

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

DANIEL BENETTI

**INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DAS ABERTURAS NO
DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2016

DANIEL BENETTI

**INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DAS ABERTURAS NO
DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL**

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

Orientador: Prof^a. Msc. Lucia Bressiani

TOLEDO

2016



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 021

Influência da Posição das Aberturas no Dimensionamento da Alvenaria Estrutural

por

Daniel Benetti

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 15:50 h do dia **13 de Junho de 2016** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Esp. Christian Valcir K. de Oliveira
(UTFPR – TD)

Prof^a. Msc. Silvana da Silva Ramme
(UTFPR – TD)

Prof^a. Msc. Lucia Bressiani
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr Lucas Boabaid Ibrahim
Coordenador da COECI

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

AGRADECIMENTOS

Acima de tudo, agradeço a Deus por seu Amor incondicional, misericórdia, proteção e providência perfeita;

A minha mãe Margarete e ao meu pai Roque, pelo amor e apoio incondicional, pois não mediram esforços para que eu alcançasse mais esta conquista.

A toda a minha família pelo apoio e incentivo;

À minha noiva Geila, por ter me dado apoio que necessitava nos momentos difíceis, carinho, respeito, e tornar minha vida cada dia mais feliz.

À Professora Lucia Bressiani pelas orientações, amizade e confiança em meu trabalho.

Aos professores da banca examinadora, por todas as contribuições na realização deste trabalho.

A todos os professores que compartilharam comigo, ao longo do curso, seus conhecimentos;

Aos meus colegas de trabalho, pelo auxílio e apoio, compartilhando conhecimentos e experiências.

A todos os meus amigos pela parceria e companheirismo durante esta jornada.

A todos que de alguma forma me auxiliaram na realização deste trabalho.

RESUMO

Benetti, Daniel. Influência da Posição das Aberturas no Dimensionamento da Alvenaria Estrutural. 98 f. Monografia, Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2016.

A alvenaria estrutural foi utilizada por diversos povos ao longo da história da humanidade, