos à flexo-compressão .....	32
4.4.6.1 Alvenaria armada .....	33
4.4.6.1.1 Elementos curtos.....	33

4.4.6.1.2 Elementos Esbeltos.....	35
4.4.7 Conceitos Finais.....	36
4.5 ASPECTOS DE MODELAGEM.....	36
<b>5 METODOLOGIA.....</b>	<b>40</b>
5.1 MATERIAIS.....	40
5.2 MÉTODOS.....	42
<b>6 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>47</b>
6.1 CARGAS VERTICAIS.....	47
6.2 AÇÕES HORIZONTAIS.....	50
6.3 ESFORÇOS SOLICITANTES.....	52
6.4 DIMENSIONAMENTO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS.....	54
6.4.1 Equação de Interação para Verificação da Compressão.....	55
6.4.2 Verificação da tração.....	55
6.4.3 Tensão de Compressão Atuante.....	55
6.4.4 Tensão de Flexão Atuante.....	56
6.4.5 Tensão Admissível à Compressão.....	56
6.4.6 Tensão Admissível de Flexão.....	57
6.4.7 Tensão Atuante da Alvenaria.....	57
6.5 DIMENSIONAMENTO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES.....	57
6.5.1 Equação de Interação para Verificação da Compressão.....	57
6.5.2 Verificação da tensão de tração.....	58
6.6 DIMENSIONAMENTO EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS.....	59
6.7 DIMENSIONAMENTO EDIFÍCIO DE 6 PAVIMENTOS.....	63
6.8 DIMENSIONAMENTO EDIFÍCIO DE 9 PAVIMENTOS.....	67
6.9 COMPARATIVO DAS RESISTÊNCIAS.....	72
<b>7 CONCLUSÕES.....</b>	<b>75</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>76</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O aumento da concorrência no mercado da construção civil do Brasil faz com que empresas da área procurem diferentes maneiras para proporcionar uma economia no seu empreendimento, visando também a qualidade do mesmo e com isso estar sempre a frente dos concorrentes no mercado (ACCETTI, 1998).

A alvenaria estrutural de blocos de concreto é uma das formas de se resolver este problema, pois é um sistema construtivo que vem sendo empregado cada vez mais em diferentes tipos de edificações nos últimos anos. É utilizada tanto em residências populares de baixo padrão, como em grandes edifícios de alto padrão, pois com ele é possível se obter uma racionalização do projeto e da execução da obra tornando o sistema atrativo (ATAÍDE, 2005).

A NBR 10837:1989 que utiliza o método das tensões admissíveis para o cálculo e verificação da segurança de projeto de alvenaria estrutural de blocos de concreto esteve em vigor até o ano de 2011, quando foi substituída pela NBR 15961-1: 2011, que utiliza o método dos estados limites para dimensionamento.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003) o método das tensões admissíveis é considerado antiquado para o dimensionamento, pois não possibilita um controle sobre a segurança estrutural e nem atende algumas necessidades para o desenvolvimento do projeto, fazendo com que este não se aproxime do comportamento real da estrutura projetada.

Ataíde e Corrêa (2006) apontam que o método dos estados limites traz uma melhoria no dimensionamento da alvenaria estrutural, uma vez que com ele é possível garantir um dimensionamento mais seguro, pois utiliza métodos semiprobabilísticos de dimensionamento, identificando assim, quase todos os modos de colapsos ou condições para a estrutura que foi projetada, evitando interpretações erradas.

Portanto, este trabalho visa fazer uma comparação entre os dois métodos através do dimensionamento de edificações de 3, 6, e 9 pavimentos, confrontando os resultados obtidos e as principais diferenças entre eles, de

maneira que possa ser verificado o quanto varia estas diferenças de acordo com o numero de pavimentos.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

Comparar o dimensionamento às tensões normais de paredes de edificações com 3, 6, e 9 pavimentos em alvenaria estrutural de blocos de concreto utilizando o método das tensões admissíveis segundo a norma NBR 10837:1989 e o método dos estados limites segundo a norma NBR 15961-1: 2011.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar estruturas de edifícios residenciais em alvenaria estrutural de blocos de concreto utilizando o método das tensões admissíveis através da NBR 10837:1989;

- Analisar estruturas de edifícios residenciais em alvenaria estrutural de blocos de concreto utilizando o método dos estados limites através da NBR 15961-1: 2011;

- Analisar as principais diferenças e os resultados obtidos no dimensionamento às tensões normais através dos dois métodos;



### 3 JUSTIFICATIVA

A alvenaria estrutural de blocos de concreto é um sistema construtivo já consolidado, e que vem crescendo consideravelmente na construção civil brasileira. Uma das principais vantagens deste sistema é a racionalização no processo construtivo, levando a um empreendimento com boa qualidade a um custo menor, características que faz com que muitas construtoras de grande e pequeno porte optem por utilizar este sistema construtivo, para cada vez mais ganhar espaço neste mercado tão competitivo.

Até o ano de 2011 a NBR 10837(1989) era a norma sobre dimensionamento de alvenaria estrutural de blocos de concreto vazado, baseada no método das tensões admissíveis. Para Ramalho e Corrêa (2003), a norma era considerada antiquada e apresentava sérias deficiências, como a impossibilidade de se interpretar o coeficiente de segurança  $\gamma_i$  como um coeficiente externo, preocupação exclusiva com a relação serviço-ruptura e ainda considerar que a estrutura terá um comportamento linear durante toda a vida útil. Podendo assim fornecer resultados distorcidos, sem conseguir atender requisitos básicos de segurança e nem as necessidades para desenvolvimento de um projeto com critérios mais realistas.

Com a necessidade de fazer alterações, a fim de melhorar os modelos de cálculo e dimensionamento do sistema construtivo, no ano de 2011 a NBR 10837(1989) foi substituída pela NBR 15961(2011), sendo esta baseada no método dos estados limites, objetivando garantir um dimensionamento seguro, evitando interpretações erradas, além de ser um processo mais racional e mais moderno, indo de encontro aos métodos semiprobabilísticos e probabilísticos de dimensionamento, pois identifica quase todos os modos de colapsos ou condições para as quais a estrutura fora projetada e deixaria de atender. Este método já é empregado em estruturas de concreto armado há muitos anos, o que mostra a necessidade no avanço da alvenaria estrutural. (ATAÍDE e CORRÊA, 2006).

Sendo assim, é válido um estudo comparativo entre os dois métodos, para através da comparação dos resultados obtidos, analisar as principais diferenças entre as normas.

## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 4.1 ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO

#### 4.1.1 Definições Básicas do Sistema

Segundo Camacho (2006), alvenaria estrutural é um sistema construtivo na qual os elementos que desempenham a função estrutural são de alvenaria, sendo os mesmos projetados, dimensionados e executados de forma racional para que se possa ter uma economia no final da obra.

Em construções de alvenaria estrutural, as paredes têm varias funções a serem exercidas, proporcionando simultaneamente: vedação externa e interna, rigidez estrutural, proteção térmica, acústica e ao fogo, podendo ainda conferir funções estéticas e arquitetônicas, proporcionar construções com grande durabilidade e de ótima qualidade. Porém para obter estes objetivos é necessário que os materiais tenham boa qualidade e que seja realizado um controle durante a execução da obra (BASTOS, 1993).

#### 4.1.2 Características Técnicas

A NBR 10837 (1989) define a utilização da construção em alvenaria estrutural de três formas: armada, não armada e parcialmente armada.

A norma define cada tipo da seguinte maneira:

Alvenaria não armada é aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, e que contém armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, não sendo esta última considerada na absorção dos esforços calculados.

Alvenaria armada é aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas continuamente com graute, contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração.

Estrutura de alvenaria parcialmente armada de blocos vazados de concreto é aquela em que algumas paredes são construídas, segundo as recomendações da alvenaria armada, com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, e que contém armaduras localizadas em algumas cavidades preenchidas com graute, para resistir aos esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, sendo as paredes restantes consideradas não armadas (NBR 10837).

#### 4.1.3 Vantagens

A alvenaria estrutural de blocos de concreto vem sendo cada vez mais utilizada, isto ocorre devido alguns fatores que torna este sistema mais vantajoso.

Para Camacho (2006) as principais vantagens técnicas deste sistema são:

- Redução de custos: as reduções podem chegar a até 30%, devido principalmente as simplificações técnicas e a economia com formas e escoramentos, entretanto para que se possa obter esta redução é necessário que se faça uma adequada aplicação das técnicas de projeto e execução.

- Menor diversidade de materiais empregados: menor variedade de materiais encontrados na obra, diminuindo assim o numero de subempreiteiras e a complexidade da etapa executiva, além de baixar o risco de atraso na execução em função de atraso de materiais, equipamento ou mão de obra.

- Maior rapidez de execução: as simplificações das técnicas construtivas fazem com que se tenha um ganho no tempo de execução da obra, permitindo assim, um retorno mais rápido do capital empregado.

- Robustez estrutural: é uma das principais características deste sistema construtivo, obtendo assim uma estrutura com maior resistência a danos patológicos oriundos de movimentações da estrutura, e também uma maior reserva na segurança frente às ruínas parciais.

#### 4.1.4 Desvantagens

Como qualquer outro sistema construtivo, este não apresenta apenas vantagens quando comparado com outros métodos. Lavandoski (2011) cita algumas desvantagens da alvenaria estrutural em bloco de concreto. São elas:

- Limitações para mudança de layout: as paredes têm função estrutural, elas não podem ser removidas caso o proprietário queira fazer alguma mudança como modificar a posição ou dimensões de uma porta ou janela, fazendo com que a mudança do layout fique limitada. Para que possa ter esta flexibilidade em alguma parede da edificação é necessário que se defina no projeto quais as paredes que não terão função estrutural, para que se desejado, estas possam ser removidas após a execução da obra.

- Mão de obra qualificada: este é um aspecto muito importante neste método de construção, pois não permite muitos ajustes como ocorre no sistema convencional, portanto é importante que se tenha mão de obra apta a usar as técnicas adequadas para a execução.

#### 4.2 AVANÇO DA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Estruturas são projetadas considerando três importantes aspectos: segurança, economia e durabilidade. A segurança diz respeito à capacidade da estrutura de suportar diferentes ações que venham a solicitá-la durante sua vida útil, mantendo as condições de projeto, sem afetar o funcionamento para o qual foi destinada (ATAÍDE; CORRÊA, 2006).

Ataíde (2005) ressalta que desde a antiguidade os construtores encontravam problemas para obtenção de estruturas com resistências apropriadas. O dimensionamento de seções críticas era feito utilizando formulas empíricas, considerando implicitamente um coeficiente de segurança, uma parcela de sobrecarga e uma determinada resistência do material, deixando evidente que estes construtores não tinham conhecimento suficiente

sobre o comportamento dos materiais e das estruturas que estavam dimensionando, contando apenas com sua experiência e intuição. Mediante ao fato de que eles não tinham um domínio sobre o comportamento exato da estrutura e técnicas aprimoradas para construí-las, a única preocupação era de edificar com segurança. Nos dias de hoje, esta metodologia levaria a estruturas consideradas antieconômicas.

A figura 1 mostra a evolução esquemática da segurança estrutural, onde é relacionado o nível de segurança com o tempo, essa segurança que afeta diretamente o custo da construção. Quando é construída pela primeira vez a estrutura tem um nível de segurança alto, pois o meio técnico ainda tem pouca experiência e confiança, obtendo assim estruturas “pesadas”. Com o passar do tempo e experiências bem sucedidas o meio técnico vai ganhando confiança, resultando em estruturas mais “leves”, até chegar um momento em que ocorre uma falha, que muitas vezes pode ser trágica, com perdas de vidas. Em resposta à tragédia na maioria das vezes o meio técnico acaba aumentando a segurança mais que o necessário. Este processo vai sendo repetido por varias vezes até que possa se aproximar de um dimensionamento que pode ser considerado ótimo.

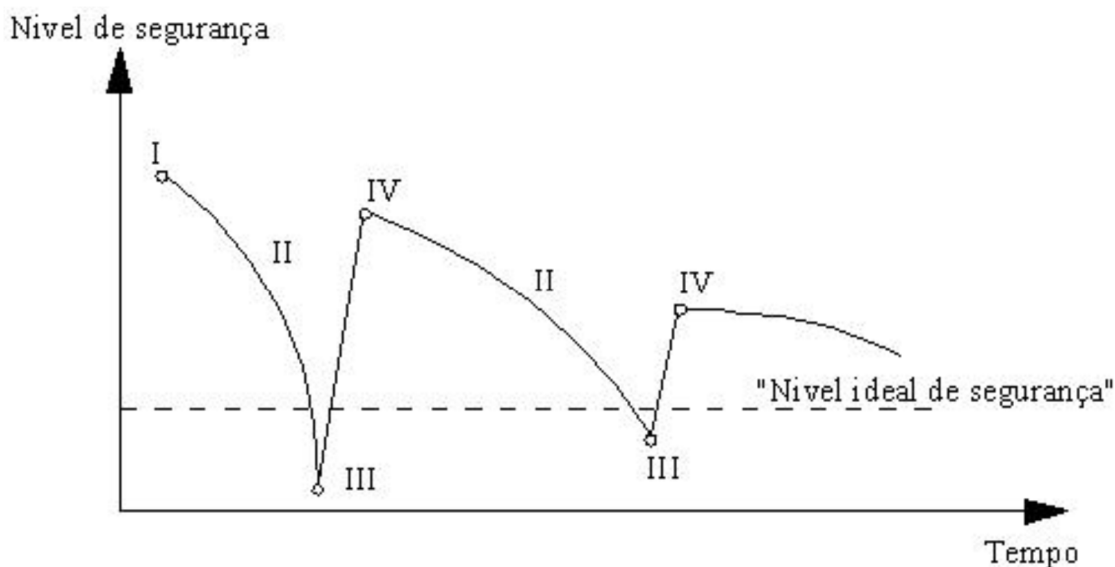


Figura 1 - Evolução da segurança ao longo do tempo. Adaptado de HENRIQUES (1998).  
Fonte: Ataíde (2005).

Onde Ataíde (2005) mostra que:

- I - Período de dimensionamento conservador, com nível de segurança muito elevado.
- II - Aumento da confiança, graças a experiências bem sucedidas, com diminuição gradual do nível de segurança.
- III - Ocorrência de falha na estrutura, geralmente catastrófica.
- IV - Aumento do nível e segurança para as estruturas seguintes, uma compensação por causa do medo de novas falhas estruturais.

Segundo Henriques (1998) este método empírico prevaleceu até o início do século XIX, onde começou a ocorrer um desenvolvimento industrial, fazendo com que fosse possível determinar com maior precisão as propriedades físicas dos materiais, podendo assim, determinar os esforços internos, deformações e deslocamentos que eram causados aplicando um determinado carregamento. Com a determinação do comportamento das estruturas e a ajuda de processos numéricos ou gráficos, foi possível executar projetos mais racionais para construções.

Com a chegada de novos materiais como o aço e o concreto não era mais possível se utilizar métodos tão antiquados de cálculo. Utilizando as novas teorias e ensaios laboratoriais, foi criado o conceito de tensões admissíveis. Este método admite que os materiais têm um comportamento elástico linear, entretanto através deste conceito ainda ficava-se distante de prever e conhecer a resistências e as solicitações reais. (ATAÍDE, 2005).

Este critério de segurança foi utilizado durante anos, de acordo com Henriques (1998) foi aproveitado por cerca de um século, neste período com os desenvolvimentos que ocorreram na produção dos materiais e o maior conhecimento da funcionalidade da estrutura e das cargas aplicadas, fizeram com que o coeficiente de segurança tivesse reduções.

A partir da metade do século XX começou a desenvolver conceitos da segurança com uma perspectiva probabilística, surgindo a concepção dos estados limites, buscando corrigir falhas que existiam no método das tensões admissíveis, com isso foram criados os chamados estados limites, ou situações com as suas respectivas consequências, para assim verificar as consequências caso este estado limite fosse ultrapassado. Assim sendo este método estabelece um máximo carregamento, para que a estrutura tenha condições de segurança e utilização, se este valor for ultrapassado e a estrutura for apontada como insegura é determinado um estado limite último,

caso esta estrutura não seja considerada insegura, fica evidenciado um estado limite de serviço (ATAÍDE; CORRÊA, 2006).

### 4.3 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

Neste método são calculadas as máximas tensões que podem ocorrer na estrutura durante sua vida útil, este valor não deve exceder ao valor equivalente às tensões de ruptura ou de escoamento dos materiais, dividido por um coeficiente interno  $\gamma_i$ . Ou seja, as solicitações oriundas das cargas permanentes e acidentais não podem causar tensões que sejam maiores que as tensões admissíveis dos materiais (ACCETTI, 1998).

Segundo Ataíde (2005) a utilização do coeficiente interno foi contestado, pois, percebeu-se que em algumas condições havia uma proximidade da carga de utilização da estrutura com a que caracterizaria a ruptura do elemento. Para resolver este problema, foi elaborado um coeficiente externo  $\gamma_e$ , este é multiplicado ao valor das ações para que possa obter valores majorados das ações para o cálculo. O coeficiente externo é utilizado em elementos que possam apresentar problemas de instabilidade. Fazendo assim, com que o método possa introduzir a segurança de duas maneiras distintas. Ou seja, para elementos que não estão sujeitos a instabilidade, utiliza-se apenas o coeficiente interno, para elementos sujeitos à instabilidade é utilizado também um coeficiente externo.

Ataíde e Corrêa (2006) afirmam que este método tem algumas deficiências, como a falta de verificação de situações de serviço, que em alguns casos podem inviabilizar o uso da estrutura, como quando se tem grandes deformações. Outra deficiência seria a utilização do coeficiente interno considerando que a estrutura manifestaria uma proporcionalidade entre a intensidade do carregamento e a intensidade das tensões, porém, a maioria das estruturas deixa de apresentar esta linearidade antes do colapso ou ruptura.



#### 4.3.1 Determinação das tensões admissíveis para alvenaria de blocos de concreto

Conforme a NBR 10837:(1989), as tensões admissíveis devem ser baseadas na resistência dos primas ( $f_p$ ) aos 28 dias de idade, ou a idade que a estrutura será submetida ao seu carregamento total. Os prismas são formados por dois blocos sobrepostos unidos pela argamassa. Os blocos e argamassa devem ser iguais aos que serão usados na estrutura. Na maioria das vezes opta-se pelo ensaio de prismas, pois é o ensaio mais simples e econômico, e os resultados são satisfatórios.

Camacho (2006) mostra que também podem ser utilizados ensaios em paredes ( $f_{pa}$ ), admitindo um acréscimo na tensão admissível de 43% para alvenaria não armada e 27% na alvenaria armada submetidas à compressão simples. A metodologia de ensaio é prescrita pela NBR 8949.

#### 4.3.2 Tensões admissíveis na alvenaria

No quadro 1 pode ser verificado o cálculo das tensões admissíveis na alvenaria não armada a depender do tipo de solicitação.

Tipo de solicitação	Tensão admissível (MPa)	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
Compressão simples		
Parede	$0,20 f_p R$ ou $(0,286 f_{pa} R)^*$	$0,20 f_p R$ ou $(0,286 f_{pa} R)^*$
Pilar	$0,18 f_p R$	$0,18 f_p R$
Compressão na flexão	$0,30 f_p$	$0,30 f_p$
Tração na flexão		
Normal à fiada	0,15	0,10
Paralela à fiada	0,30	0,20
Cisalhamento	0,25	0,15

Notas: a) (\*) Valor admissível, caso seja usada a resistência de paredes.  
b) Os limites da resistência média da argamassa ( $f_a$ ) também se aplicam à alvenaria armada, isto é:  $5,0 \text{ MPa} \leq f_a \leq 17,0 \text{ MPa}$ .  
c)  $R=1-(h/40t)^3$  o fator de redução da resistência associado à esbeltez ( $h/t$ ), aplicável também à alvenaria armada.

**Quadro 1 - Tensões admissíveis na alvenaria não armada**

Fonte: NBR 10837:1989.

No quadro 2 pode ser verificado o cálculo das tensões admissíveis e os máximos valores na alvenaria armada a depender dos tipos de solicitação.

Tipo de solicitação	Tensão admissível (MPa)	Valores máximos (MPa)
Compressão: Compressão simples Parede Pilar Compressão na flexão	0,225 $f_p$ R (0,286 $f_{pa}$ R) (0,20 $f_p$ + 0,30 $\rho f_{s,c}$ ) R 0,33 $f_p$	0,33 $f_p$ , mas não exeder 6,2 MPa
Cisalhamento: - peças fletidas sem armaduras de cisalhamento - pilares e paredes sem armaduras de cisalhamento  Se $\frac{M}{V.d} \geq 1$  Se $\frac{M}{V.d} < 1$  - peças fletidas com armaduras para absorver todas as tensões de cisalhamento - pilares e paredes com armaduras para absorver todas as tensões de cisalhamento  Se $\frac{M}{V.d} \geq 1$  Se $\frac{M}{V.d} < 1$	$0,09\sqrt{f_p}$  $0,07\sqrt{f_p}$  $0,17\sqrt{f_p}$  $0,25\sqrt{f_p}$  $0,12\sqrt{f_p}$  $0,17\sqrt{f_p}$	0,35  0,25  0,35  1,00  0,50  0,80
Aderência: Barras de aderência normal		1,00
Tensão de contato Em toda a área Em 1/3 da área, pelo menos (*)		0,25 $f_p$ 0,375 $f_p$
Módulo de deformação	400 $f_p$	8000
Módulo de deformação transversal	200 $f_p$	3000
Nota: (*) Este aumento é permitido quando a largura da zona carregada é no mínimo 1/3 da espessura da parede. A tensão de contato admissível, de um carregamento concentrado, de dimensão maior que 1/3 e menor que a área total deve ser interpolada.		

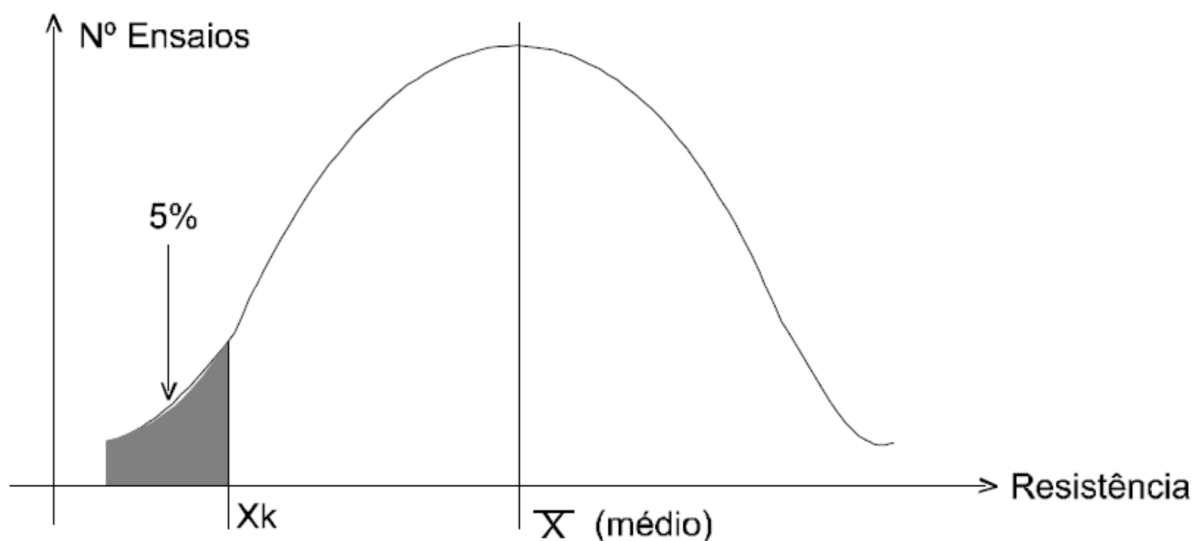
**Quadro 2 - Tensões admissíveis na alvenaria armada.**

Fonte: NBR 10837:1989.

**4.4 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES**

O método dos estados limites determina a segurança das estruturas através da capacidade que o elemento tem para suportar as diversas ações que a estrutura estará sujeita durante sua vida útil, não alcançando assim, os estados de limite últimos.

Segundo Avilla Junior et al. (2006) este método define parâmetros de resistência com 95% de chances de ser alcançada a resistência desejada, ou seja, se fossem feitos ensaios, apenas 5% das peças não alcançariam a resistência especificada. Os resultados encontrados através de diversos ensaios são distribuídos através de uma “curva de distribuição” neste caso, uma curva de “Gauss” que pode ser observada na figura 2. A parcela hachurada representa os 5% dos ensaios que são limitadas através do valor da resistência característica, já o ponto máximo da curva representa o valor médio das resistências.



**Figura 2 - Curva de distribuição normal ou de Gauss.**

Fonte: Avilla Junior et al. (2006).

**4.4.1 Estado Limite Último**

Este estado de limite é caracterizado quando a estrutura não pode mais suportar as ações as quais está submetida, podendo ocorrer o colapso da

estrutura. Estes devem ter uma pequena probabilidade de ocorrência, pois podem levar à perda de vidas. Ataíde (2005) mostra que as causas que dão origem aos estados de limites últimos são:

1. Perda de estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura, assimilada a um corpo rígido;
2. Transformação da estrutura original em uma parcial ou totalmente hipostática;
3. Instabilidade por deformação;
4. Deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta e fissuração que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura;
5. Ruptura das seções críticas da estrutura;
6. Propagação de um colapso (colapso progressivo ou falta de integridade estrutural);
7. Grandes deformações, transformação de mecanismo e instabilidade global (ATAÍDE, 2005, p. 17).

#### 4.4.2 Estado Limite Serviço

O estado limite de serviço ocorre quando é comprometida a utilização funcional ou a durabilidade da estrutura, portanto quando respeitado estes limites, a construção estará adequada para sua utilização e terá uma maior durabilidade. Neste caso não ocorre danos estruturais que possam comprometer de imediato o equilíbrio da estrutura, com isso é permitido uma maior probabilidade de ocorrência destes estados limites, pois não representam riscos às vidas dos ocupantes, apenas desempenho inadequado da estrutura e principalmente aspectos de utilização normal (OLIVEIRA, 2001).

Ataíde (2005) apresenta quais os fenômenos que podem dar origem a estes estados limites:

1. Deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
2. Danos locais excessivos por fissuração, corrosão, etc., e que afetam a aparência, a utilização ou durabilidade da estrutura;
3. Deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio;
4. Vibrações excessivas (ATAÍDE, 2005, p. 17).

#### 4.4.3 Processo simplificado do método dos estados limites

Conforme Oliveira (2011) para elaborar um projeto estrutural através dos estados limites, inicialmente deve ser feito uma verificação da resistência última, pois pode ocasionar a ruína da estrutura, em seguida é feito uma verificação utilizando o estado de serviço, para proporcionar uma melhor utilização da construção. O autor ainda mostra alguns passos a serem seguidos para executar este processo, são eles:

1. Adotar os chamados valores característicos, tanto para as resistências que definem as propriedades mecânicas dos materiais, quanto para as ações que agem sobre as construções.
2. Cobrir os demais elementos de incerteza existentes no cálculo estrutural, pela transformação dos valores característicos em valores de cálculo, através da multiplicação por determinados coeficientes.
3. Admite-se que a estrutura seja segura quando as solicitações de cálculo forem, no máximo, iguais aos valores que podem ser suportados pela estrutura, no estado limite considerado (OLIVEIRA, 2011).

O autor ainda ressalta que é necessário usar de forma apropriada os dados estatísticos disponíveis em um processo de verificação de segurança como este, em especial quando se tem um restrito número de informações, devendo fazer mudanças para que ocorram melhorias, à medida que se obtenha algum tipo de progresso no conhecimento da estrutura.

#### 4.4.4 Dimensionamento da alvenaria à compressão simples

Para o dimensionamento da alvenaria estrutural as expressões são retiradas da NBR 15961: 2011.

##### 4.4.4.1 Resistência de cálculo em paredes

Para a obtenção do esforço resistente de cálculo, utiliza-se a equação (1).

$$N_{Rd} = f_d A R \quad (1)$$

onde:

$N_{Rd}$  Força normal resistente de cálculo;

$f_d$  Resistência de cálculo à compressão do prisma;

$A$  Área da seção resistente;

$R_d = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$ , é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

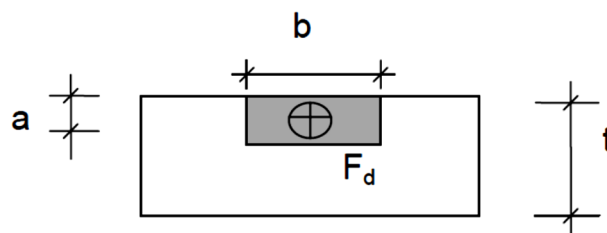
As contribuições das armaduras existentes são sempre desconsideradas.

#### 4.4.4.2 Forças concentradas

As forças de compressão que estão concentradas em regiões de dimensões reduzidas devem atender às seguintes condições:

a) A região de contato deve ser tal que a dimensão segundo a espessura  $t$  deve ser no mínimo igual ao maior dos valores: 50mm ou  $t/3$ , conforme figura 3.

b) A tensão de contato deve ser menor ou no máximo igual a  $1,5 f_d$ .



$$a \geq 50 \text{ mm e } a \geq t/3 ; F_d/(ab) \leq 1,5 f_d$$

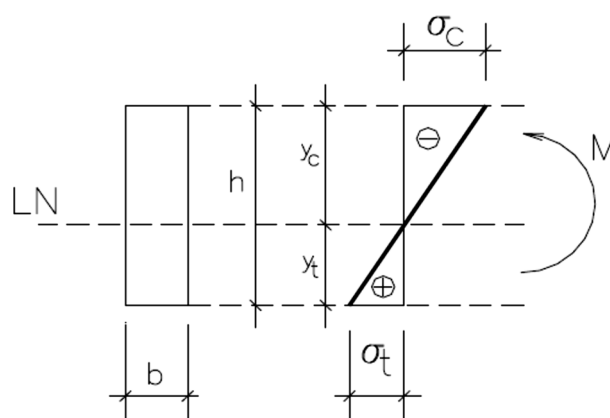
**Figura 3 - Cargas concentradas.**

Fonte: NBR 15961-1:2011.

#### 4.4.5 Dimensionamento da alvenaria à flexão simples

##### 4.4.5.1 Alvenaria não-armada

O cálculo do momento fletor resistente da seção transversal pode ser feito de acordo com o diagrama simplificado indicado na Figura 4.



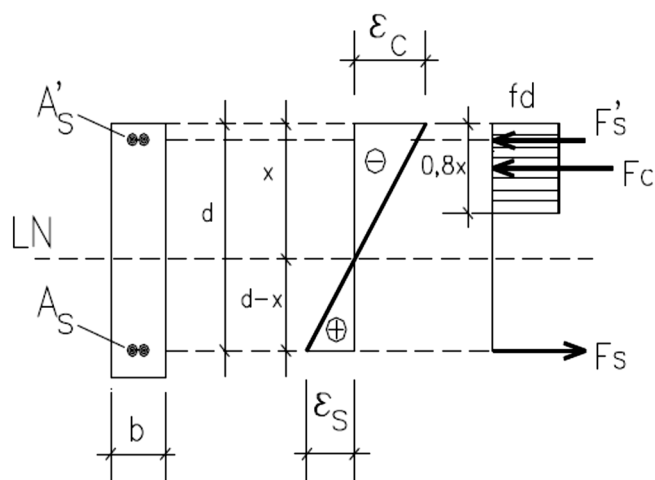
**Figura 4 - Diagramas de tensões para a alvenaria não-armada.**  
**Fonte: NBR 15961-1:2011.**

A máxima tensão de compressão de cálculo na flexão não deve ultrapassar em 50% a resistência de cálculo à compressão da alvenaria, ou seja,  $1,5 f_d$ .

A máxima tensão de cálculo de tração não deve ser superior à resistência de cálculo à tração da alvenaria.

#### 4.4.5.2 Alvenaria armada

Para a alvenaria armada, o cálculo do momento fletor resistente da seção transversal pode ser efetuado com o diagrama simplificado indicado na Figura 5.



**Figura 5 - Diagramas de deformações e tensões para a alvenaria armada.**

Fonte: NBR 15961-1:2011.

Na qual:

$d$	Altura útil da seção
$x$	Altura da linha neutra
$A_s$	Área da armadura tracionada
$A'_s$	Área da armadura comprimida
$\varepsilon_s$	Deformação na armadura tracionada
$\varepsilon_c$	Deformação máxima na alvenaria comprimida
$f_d$	Máxima tensão de compressão
$f_s$	Tensão de tração na armadura
$F_c$	Resultante de compressão na alvenaria
$F_s$	Resultante de forças na armadura tracionada
$F'_s$	Resultante de forças na armadura comprimida

No caso de uma seção retangular fletida com armadura simples o momento fletor resistente de cálculo é obtido através da equação (2).

$$M_{Rd} = A_s F_s Z \quad (2)$$

na qual o braço de alavanca  $z$  é dado pela equação (3).

$$Z = d \left[ 1 - 0,5 \left( \frac{A_s f_s}{b d f_d} \right) \right] \leq 0,95 d \quad (3)$$



onde:

$f_s=0,5.f_{yd}=0,5 f_{yk}/\gamma_m$  ou seja, metade da resistência de cálculo ao escoamento da armadura.

O valor de  $M_{Rd}$  não pode ser maior que o valor da equação (4).

$$0,4f_d b d^2 \quad (4)$$

#### 4.4.6 Dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos à flexo-compressão

##### 4.4.6.1 Alvenaria não-armada

Na seção transversal as tensões normais são alcançadas através da superposição das tensões normais lineares devidas ao momento fletor com as tensões normais uniformes devidas à força de compressão.

As tensões normais de compressão devem satisfazer a equação (5):

$$\frac{N_d}{A R} + \frac{M_d}{W k} \leq f_d \quad (5)$$

onde:

$N_d$  Força normal de cálculo;

$M_d$  Momento fletor de cálculo;

$f_d$  Resistência de cálculo à compressão da alvenaria;

$A$  Área da seção resistente;

$W$  Módulo mínimo de resistência à flexão da seção resistente;

$R$  Coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento

$K=1,5$  Fator que ajusta a resistência à compressão na flexão

Caso exista tensão de tração, seu valor máximo deve ser menor ou igual à resistência de tração da alvenaria  $f_{td}$ .

#### 4.4.6.1 Alvenaria armada

##### 4.4.6.1.1 Elementos curtos

Os elementos curtos são aqueles que possuem esbelteza menor ou no máximo igual a 12. Nesses casos, é permitido dimensionamento aproximado, conforme a equação (6), que são apropriadas para a flexão reta de elementos de seção retangular. Isto quando a força normal de cálculo não excede a normal resistente de cálculo.

$$N_{Rd} = f_d b (h - 2 e_x) \quad (6)$$

onde:

- $b$       Largura da seção
- $e_x$      Excentricidade resultante no plano de flexão
- $f_d$      Resistência de cálculo à compressão
- $h$       Altura da seção no plano de flexão

A presente aproximação não pode ser aplicada se a excentricidade  $e_x$  excede 0,5 h.

Quando a força normal de cálculo excede o limite da equação (6), a resistência da seção pode ser estimada pelas expressões (7) e (8), conforme a figura 6:

$$N_{Rd} = f_d b y + f_{s1} A_{s1} - f_{s2} A_{s2} \quad (7)$$

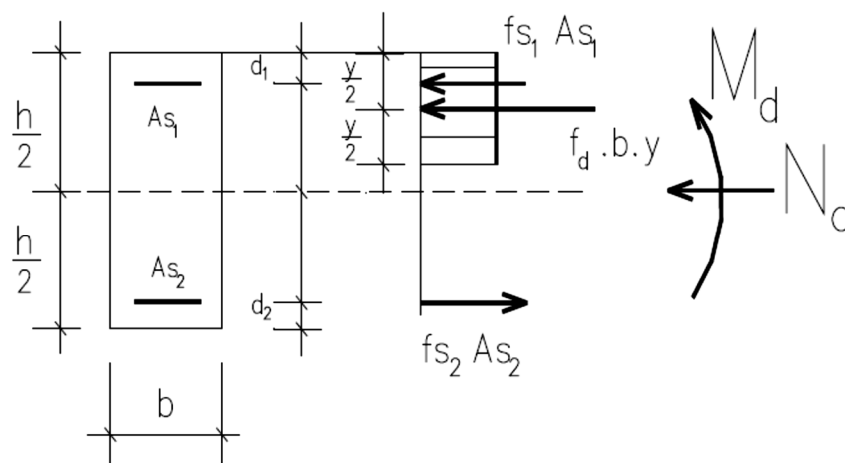
$$M_{Rd} = 0,5 f_d b y (h - y) + f_{s1} A_{s1} (0,5 h - d_1) + f_{s2} A_{s2} (0,5 h - d_2) \quad (8)$$

onde:

- $A_{s1}$     Área de armadura comprimida na face de maior compressão

- $A_{s2}$  Área de armadura na outra face  
 $b$  Largura da seção  
 $d_1$  Distância do centróide da armadura  $A_{s1}$  à borda mais comprimida  
 $d_2$  Distância do centróide da armadura  $A_{s2}$  à outra borda  
 $y$  Profundidade da região de compressão uniforme ( $y = 0,8x$ )  
 $f_d$  Resistência de cálculo à compressão da alvenaria  
 $f_{s1}$  Tensão na armadura na face mais comprimida =  $0,5 f_{yd}$   
 $f_{s2}$  Tensão na armadura na outra face, podendo ser  $\pm 0,5 f_{yd}$ , se estiver tracionada ou comprimida  
 $h$  Altura da seção no plano de flexão

O valor de  $y$  deve ser tal que os esforços resistentes de cálculo superem os atuantes.



**Figura 6 - Flexo-compressão – Seção retangular.**  
 Fonte: NBR 15961-1:2011.

Para elemento curto submetido a uma flexão composta oblíqua, pode-se dimensionar uma seção com armaduras simétricas, mediante a transformação em uma flexão reta composta, aumentando-se um dos momentos fletores, de acordo com as expressões (9) e (10):

$$M'_x = M_x + j \frac{p}{q} M_y \quad \text{para} \quad \frac{M_x}{p} \geq \frac{M_y}{q} \quad (9)$$

$$M'_y = M_y + j \frac{p}{q} M_x \quad \text{para} \quad \frac{M_x}{p} \leq \frac{M_y}{q} \quad (10)$$

onde:

$M_x$  Momento fletor em torno do eixo x

$M_y$  Momento fletor em torno do eixo y

$M'_x$  Momento fletor efetivo em torno do eixo x

$M'_y$  Momento fletor efetivo em torno do eixo y

$p$  Dimensão da seção transversal na direção perpendicular ao eixo x

$q$  Dimensão da seção transversal na direção perpendicular ao eixo y

$j$  Coeficiente fornecido no quadro 3

Valor de $N_d/(A f_k)$	$j$
0	1,00
0,1	0,88
0,2	0,77
0,3	0,65
0,4	0,53
0,5	0,42
$\geq 0,6$	0,30

**Quadro 3 - Valores do coeficiente j.**  
**Fonte: NBR 15961-1:2011.**

#### 4.4.6.1.2 Elementos Esbeltos

Os elementos comprimidos com índice de esbeltez superior a 12, o dimensionamento deve ser feito de acordo com o apresentado em 4.4.6.1.1 sendo necessário adicionar os efeitos de segunda ordem nos efeitos de primeira ordem. Na ausência de determinação mais precisa o momento de segunda ordem pode ser aproximado de acordo com a equação (11).

$$M_{2d} = \frac{N_d (h_e)^2}{2000t} \quad (11)$$

na qual:

$N_d$  Força normal de cálculo

$h_e$  Altura efetiva do elemento comprimido

$t$  Dimensão da seção transversal da peça no plano de flexão

#### 4.4.7 Conceitos Finais

O método dos estados limites permite que quase todas as formas de colapso e condições para as quais a estrutura foi projetada e poderia deixar de atender sejam identificadas, podendo proporcionar assim um processo mais racional para o dimensionamento. Obtendo assim uma melhor percepção das situações que a estrutura deve atender, e qual o comportamento que a estrutura deve gerar para que possa se aproximar das situações reais de uso (ATAÍDE, CORRÊA, 2006).

#### 4.5 Aspectos de Modelagem

A modelagem é correspondente ao modelo das paredes dos núcleos estruturais em concreto armado que utilizam elementos de barra proposto por Neto e Corrêa (2002 apud Yagui, 1978), porém com algumas adaptações, pois permite um fácil acoplamento a vários softwares de elementos finitos. Neste modelo as paredes de contraventamento são modeladas através de elementos de barra que devem ter as características geométricas da parede que estiver representando, devendo estar posicionada no centro de gravidade da seção da

parede, as barras são de pórtico tridimensional e possuem seis graus de liberdade por nó.

O autor ainda afirma que as paredes que se interceptam são ligadas por barras horizontais rígidas ao nível dos pavimentos, para que possa contemplar as interações que se desenvolvem entre elas, bem como as excentricidades devidas às forças de interação. São utilizados ainda lintéis no modelo que podem ser observados nas figuras 7 e 8, estes que são empregados nos trechos de parede onde são encontradas aberturas de portas ou janelas, aumentando assim significativamente a rigidez do edifício quando solicitados por ações horizontais.

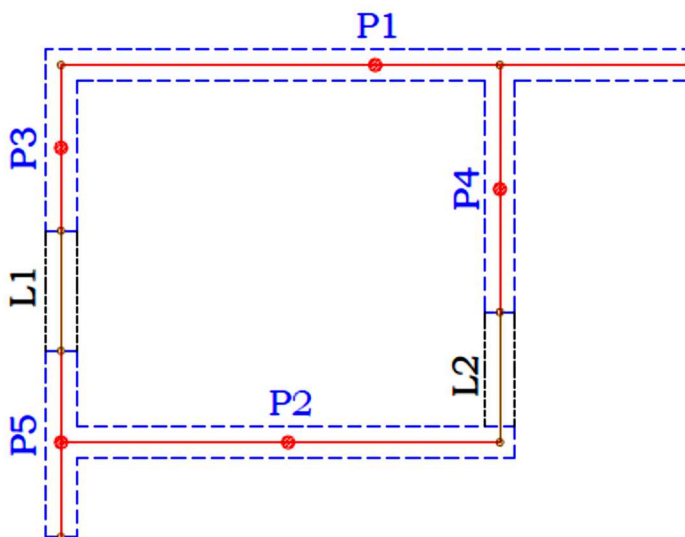
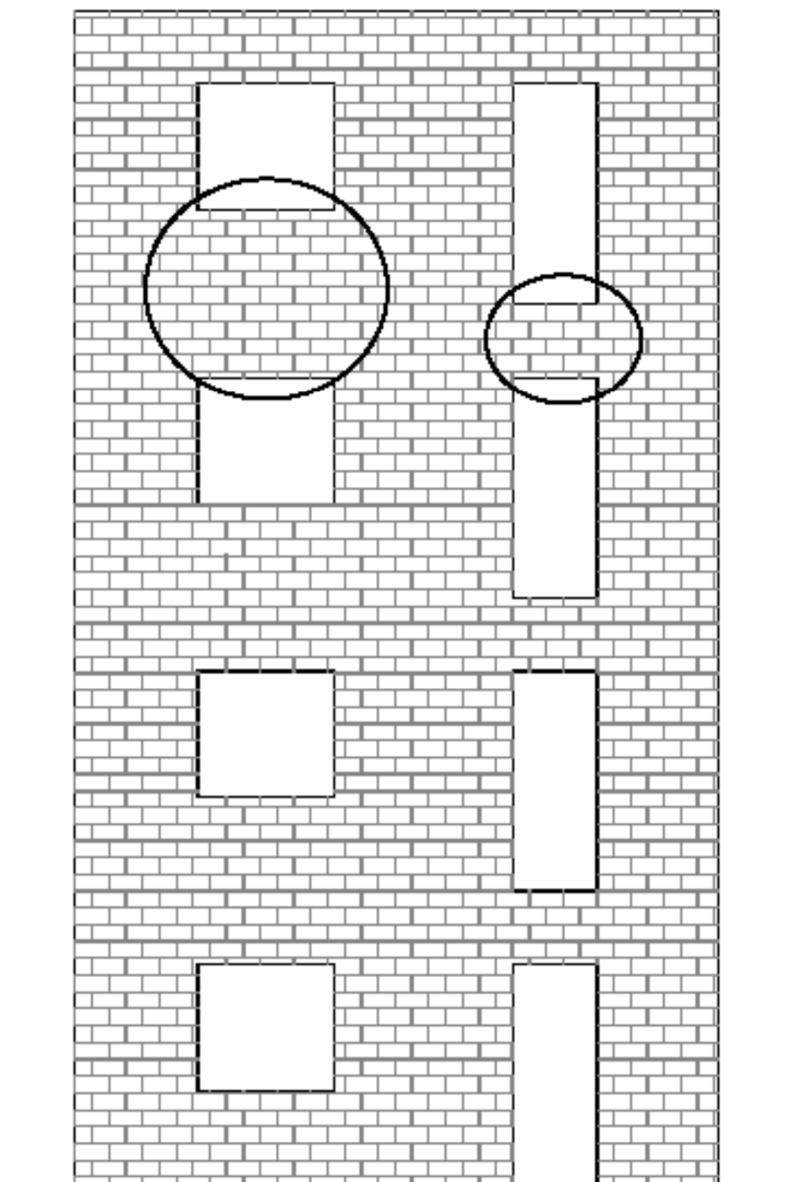


Figura 7 - Planta baixa da modelagem tridimensional dos painéis de contraventamento com elementos barra.

Fonte: Neto e Corrêa (2002).



**Figura 8 - Trechos de alvenaria (lintéis) entre aberturas de porta e janela.**  
**Fonte: Neto e Corrêa (2002).**

As lajes são consideradas como diafragma rígido em seu plano, possibilitando a aplicação do recurso do nó mestre para a compatibilização dos deslocamentos horizontais ao nível dos pavimentos. Sendo que estes deslocamentos podem ter duas translações independentes no plano dos pavimentos e uma rotação em torno do eixo normal a esse plano (NETO, CORRÊA; 2002).

Segundo Corelhan e Corrêa (2010) para o conceito de modelagem este modelo tem a vantagem de representar os elementos que se conectam aos

núcleos, sem a rotina de translação de rigidez dos elementos. Já o comportamento estrutural é representado de forma satisfatória.

As principais características desta modelagem proposta por Yagui são:

- a) As paredes planas que constituem o núcleo são comumente desprovidas de rigidez à flexão atuante segundo seus planos transversais, em consequência de suas espessuras relativamente delgadas;
- b) O comprimento das paredes planas deverá ser constante ao longo de sua altura, porém a espessura poderá variar bruscamente aos níveis dos pavimentos;
- c) As únicas interações a serem consideradas entre as paredes, ao longo de suas interseções, são as forças de cisalhamento longitudinais;
- d) As lajes são supostas como diafragmas rígidos, impedindo as distorções das seções transversais do núcleo;
- e) Por causa de sua desprezível rigidez à flexão, as interações entre os diafragmas rígidos e as paredes planas ficam reduzidas aos esforços contidos nos planos horizontais, ao longo das interseções desses elementos CORELHANO (2010).



## 5 METODOLOGIA

### 5.1 MATERIAIS

Para elaboração deste trabalho, foi utilizado o software Robot Structural Analysis Professional, disponibilizado Autodesk. Este programa tem a função de auxiliar os engenheiros com a simulação de construção e análise para obtenção de esforços solicitantes em estruturas. O software determina os esforços através de uma análise estrutural pelo método dos elementos finitos.

Utilizou-se também o auxílio de planilhas eletrônicas, que foram elaboradas de duas formas, uma com base nos métodos de tensões admissíveis, através da NBR 10837:1989 e a outra pelos métodos dos estados limites, seguindo a NBR 15961-1: 2011.

Para a elaboração dos edifícios de 3, 6, e 9 pavimento foi utilizado um arranjo arquitetônico que segue na figura 9, a planta baixa do pavimento tipo foi retirada do livro Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural, Ramalho e Corrêa (2003, pg. 132), onde as dimensões estão todas em centímetros. Para o esquema vertical dos edifícios, o pé-direito dos pavimentos será de 2,80 m de piso a piso, sendo empregadas lajes maciças de concreto de 8 cm de espessura, obtendo assim paredes de 2,72 m de altura.

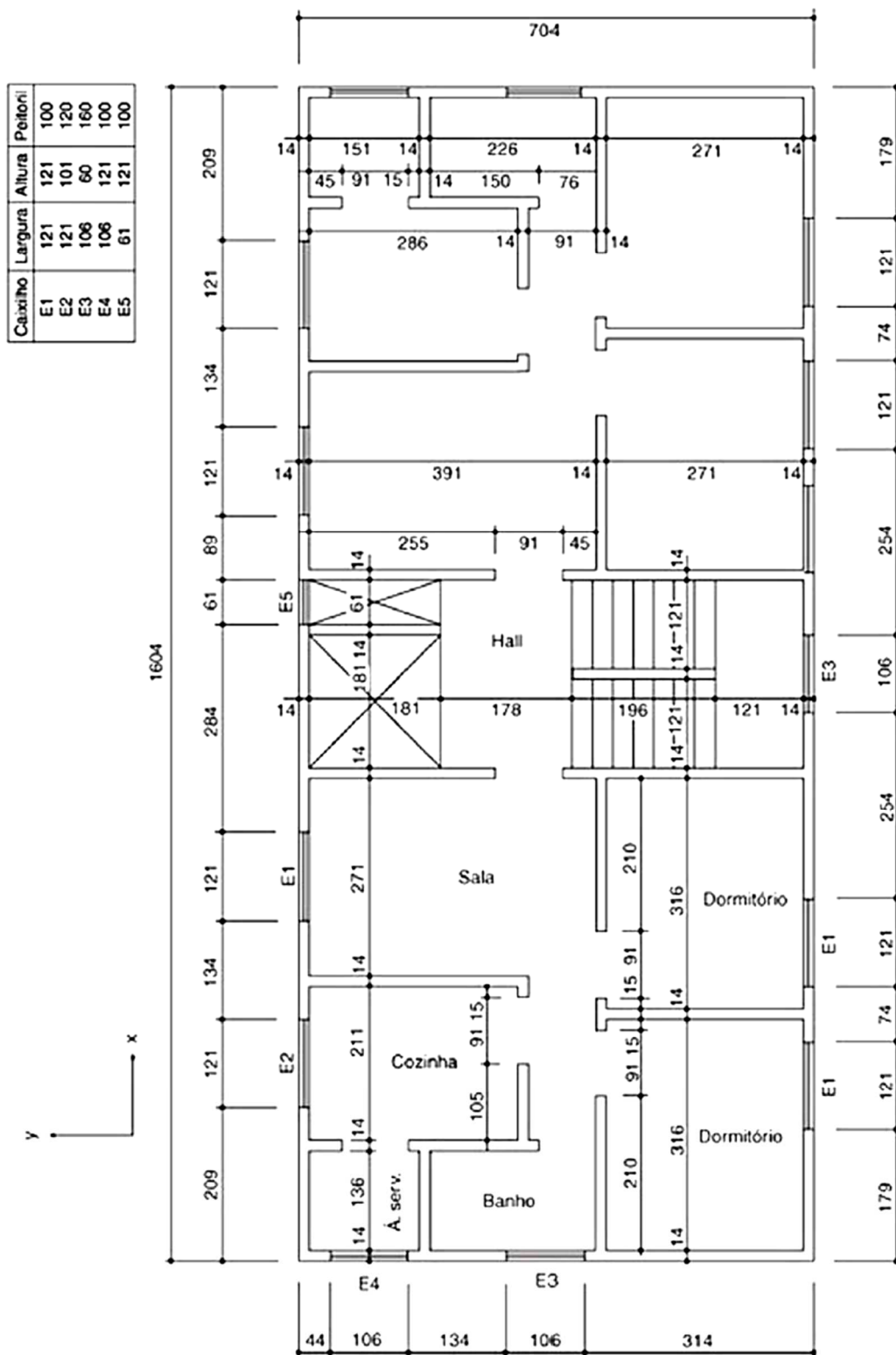
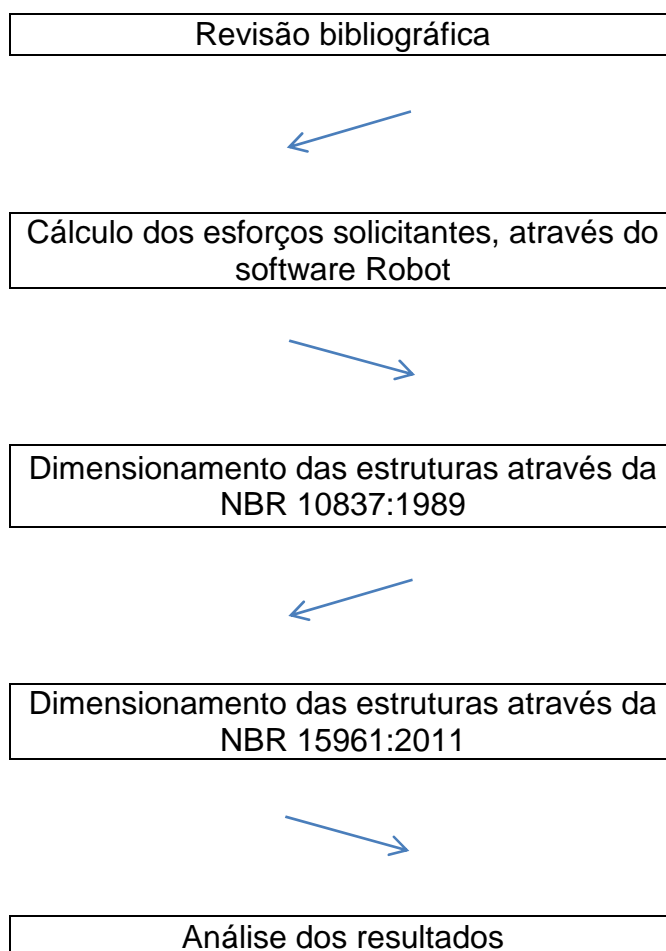


Figura 9 - Arranjo arquitetônico do pavimento tipo.  
 Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

## 5.2 MÉTODOS

A metodologia foi dividida em etapas que foram realizadas durante a execução do estudo, estas etapas estão destacadas na figura 10 que segue abaixo.

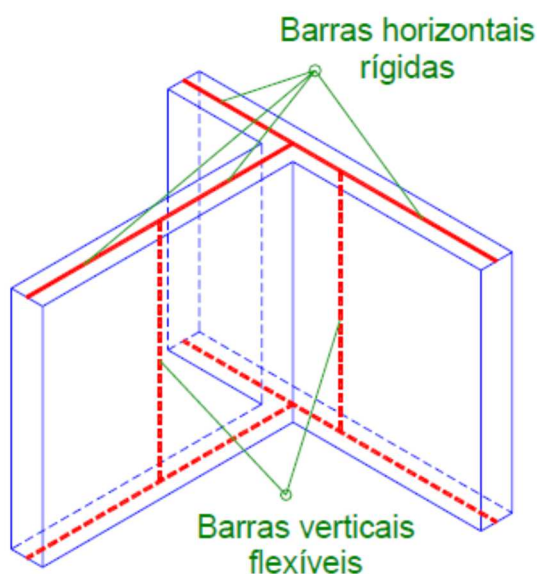


**Figura 10 - Fluxograma Metodológico.**

Primeiramente foram feitos estudos sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto, para que através de uma revisão bibliográfica possa se obter um maior conhecimento sobre este assunto, dando ênfase nos métodos de cálculo para o dimensionamento de estruturas através deste sistema construtivo. Na revisão também foram apresentadas as principais diferenças encontradas entre a NBR 10837:1989 e a NBR 15961-1:2011.

Em seguida, foi utilizado o software Robot Structural Analysis Professional para obtenção dos esforços solicitantes das estruturas. O lançamento da estrutura no programa foi feita através de elementos de barras,

ou seja, foram lançadas barras verticais flexíveis e barras horizontais rígidas nos locais onde não existir abertura de portas ou janelas conforme a figura 11, estas com as características geométricas das paredes de alvenaria estrutural, já onde houver aberturas foram lançados lintéis com as dimensões do topo da abertura até a laje, para as lajes foi idealizado um comportamento de diafragmas rígidos, não sendo modeladas, tendo seus carregamentos lançados diretamente sobre as paredes.



**Figura 11 - Modelagem das paredes de contraventamento.**  
Fonte: Neto e Corrêa (2002).

As barras verticais são ligadas de forma contínua a barras rígidas horizontais e tem as características geométricas da seção das paredes, tendo seus nós iniciais e finais ligados aos nós mestres dos pavimentos correspondentes. Já as barras rígidas horizontais são utilizadas para simular o efeito das excentricidades das paredes e a ligação entre elas, estas sendo lançadas ao nível dos pavimentos respectivos. A figura 12 mostra a modelagem 3D do edifício de 9 pavimentos elaborado no software, apenas em forma de barra, já na figura 13 é possível verificar a modelagem com as respectivas dimensões lançadas.

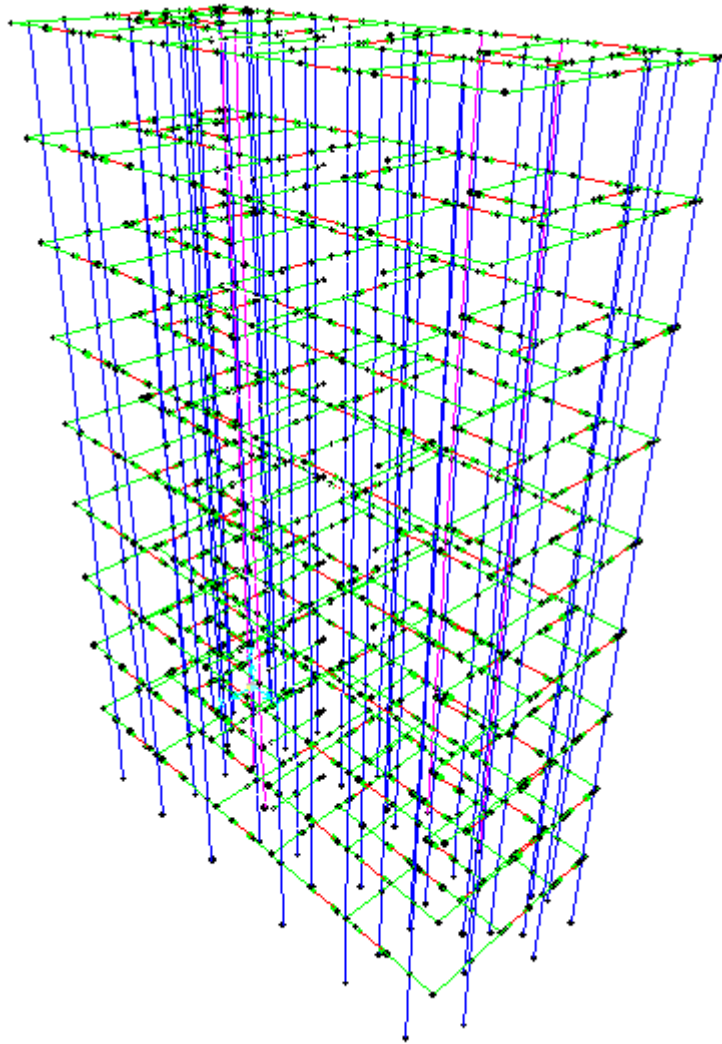
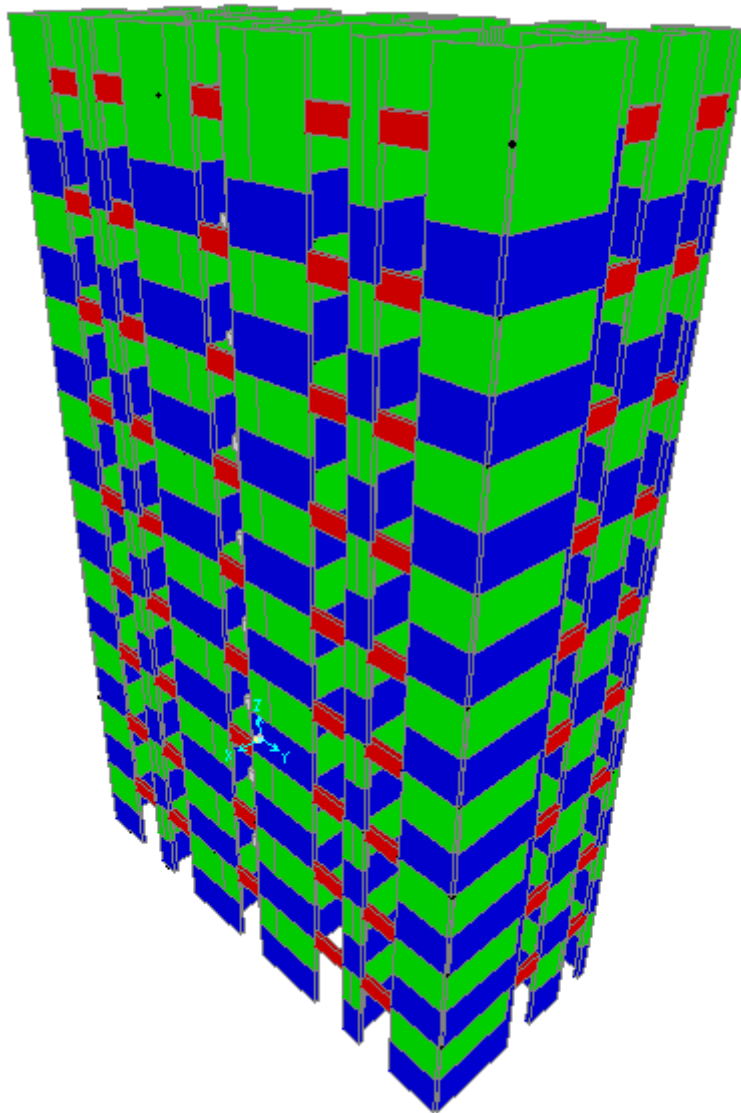


Figura 12 - Modelagem 3D em linhas.



**Figura 13 - Modelagem 3D em extrusão.**

Através da NBR 10837:1989, foi elaborada uma planilha eletrônica, com o intuito do dimensionamento utilizando o método das tensões admissíveis com finalidade de definir os máximos valores de cargas que irão atuar no elemento durante toda sua vida útil. Desta forma, as tensões solicitantes não podem ultrapassar os valores das tensões de ruptura dos materiais divididos por um coeficiente de segurança. Estes coeficientes podem ter vários valores dependendo do tipo de ação que o elemento da estrutura estará sendo solicitada. Existem outros fatores que minoram as tensões admissíveis, como a redução devido à esbeltez, que é a razão entre a altura e a espessura efetiva

da parede. O processo de minoração da resistência de ruptura do material através de um coeficiente de segurança é mostrado através das equações 12 e 13.

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma} \quad (12)$$

$$S = R_d \quad (13)$$

onde:

$S$  Máxima tensão solicitante;

$R_d$  Máxima tensão admissível;

$R_K$  Tensão de ruptura ou de escoamento do material;

$\gamma$  Coeficiente de segurança.

Para a obtenção das tensões admissíveis, o principal parâmetro que a norma descreve é a resistência do prisma, que é a ruptura de dois blocos unidos por junta de argamassa, pois as resistências das argamassas e a resistência das paredes também influenciam no resultado das tensões admissíveis.

Depois de feito o dimensionamento utilizando a NBR 10837:1989, foi elaborada outra planilha eletrônica baseada na NBR 15961-1:2011, utilizando como base o método dos estados limites para o dimensionamento das estruturas. Este é um método que usa teorias semiprobabilísticas para a obtenção dos coeficientes de variação das variáveis aleatórias, que mostram a dispersão dos valores que determinam as resistências dos materiais e as ações. Com a obtenção de vários dados sobre a resistência dos materiais, é possível um controle estatístico dos mesmos, proporcionando assim, uma maior proximidade com a realidade.

Após o dimensionamento das estruturas através dos dois métodos citados anteriormente, foi feita uma análise comparativa entre eles com a finalidade de demonstrar as principais diferenças entre as metodologias distintas.

## 6 ANALISE DOS RESULTADOS

### 6.1 CARGAS VERTICAIS

Para determinar os carregamentos que serão mostrados, foi admitido um peso específico para o concreto de  $24 \text{ kN/m}^3$  e o peso específico das paredes em bloco de concreto de  $15 \text{ kN/m}^3$ , considerando o revestimento.

As características geométricas e os carregamentos para as lajes do pavimento tipo podem ser observadas na tabela 1, sendo que as cargas das escadas foram desconsideradas.

**Tabela 1 - Carregamentos e características geométricas do pavimento tipo.**

	Características geométricas			Cargas ( $\text{kN/m}^2$ )			
	Lx (cm)	Ly (cm)	Espessura (cm)	Sobrecarga	Revestimento	Peso próprio	Carga total
<b>L1 = L6</b>	150	165	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L2 = L5</b>	225	300	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L3 = L4</b>	285	405	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L7 = L8</b>	150	240	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L9</b>	270	178	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L10 = L11</b>	225	105	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L12 = L15</b>	330	285	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L13 = L14</b>	330	285	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5
<b>L16</b>	270	128	8,0	1,5	1,0	2,0	4,5

Todas as lajes do pavimento tipo foram consideradas bidirecionais, com isto, para obtenção das reações das mesmas foi utilizado o método das charneiras plásticas, sendo as cargas divididas em permanentes conforme tabela 2, e acidentais que podem ser vistas na tabela 3.

Para um melhor entendimento, a figura 14 apresenta a planta de forma das lajes dos pavimentos tipos dos edifícios.



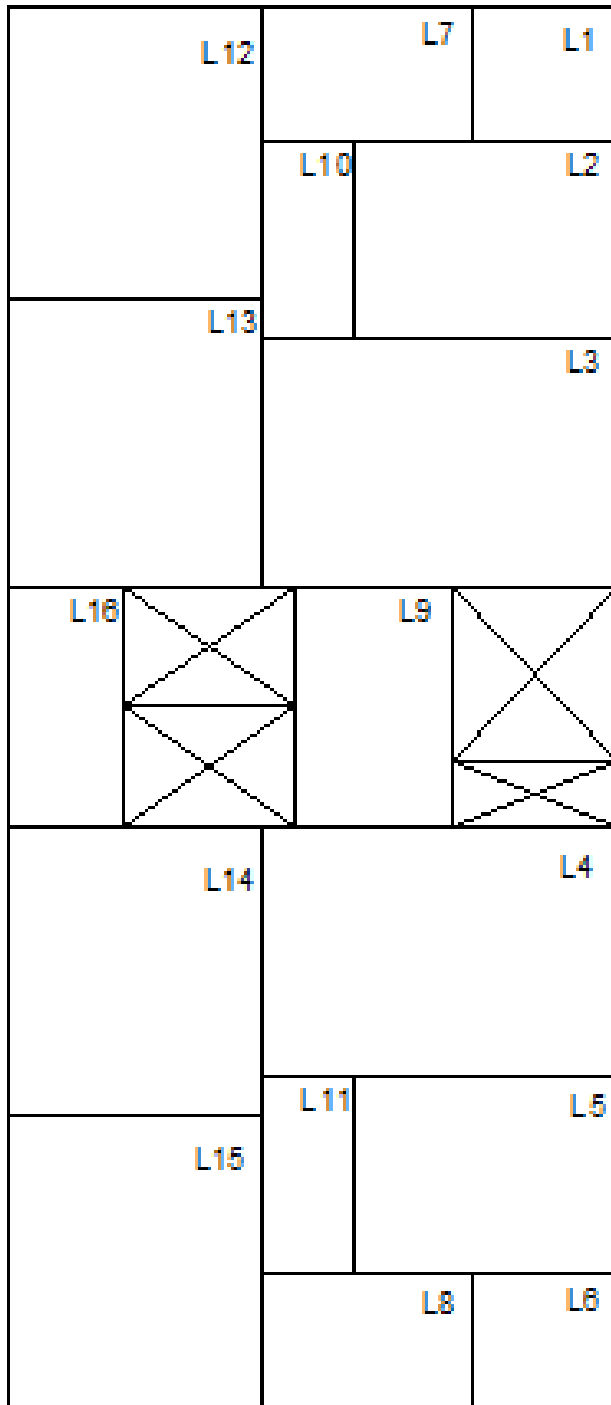


Figura 14 – Planta de forma das lajes.

Tabela 2 - Reações das lajes devido a Carga Permanente

Parede	Carga da Laje (kN/m <sup>2</sup> )	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Comprimento Parede (m)	Carga Linear (kN/m)
L1/L6	3,00	4,10	1,50	8,20
L1/L6	3,00	8,60	1,65	15,64
L1/L6	3,00	4,90	1,65	8,91
L1/L6	3,00	7,10	1,50	14,20
L2/L5	3,00	9,20	2,25	12,27
L2/L5	3,00	26,70	3,00	26,70
L2/L5	3,00	15,40	3,00	15,40
L2/L5	3,00	16,00	2,25	21,33
L3/L4	3,00	14,80	2,85	15,58
L3/L4	3,00	27,40	4,05	20,30
L3/L4	3,00	47,50	4,05	35,19
L3/L4	3,00	25,70	2,85	27,05
L7/L8	3,00	9,70	1,50	19,40
L7/L8	3,00	8,30	2,40	10,38
L9	3,00	10,50	2,70	11,67
L9	3,00	13,50	1,78	22,75
L10/L11	3,00	9,00	2,25	12,00
L10/L11	3,00	2,80	1,05	8,00
L12/L15	3,00	20,00	3,30	18,18
L12/L15	3,00	34,30	2,85	36,11
L12/L15	3,00	19,80	2,85	20,84
L13/L14	3,00	33,90	3,30	30,82
L13/L14	3,00	14,90	2,85	15,68
L13/L14	3,00	25,70	2,85	27,05
L13/L14	3,00	19,60	3,30	17,82
L16	3,00	10,20	2,70	11,33
L16	3,00	7,10	1,28	16,64

Tabela 3 - Reações das lajes devido a Sobrecarga

Parede	Carga da Laje (kN/m <sup>2</sup> )	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Comprimento Parede (m)	Carga Linear (kN/m)
L1/L6	1,50	4,10	1,50	4,10
L1/L6	1,50	8,60	1,65	7,82
L1/L6	1,50	4,90	1,65	4,45
L1/L6	1,50	7,10	1,50	7,10
L2/L5	1,50	9,20	2,25	6,13
L2/L5	1,50	26,70	3,00	13,35
L2/L5	1,50	15,40	3,00	7,70
L2/L5	1,50	16,00	2,25	10,67
L3/L4	1,50	14,80	2,85	7,79
L3/L4	1,50	27,40	4,05	10,15
L3/L4	1,50	47,50	4,05	17,59
L3/L4	1,50	25,70	2,85	13,53
L7/L8	1,50	9,70	1,50	9,70
L7/L8	1,50	8,30	2,40	5,19
L9	1,50	10,50	2,70	5,83
L9	1,50	13,50	1,78	11,38
L10/L11	1,50	9,00	2,25	6,00
L10/L11	1,50	2,80	1,05	4,00
L12/L15	1,50	20,00	3,30	9,09
L12/L15	1,50	34,30	2,85	18,05
L12/L15	1,50	19,80	2,85	10,42
L13/L14	1,50	33,90	3,30	15,41
L13/L14	1,50	14,90	2,85	7,84
L13/L14	1,50	25,70	2,85	13,53
L13/L14	1,50	19,60	3,30	8,91
L16	1,50	10,20	2,70	5,67
L16	1,50	7,10	1,28	8,32

## 6.2 AÇÕES HORIZONTAIS

Para a obtenção das forças devido ao vento foram utilizadas as especificações da NRB 6123 (1988).

As características dos edifícios consideradas conforme a da NBR 6123: 1988 foram:

- Localização em Campo Mourão –PR, com  $V_0=40\text{m/s}$ ;
- Terreno plano ou fracamente acidentado,  $S1 = 1,0$
- Fator de rugosidade, categoria IV ,classe B;
- Fator estatístico grupo 2,  $S3 = 1,0$ ;
- Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) como vento de baixa turbulência.
- Altura dos pavimentos de 2,80 metros.

A determinação coeficiente de arrasto e das solicitações foram calculadas utilizando as dimensões do edifício expressas na figura 14.

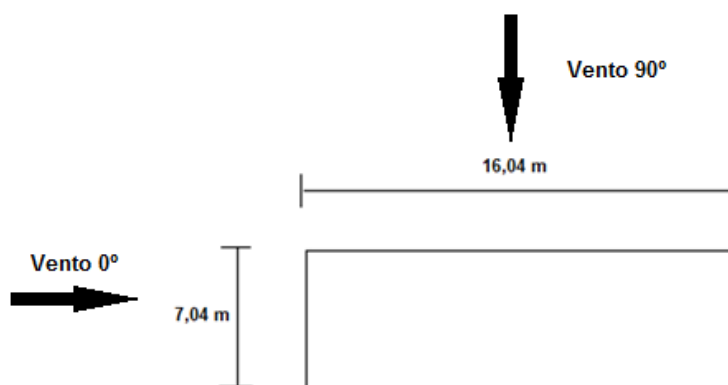


Figura 15– Dimensões do edifício.

Com os parâmetros acima foi possível obter as forças dos ventos de  $0^\circ$  e  $90^\circ$  para os edifícios de 3, 6 e 9 pavimentos, as forças do vento para as direções chamadas de 0, (horizontal) e 90 (vertical) são mostradas nas tabelas 4, 5 e 6 respectivamente.'

Tabela 4 - Cargas do vento 3 pavimentos

Pavimento	Altura (m)	S2	$C_a - (V_0)$	$C_a - (V_{90})$	$V_0$ (kN/m)	$V_{90}$ (kN/m)
1	2,80	0,76	0,93	1,18	13,17	23,40
2	5,60	0,83	0,93	1,18	15,29	27,15
3	8,40	0,83	0,93	1,18	7,85	13,95

Tabela 5 - Cargas do vento 6 pavimentos

Pavimento	Altura (m)	S2	Ca - (V <sub>0</sub> )	Ca - (V <sub>90</sub> )	V <sub>0</sub> (kN/m)	V <sub>90</sub> (kN/m)
1	2,80	0,76	0,90	1,19	12,75	23,60
2	5,60	0,83	0,90	1,19	14,79	27,38
3	8,40	0,83	0,90	1,19	15,52	28,72
4	11,20	0,88	0,90	1,19	17,09	31,63
5	14,00	0,88	0,90	1,19	17,68	32,73
6	16,80	0,91	0,90	1,19	9,14	16,91

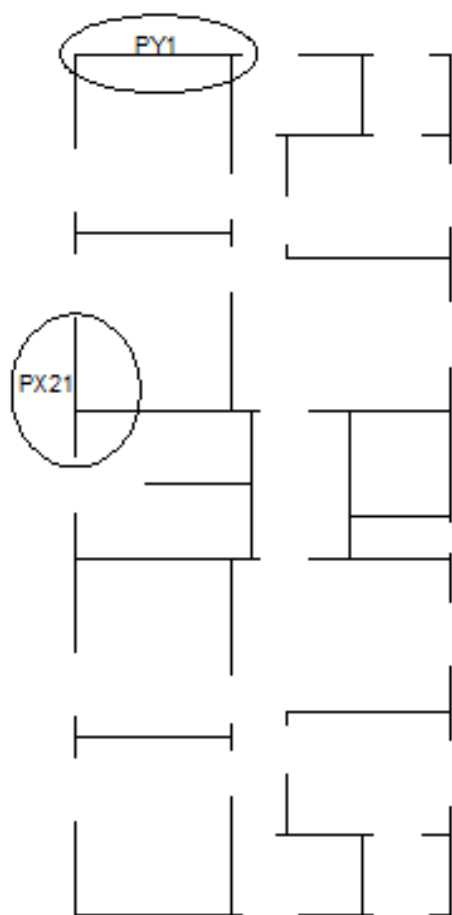
Tabela 6 - Cargas do vento 9 pavimentos

Pavimento	Altura (m)	S2	Ca - (V <sub>0</sub> )	Ca - (V <sub>90</sub> )	V <sub>0</sub> (kN/m)	V <sub>90</sub> (kN/m)
1	2,80	0,76	0,96	1,35	13,60	26,77
2	5,60	0,83	0,96	1,35	15,78	31,07
3	8,40	0,83	0,96	1,35	16,55	32,59
4	11,20	0,88	0,96	1,35	18,23	35,89
5	14,00	0,88	0,96	1,35	18,86	37,13
6	16,80	0,91	0,96	1,35	19,49	38,38
7	19,60	0,91	0,96	1,35	21,33	41,99
8	22,40	0,96	0,96	1,35	21,69	42,71
9	25,20	0,96	0,96	1,35	10,85	21,35

### 6.3 ESFORÇOS SOLICITANTES

Como todas as ações calculadas para as 3 edificações foram elaboradas as modelagens no programa Robot Structural Analysis Professional..

Neste trabalho foi dada ênfase nos dimensionamentos das paredes PY1 e PX21 isoladamente, conforme pode ser observado em destaque na figura 15.



**Figura 16 – Paredes analisadas.**

Para obter os esforços solicitantes foram utilizadas envoltórias para o método das tensões admissíveis conforme tabela 7 seguindo a norma NBR 10837:1989 e a algumas combinações para o método dos estados limites através da NBR 15961-1: 2011, descritas na tabela 8.

<b>Tabela 2 - Situações de carregamento para Tensões Admissíveis</b>
$G + Q + VX(+)$
$G + Q + VX(-)$
$G + Q + VY(+)$
$G + Q + VY(-)$
$G + Q$

---



---

**Tabela 3 – Combinações de ações para Estado Limites**


---

$1,4*G+1,4*Q$ Compressão
$0,9*G+0,9*Q$ Compressão
$1,4*G+1,4*(Q+0,6*VX+)$ Flexo-Compressão
$1,4*G+1,4*(Q+0,6*VX-)$ Flexo-Compressão
$1,4*G+1,4*(Q+0,6*VY+)$ Flexo-Compressão
$1,4*G+1,4*(Q+0,6*VY-)$ Flexo-Compressão
$0,9*G+(1,4*0,6*VX+)$ Flexo-Tração
$0,9*G+(1,4*0,6*VX-)$ Flexo-Tração
$0,9*G+(1,4*0,6*VY+)$ Flexo-Tração
$0,9*G+(1,4*0,6*VY-)$ Flexo-Tração
$1,4*G+1,4*((VX+)+0,5*Q)$ Flexo-Compressão
$1,4*G+1,4*((VX-)+0,5*Q)$ Flexo-Compressão
$1,4*G+1,4*((VY+)+0,5*Q)$ Flexo-Compressão
$1,4*G+1,4*((VY-)+0,5*Q)$ Flexo-Compressão
$0,9*G+1,4*(VX+)$ Flexo-Tração
$0,9*G+1,4*(VX-)$ Flexo-Tração
$0,9*G+1,4*(VY+)$ Flexo-Tração
$0,9*G+1,4*(VY-)$ Flexo-Tração

---

onde:

G Ações Permanentes;

Q Sobrecarga acidental;

VX+ Ação do vento na direção + 0°;

VX- Ação do vento na direção - 0°;

VY+ Ação do vento na direção + 90°;

VY- Ação do vento na direção - 90°;

#### 6.4 DIMENSIONAMENTO: MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS.

Para o dimensionamento através do método das tensões admissíveis foram elaboradas tabelas que serão mostradas em seguida, este dimensionamento será evidenciado através da formulas abaixo.

#### 6.4.1 Equação de Interação para Verificação da Compressão

$$\frac{f_{\text{alv},c}}{f'_{\text{alv},c}} + \frac{f_{\text{alv},f}}{f'_{\text{alv},f}} \leq \alpha \quad (14)$$

onde:

$f_{\text{alv},c}$  Tensão de compressão atuante;

$f'_{\text{alv},c}$  Tensão admissível à compressão;

$f_{\text{alv},f}$  Tensão de flexão atuante;

$f'_{\text{alv},f}$  Tensão admissível de flexão;

$\alpha = 1,00$  para cargas permanentes e variáveis.

$\alpha = 1,33$  quando a ação do vento é considerada.

#### 6.4.2 Verificação da tração

$$f_{\text{alv},f} - 0,75 f_{\text{alv},c} \leq f_{\text{alv},t} \quad (15)$$

onde:

$f_{\text{alv},c}$  Tensão de compressão atuante;

$f_{\text{alv},f}$  Tensão de flexão atuante;

$f_{\text{alv},t}$  Tensão admissível à tração;

#### 6.4.3 Tensão de Compressão Atuante

$$f_{\text{alv},c} = \frac{N}{A} \quad (16)$$

onde:

$N$  Força normal de cálculo ;

$A$  Área;



#### 6.4.4 Tensão de Flexão Atuante

$$f_{\text{alv, f}} = \frac{M}{W} \quad (17)$$

$$W = \frac{b L^2}{6} \quad (18)$$

onde:

- $M$  Momento de cálculo;
- $W$  Módulo de resistência à flexão;

#### 6.4.5 Tensão Admissível à Compressão

$$f'_{\text{alv, c}} = 0,225 f_{\text{pk}} R \quad (19)$$

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{H}{40 b} \right)^3 \right] \quad (20)$$

onde:

- $f'_{\text{alv, c}}$  Tensão de compressão admissível;
- $f_{\text{pk}}$  Resistência característica do prisma à compressão;
- $R$  Redutor devido à esbeltez;

#### 6.4.6 Tensão Admissível de Flexão

$$f'_{\text{alv},f} = 0,30 f_{\text{pk}} \quad (21)$$

onde:

$f'_{\text{alv},f}$  Tensão de flexão admissível;

$f_{\text{pk}}$  Resistência característica do prisma à compressão;

#### 6.4.7 Tensão Atuante da Alvenaria

$$f_{\text{alv}} = f_{\text{alv},c} + f_{\text{alv},f} \quad (22)$$

onde:

$f_{\text{alv}}$  Tensão da alvenaria atuante;

$f_{\text{alv},c}$  Tensão de compressão atuante;

$f_{\text{alv},f}$  Tensão de flexão atuante;

### 6.5 DIMENSIONAMENTO: MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES.

Para o dimensionamento utilizando o método dos estados limites foram utilizadas as equações que serão apresentadas nos próximos itens.

#### 6.5.1 Equação de Interação para Verificação da Compressão

$$\frac{N}{A R} + \frac{M}{W k} \leq f_d \quad (23)$$

$$W = \frac{b L^2}{6} \quad (24)$$

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{H}{40 b} \right)^3 \right] \quad (25)$$

onde:

- $M$  Momento fletor de cálculo;
- $N$  Força normal de cálculo;
- $A$  Área da seção transversal;
- $R$  Fator redutor devido à esbeltez;
- $W$  Módulo de resistência à flexão;
- $k$  Fator de ajuste da resistência à compressão na flexão;
- $f_d$  Resistência de cálculo à compressão.

#### 6.5.2 Verificação da tensão de tração

$$\frac{M}{W} - \frac{N}{A} \leq f_{td} \quad (24)$$

onde:

- $M$  Momento fletor de cálculo;
- $N$  Força normal de cálculo;
- $A$  Área da seção transversal;
- $f_{td}$  Resistência de cálculo à tração;
- $R$  Fator redutor devido à esbeltez.

## 6.6 DIMENSIONAMENTO EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS.

O dimensionamento através do método das tensões admissíveis foi feito através da NBR 10837:1989 para as paredes PY1 e PX21. Para isto foi verificado qual a situação de carregamento levaria às maiores tensões normais de tração e compressão.

Através da NBR 15961-1: 2011 foi feito o dimensionamento para método dos estados limites, verificando também a combinação que gerava situação mais crítica em termos de tensões normais.

Para o dimensionamento foram consideradas apenas as paredes isoladamente, ou seja, não foi considerada uniformização de tensões entre as paredes vizinhas, procedimento este mais empregado e que leva a tensões normais menores.

As tabelas 9 e 10 mostram o dimensionamento da parede PX1 para os edifícios de 3 pavimentos através dos dois métodos, sendo que o valor mínimo considerado para resistência do prisma foi de 3,15 MPa, pois a norma exige que o bloco estrutural tenha uma resistência mínima de 4,5 MPa.

O dimensionamento da parede PX21 para o edifício de 3 pavimentos pode ser observado nas tabelas 11 e 12 respectivamente.

Tabela 4 - Dimensionamento PY1 Edifício 3 Pavimento Método das Tensões Admissíveis

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	$f_{pk}$ (MPa)	b (cm)	$E_s$ (MPa)	$f'_{alv,t}$ (MPa)	H (cm)	L (cm)	$\alpha$	$f'_{alv,c}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f'_{alv,f}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{alv,c}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{alv,f}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{alv}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação compressão		Verificação tração	
3	0,00	142,08	3,15	14	21000 0	0,1	280	307	1, 00	0,0620	0,1040	0,0003	0,00	0,0003	0,005	OK	0,000	OK
2	0,00	300,87	3,15	14	21000 0	0,1	280	307	1, 00	0,0620	0,1040	0,0007	0,00	0,0007	0,011	OK	-0,001	OK
1	0,00	447,64	5,96	14	21000 0	0,1	280	307	1, 00	0,1043	0,1967	0,1042	0,00	0,1042	0,999	OK	-0,078	OK

Tabela 5 - Dimensionamento PY1 Edifício 3 Pavimento Método dos Estados Limites

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	b (cm)	$f_{pk}$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	H (cm)	L (cm)	$\gamma_m$	w (cm <sup>3</sup> )	$\lambda$	R	$f_d$ (kN)	Verificação compressão	$f_{td}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação tração		
3	2,70	198,91	14	3,15	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,110	0,0537	OK	0,0125	-0,045	OK
2	12,43	193,73	14	3,15	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,110	0,0553	OK	0,0125	-0,039	OK
1	0,56	633,81	14	4,83	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,169	0,1687	OK	0,0125	-0,147	OK

Tabela 6 – Dimensionamento PX21 Edifício 3 Pavimento Método das Tensões Admissíveis

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	$f_{pk}$ (MPa)	b (cm)	$E_s$ (MPa)	$f'_{alv,t}$ (MPa)	H (cm)	L (cm)	$\alpha$	$f'_{alv,c}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f'_{alv,f}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{alv,c}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{alv,f}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{alv}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação compressão	Verificação tração		
3	0,00	113,33	3,15	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,0551	0,1040	0,0319	0,00	0,0319	0,578	OK	-0,024	OK
2	0,00	224,3	3,61	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,0632	0,1191	0,0631	0,00	0,0631	0,998	OK	-0,047	OK
1	0,00	326,72	5,25	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,0919	0,1733	0,0919	0,00	0,0919	1,000	OK	-0,069	OK

Tabela 7 - Dimensionamento PX21 Edifício 3 Pavimento Método dos Estados Limites

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	b (cm)	$f_{pk}$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	H (cm)	L (cm)	$\gamma_m$	w (cm <sup>3</sup> )	$\lambda$	R	$f_d$ (kN)	Verificação compressão	$f_{td}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação tração		
3	0,63	157,80	14	3,15	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,110	0,0510	OK	0,0125	-0,044	OK
2	3,75	314,20	14	3,15	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,110	0,1026	OK	0,0125	-0,086	OK
1	10,65	458,492	14	4,35	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,152	0,1521	OK	0,0125	-0,122	OK

Para facilitar a comparação das resistências obtidas foram elaboradas as tabelas 13 e 14, onde pode ser observado em resumo as resistências obtidas para as duas paredes através dos dois métodos, sendo que, a resistência do prisma encontrada nos dimensionamentos é igual a 70% da resistência dos blocos.

---

<b>Tabela 8 - Resistência do Bloco Tensões Admissíveis</b>				
<b>Pavimento</b>	<b>PY1</b>		<b>PX21</b>	
	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>
<b>3</b>	3,15	4,50	3,15	4,50
<b>2</b>	3,15	4,50	3,61	5,16
<b>1</b>	5,96	8,51	5,25	7,50

---



---

<b>Tabela 9 - Resistência do Bloco Estados Limites</b>				
<b>Pavimento</b>	<b>PY1</b>		<b>PX21</b>	
	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>
<b>3</b>	3,15	4,50	3,15	4,50
<b>2</b>	3,15	4,50	3,15	4,50
<b>1</b>	4,66	6,66	4,35	6,22

---

Como pode ser observado para o edifício de 3 pavimentos percebe-se uma diferença na resistência dos blocos entre os métodos, o método dos estados limites apresenta uma economia de aproximadamente 22% quando comparado com o método das tensões admissíveis para parede PY1 e uma economia de aproximadamente 17% quando dimensionado pelo método dos estados limites para parede PX21.

## 6.7 DIMENSIONAMENTO EDIFÍCIO DE 6 PAVIMENTOS.

Assim como o edifício de 3 pavimentos as paredes dimensionadas foram as PY1 e PX21, as tabelas 15 e 16 mostram o dimensionamento através do método das tensões admissíveis e estados limites da PY1, o dimensionamento da parede PX21 está evidenciada nas tabelas 17 e 18.



Tabela 10 - Dimensionamento PY1 Edifício 6 Pavimento Método das Tensões Admissíveis

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	f <sub>pk</sub> (MPa)	b (cm)	E <sub>s</sub> (MPa)	f' <sub>alv,t</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	α	f' <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f' <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação compressão	Verificação tração		
6	0,00	158	3,15	14	210000	0,1	280	307	1,00	0,0551	0,1040	0,0368	0,00	0,0368	0,667	OK	-0,028	OK
5	0,00	334,93	4,46	14	210000	0,1	280	307	1,00	0,0781	0,1472	0,0779	0,00	0,0779	0,998	OK	-0,058	OK
4	0,00	510,9	6,8	14	210000	0,1	280	307	1,00	0,1190	0,2244	0,1189	0,00	0,1189	0,999	OK	-0,089	OK
3	0,00	689,67	9,17	14	210000	0,1	280	307	1,00	0,1605	0,3026	0,1605	0,00	0,1605	1,000	OK	-0,120	OK
2	0,00	870,74	11,58	14	210000	0,1	280	307	1,00	0,2027	0,3821	0,2026	0,00	0,2026	1,000	OK	-0,152	OK
1	0,00	1045,3 2	13,9	14	210000	0,1	280	307	1,00	0,2433	0,4587	0,2432	0,00	0,2432	1,000	OK	-0,182	OK

Tabela 11 - Dimensionamento PY1 Edifício 6 Pavimento Método dos Estados Limites

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	b (cm)	f <sub>pk</sub> (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	γ <sub>m</sub>	w (cm <sup>3</sup> )	λ	R	f <sub>d</sub> (kN)	Verificação compressão	f <sub>td</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação tração		
6	4,55	234,52	14	1,83	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,064	0,0637	OK	0,0125	-0,052	OK
5	-0,60	498,02	14	3,79	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,133	0,1322	OK	0,0125	-0,116	OK
4	1,19	762,49	14	5,81	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,203	0,2031	OK	0,0125	-0,177	OK
3	1,96	1033,50	14	7,87	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,275	0,2754	OK	0,0125	-0,240	OK
2	2,84	1310,34	14	9,98	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,349	0,3493	OK	0,0125	-0,304	OK
1	3,86	1579,4268	14	12,04	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,421	0,4211	OK	0,0125	-0,366	OK

Tabela 12 – Dimensionamento PX21 Edifício 6 Pavimento Método das Tensões Admissíveis

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	f <sub>pk</sub> (MPa)	b (cm)	E <sub>s</sub> (MPa)	f <sub>alv,t</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	α	f <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação compressão	Verificação tração		
6	0,00	128,4	3,15	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,0551	0,1040	0,0361	0,00	0,0361	0,655	OK	-0,027	OK
5	0,00	260,85	4,2	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,0735	0,1386	0,0734	0,00	0,0734	0,998	OK	-0,055	OK
4	0,00	377,68	6,07	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1062	0,2003	0,1062	0,00	0,1062	1,000	OK	-0,080	OK
3	0,00	478,28	7,69	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1346	0,2538	0,1345	0,00	0,1345	0,999	OK	-0,101	OK
2	0,00	563,87	9,07	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1587	0,2993	0,1586	0,00	0,1586	0,999	OK	-0,119	OK
1	0,00	646,36	10,39	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1818	0,3429	0,1818	0,00	0,1818	1,000	OK	-0,136	OK

Tabela 13 - Dimensionamento PX21 Edifício 6 Pavimento Método dos Estados Limites

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	b (cm)	f <sub>pk</sub> (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	γ <sub>m</sub>	w (cm <sup>3</sup> )	λ	R	f <sub>d</sub> (kN)	Verificação compressão	f <sub>td</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação tração		
6	1,00	193,17	14	3,15	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,110	0,0625	OK	0,0125	-0,054	OK
5	1,60	394,64	14	3,66	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,128	0,1275	OK	0,0125	-0,110	OK
4	2,13	577,01	14	5,31	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,186	0,1864	OK	0,0125	-0,161	OK
3	2,44	739,28	14	6,83	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,239	0,2387	OK	0,0125	-0,206	OK
2	2,10	882,32	14	8,11	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,284	0,2845	OK	0,0125	-0,247	OK
1	41,08	976,01	14	9,49	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,332	0,3319	OK	0,0125	-0,247	OK

As tabelas 19 e 20 mostram em resumo as resistências necessárias para os blocos no edifício de 6 pavimentos, sendo a tabela 19, referente ao dimensionamento pelo método das tensões admissíveis e a tabela 20 pelo método dos estados limites.

---



---

<b>Tabela 1914 - Resistência do Bloco Tensões Admissíveis Limites</b>				
<b>Pavimento</b>	<b>PY1</b>		<b>PX21</b>	
	<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>
<b>6</b>	3,15	4,50	3,15	4,50
<b>5</b>	4,46	6,37	4,20	6,00
<b>4</b>	6,80	9,71	6,07	8,67
<b>3</b>	9,17	13,10	7,69	10,99
<b>2</b>	11,58	16,54	9,07	12,96
<b>1</b>	13,90	19,86	10,39	14,84

---



---



---

<b>Tabela 15- Resistência do Bloco Estados Limites</b>				
<b>Pavimento</b>	<b>PY1</b>		<b>PX21</b>	
	<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>
<b>6</b>	3,15	4,50	3,15	4,50
<b>5</b>	3,79	5,42	3,66	5,22
<b>4</b>	5,80	8,29	5,31	7,59
<b>3</b>	7,86	11,22	6,83	9,76
<b>2</b>	9,94	14,20	8,11	11,59
<b>1</b>	12,00	17,14	9,49	13,55

---

O edifício de 6 pavimentos mostrou também uma economia quando dimensionado pelo método dos estados limites comparado com método das tensões admissíveis, a parede PY1 apresentou uma resistência requerida 14% menor, e a parede PX21 apresentou uma resistência requerida 9% menor.

## 6.8 DIMENSIONAMENTO EDIFÍCIO DE 9 PAVIMENTOS.

As paredes verificadas para o edifício de 9 pavimentos serão as mesmas dos casos anteriores. As tabelas 21 e 22 mostram o dimensionamento da parede PY1 para os dois métodos, já os dimensionamentos da parede PX21 serão mostrados nas tabelas 23 e 24.

Tabela 16- Dimensionamento PY1 Edifício 9 Pavimento Método das Tensões Admissíveis

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	f <sub>pk</sub> (MPa)	b (cm)	E <sub>s</sub> (MPa)	f' <sub>alv,t</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	α	f' <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f' <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação compressão	Verificação tração
9	0,00	157,88	3,15	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,0551	0,1040	0,0367	0,00	0,0367	0,666 OK	-0,028 OK
8	0,00	334,42	4,45	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,0779	0,1469	0,0778	0,00	0,0778	0,999 OK	-0,058 OK
7	0,00	509,63	6,78	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,1187	0,2237	0,1186	0,00	0,1186	0,999 OK	-0,089 OK
6	0,00	687,61	9,15	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,1601	0,3020	0,1600	0,00	0,1600	0,999 OK	-0,120 OK
5	0,00	868,95	11,56	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,2023	0,3815	0,2022	0,00	0,2022	0,999 OK	-0,152 OK
4	0,00	1053,13	14,01	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,2452	0,4623	0,2450	0,00	0,2450	0,999 OK	-0,184 OK
3	0,00	1240,3	16,49	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,2886	0,5442	0,2886	0,00	0,2886	1,000 OK	-0,216 OK
2	0,00	1427,44	18,98	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,3322	0,6263	0,3321	0,00	0,3321	1,000 OK	-0,249 OK
1	0,00	1596,84	21,23	14	210000	0,1	280	307	1,0 0	0,3715	0,7006	0,3715	0,00	0,3715	1,000 OK	-0,279 OK

Tabela 17 - Dimensionamento PY1 Edifício 9 Pavimento Método dos Estados Limites

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	b (cm)	f <sub>pk</sub> (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	γ <sub>m</sub>	w (cm <sup>3</sup> )	λ	R	f <sub>d</sub> (kN)	Verificação compressão	f <sub>td</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação tração
9	6,01	234,42	14	3,15	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,110	0,0642 OK	0,0125	-0,052 OK
8	1,86	496,84	14	3,80	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,133	0,1327 OK	0,0125	-0,115 OK

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	b (cm)	f <sub>pk</sub> (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	Y <sub>m</sub>	w (cm <sup>3</sup> )	λ	R	f <sub>d</sub> (kN)	Verificação compressão	f <sub>td</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação tração		
7	2,79	760,57	14	5,81	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,203	0,2031	OK	0,0125	-0,176	OK
6	3,97	1031,22	14	7,87	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,275	0,2754	OK	0,0125	-0,238	OK
5	5,33	1309,38	14	10,00	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,350	0,3498	OK	0,0125	-0,302	OK
4	6,78	1594,14	14	12,17	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,426	0,4259	OK	0,0125	-0,368	OK
3	8,40	1885,67	14	14,40	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,504	0,5040	OK	0,0125	-0,435	OK
2	10,14	2179,75	14	16,66	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,583	0,5827	OK	0,0125	-0,503	OK
1	13,71	2450,196	14	18,74	210000	280	307	2	219914	20	0,875	0,031	0,6557	OK	0,0125	-0,564	OK

Tabela 18 – Dimensionamento PX21 Edifício 9 Pavimento Método das Tensões Admissíveis

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	f <sub>pk</sub> (MPa)	b (cm)	E <sub>s</sub> (MPa)	f' <sub>alv,t</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	α	f' <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f' <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv,f</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>alv</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação compressão	Verificação tração		
9	0,00	127,3	3,15	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,0551	0,1040	0,0358	0,00	0,0358	0,649	OK	-0,027	OK
8	0,00	258,2	4,15	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,0726	0,1370	0,0726	0,00	0,0726	1,000	OK	-0,054	OK
7	0,00	374,7	5,27	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1054	0,1739	0,1054	0,00	0,1054	1,000	OK	-0,079	OK
6	0,00	474,8	7,63	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1335	0,2518	0,1335	0,00	0,1335	1,000	OK	-0,100	OK
5	0,00	558,3	8,98	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1572	0,2963	0,1570	0,00	0,1570	0,999	OK	-0,118	OK
4	0,00	626,9	10,08	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1764	0,3326	0,1763	0,00	0,1763	0,999	OK	-0,132	OK
3	0,00	682	10,96	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,1918	0,3617	0,1918	0,00	0,1918	1,000	OK	-0,144	OK
2	0,00	729,9	11,73	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,2053	0,3871	0,2053	0,00	0,2053	1,000	OK	-0,154	OK
1	0,00	796,2	12,8	14	210000	0,1	280	254	1,00	0,2240	0,4224	0,2239	0,00	0,2239	1,000	OK	-0,168	OK

Tabela 19 - Dimensionamento PX21 Edifício 9 Pavimento Método dos Estados Limites

Pav.	M (kN.m)	N (kN)	b (cm)	f <sub>pk</sub> (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	H (cm)	L (cm)	Y <sub>m</sub>	w (cm <sup>3</sup> )	λ	R	f <sub>d</sub> (kN)	Verificação compressão	f <sub>td</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Verificação tração
9	1,43	192,50	14	3,15	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,110	0,0516 OK	0,0125	-0,044 OK
8	2,35	393,57	14	3,66	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,128	0,1275 OK	0,0125	-0,109 OK
7	3,53	578,42	14	5,36	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,188	0,1875 OK	0,0125	-0,160 OK
6	4,20	744,60	14	6,90	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,241	0,2412 OK	0,0125	-0,207 OK
5	4,70	891,66	14	8,26	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,289	0,2887 OK	0,0125	-0,248 OK
4	5,29	1021,30	14	9,46	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,331	0,3306 OK	0,0125	-0,284 OK
3	52,58	1034,68	14	10,17	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,356	0,3558 OK	0,0125	-0,256 OK
2	6,55	1238,58	14	11,46	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,401	0,4900 OK	0,0125	-0,344 OK
1	100,21	1209,18	14	12,37	210000	280	254	2	150537	20	0,875	0,433	0,4330 OK	0,0125	-0,273 OK

As tabelas 25 e 26 mostram respectivamente resumos das resistências dos blocos encontradas nos dimensionamentos dos edifícios de 9 pavimentos através dos dois métodos para as duas paredes.

---



---

<b>Tabela 20 - Resistência do Bloco Tensões Admissíveis</b>				
<b>Pavimento</b>	<b>PY1</b>		<b>PX21</b>	
	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>
<b>9</b>	3,15	4,50	3,15	4,50
<b>8</b>	4,45	6,36	4,15	5,93
<b>7</b>	6,78	9,69	5,27	7,53
<b>6</b>	9,15	13,07	7,63	10,90
<b>5</b>	11,56	16,51	8,98	12,83
<b>4</b>	14,01	20,01	10,08	14,40
<b>3</b>	16,49	23,56	10,96	15,66
<b>2</b>	18,98	27,11	12,06	17,23
<b>1</b>	21,23	30,33	12,80	18,29

---



---



---



---

<b>Tabela 21 - Resistência do Bloco Estados Limites</b>				
<b>Pavimento</b>	<b>PY1</b>		<b>PX21</b>	
	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>
<b>9</b>	3,15	4,50	3,15	4,50
<b>8</b>	3,78	5,40	3,66	5,22
<b>7</b>	5,78	8,26	5,36	7,66
<b>6</b>	7,84	11,20	6,90	9,85
<b>5</b>	9,95	14,22	8,26	11,80
<b>4</b>	12,11	17,31	9,46	13,51
<b>3</b>	14,33	20,48	10,17	14,53
<b>2</b>	16,57	23,67	11,46	16,37
<b>1</b>	18,63	26,61	12,37	17,67

---



---



Foi possível observar que no edifício de 9 pavimentos ainda ocorreu resultados de resistências menores para o dimensionamento pelo método dos estados limites em relação com o método das tensões admissíveis, sendo que este ganho foi de aproximadamente 12% para parede PY1 e aproximadamente 4% para parede PX21.

Os elevados valores de resistências encontrados para os blocos não são valores representativos, pois não foi feita a uniformização de tensões entre as paredes vizinhas, chegando assim a valores impraticáveis, sendo que, para estes casos seria necessário que fosse preenchido os vazios dos blocos de concreto com graute, para assim, aumentar sua área efetiva levando a uma maior resistência.

#### 6.9 COMPARATIVO DAS RESISTÊNCIAS.

O gráfico 1 mostra que a resistência dos blocos encontradas através dos métodos das tensões admissíveis são maiores que quando dimensionados pelo método dos estados limites, para parede PY1 esta diferença ainda é mais visível, já que, os esforços solicitantes encontrados para esta parede foram maiores que da parede PX21.

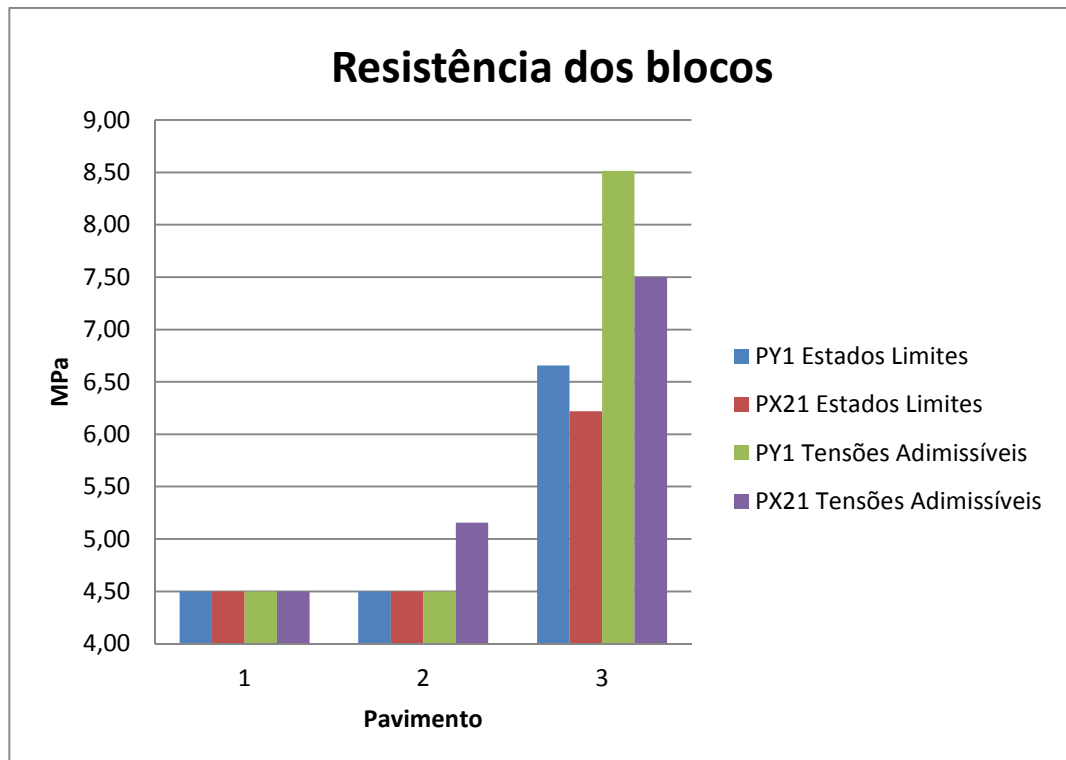


Gráfico 1 – Resistência dos blocos para 3 pavimentos.

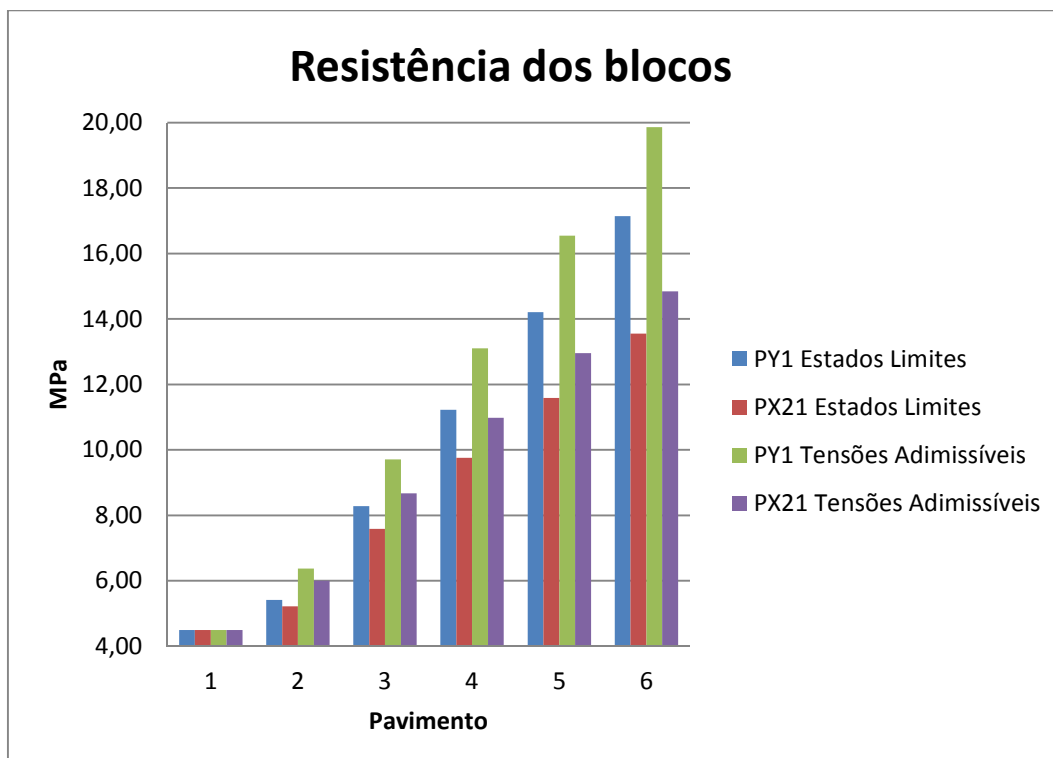
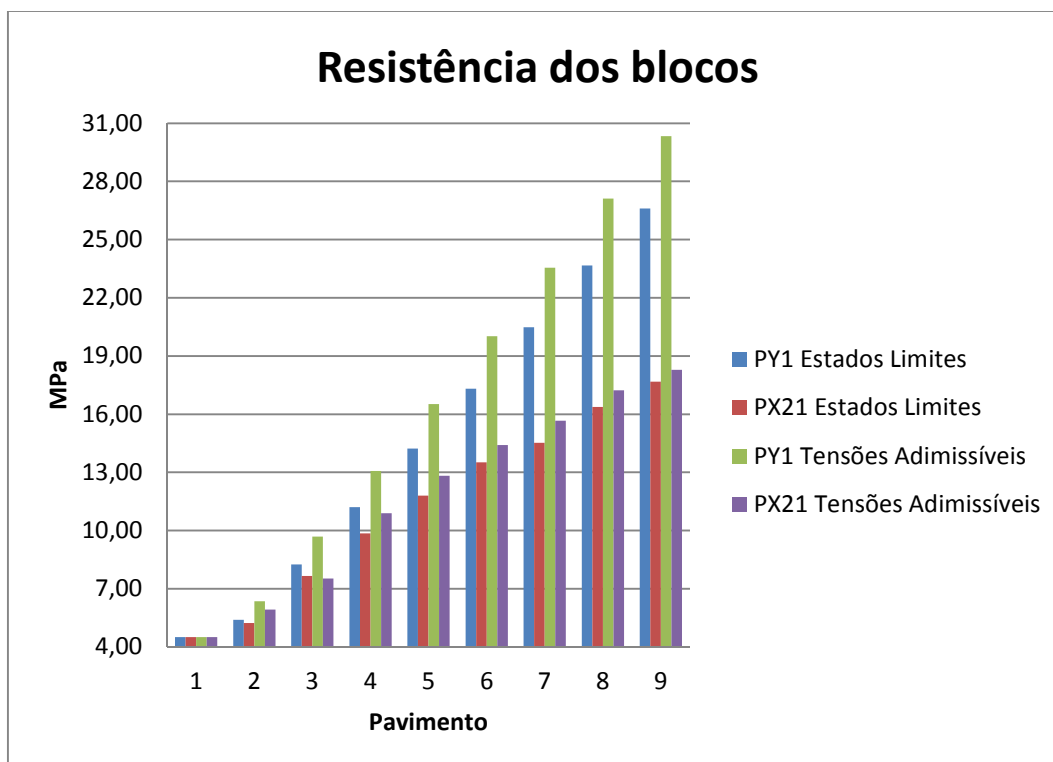


Gráfico 2 – Resistência dos blocos para 6 pavimentos.



**Gráfico 3 – Resistência dos blocos para 9 pavimentos.**

Quando se observa os três gráficos pode se verificar que o método dos estados limite mostra além de ser um método mais moderno ainda apresenta uma economia quanto à resistência do bloco comparado com método das tensões admissíveis.

É importante observar também que conforme o número de pavimentos do edifício vai aumentando a diferença entre as resistências dos dois métodos se aproximam, isto pode ser visto claramente, pois as resistências no edifício de 9 pavimentos estão mais próximas que quando observado o edifício de 3 pavimentos.

## 7 CONCLUSÕES

Com os dimensionamentos desenvolvidos para realização deste trabalho, pode se verificar que método dos estados limites através da NBR 15961-1:2011 é um método mais organizado e estruturado quando comparado com o dimensionamento pela NBR 10837:1989 através do método das tensões admissíveis.

O primeiro se mostra mais eficiente em relação às solicitações que a estrutura deve atender. Isto ocorre devido à possibilidade de comparar diversos tipos combinações e ações utilizando diversos coeficientes de ponderação, fazendo com que a consideração das ações incidentes na estrutura se aproxime melhor das situações de solicitação às quais a estrutura estará sujeita durante sua vida útil.

As combinações das diversas ações para o estado de limite último, faz com que se torne praticamente inviável calcular manualmente os esforços solicitantes combinados das edificações, fazendo necessário a utilizações de software que obtenham estes esforços.

O método das tensões admissíveis utiliza um procedimento de segurança estrutural mais simples, pois utiliza os mesmos coeficientes de segurança independentemente das intensidades e natureza dos carregamentos que atuam sobre a estrutura.

Neste trabalho ficou evidente que o método dos estados limites torna o dimensionamento mais realista e econômico, principalmente em edificações com número menor de pavimentos, onde foi possível observar uma variação de aproximadamente 20% entre os métodos, observou-se também uma diminuição desta diferença conforme o numero de pavimentos aumenta, podendo verificar variação em torno de 10% para o edifício de 9 pavimentos.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989. Disponível em: <<https://www.gedweb.com.br/utfpr/>>. Acesso em: 23 jun. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1**: Alvenaria Estrutural - Blocos de Concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011. Disponível em: <<https://www.gedweb.com.br/utfpr/>>. Acesso em: 23 jun. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8949**: Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1985. Disponível em: <<https://www.gedweb.com.br/utfpr/>>. Acesso em: 08 ago. 2013.

ACCETTI, kristiane Mattar. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. 1998. 247 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. Disponível em: <[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1998ME\\_KristianeMattarAcceti.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1998ME_KristianeMattarAcceti.pdf)>. Acesso em: 08 ago. 2013.

ATAÍDE, César Alexandre Varela. **Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o dos estados limites para alvenaria estrutural**. 2005. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. Disponível em: <[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2005ME\\_CesarAlexandreVarelaAtaide.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2005ME_CesarAlexandreVarelaAtaide.pdf)>. Acesso em: 25 jun . 2013.

ATAÍDE, César A. V.; CORRÊA, Márcio R. S. Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o dos estados limites para alvenaria estrutural. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 8, n. 34, p. 105-134, 2006. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee34\\_105.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee34_105.pdf)>. Acesso em: 25 jun . 2013.

AVILLA JUNIOR, Jovair Antonio; FURLAN JÚNIOR, Sydney; TANCREDO, Adriano de Oliveira; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. Alvenaria estrutural: método dos estados limites. In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2006, São Carlos, São Paulo. **Anais...** São

Paulo, 2006. Disponível em: < <http://pt.scribd.com/doc/161401536/tese-alvenaria>>. Acesso em: 28 ago. 2013.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Contribuição ao projeto de edifícios em alvenaria estrutural pelo método das tensões admissíveis**. 1993. 252 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993. Disponível em: <[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1993ME\\_PauloSergiodosSantosBastos.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1993ME_PauloSergiodosSantosBastos.pdf)>. Acesso em: 28 jun . 2013.

CAMACHO, Jefferson Sidney. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 2006. Núcleo de Ensino e Pesquisa de Alvenaria Estrutural da Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Projeto%20de%20edificios%20de%20alvenaria%20estrutural.pdf>>. Acesso em: 10 jul . 2013.

CORELHANO, Angelo G. B.; CORRÊA, Márcio R. S. Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 12, n. 56, p. 1-9, 2010. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19052010-093917/pt-br.php>>

HENRRIQUES, António Abel Ribeiro. **Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural**. 1998. 522 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 1998. Disponível em: <<http://paginas.fe.up.pt/~aarh/tese-A4.pdf>>. Acesso em: 24 jul . 2013.

LAVANDOSCKI, Fabio Ioveni. **Estudo comparativo entre soluções para edifícios de alvenaria estrutural em função do número de paredes estruturais e o tipo de laje**. 2011. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2011. Disponível em: <<http://www.ppgciv.ufscar.br>>. Acesso em: 10 jul . 2013.

NASCIMENTO NETO, Joel A. do; CORRÊA, Márcio R. S. Análise tridimensional de edifícios em alvenaria estrutural submetidos à ação do vento. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 19, p. 81-100, 2002. Disponível em: < [http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee19\\_81.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee19_81.pdf)>

RAMALHO, Marcio A.; CORRÊA, Márcio R. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2003.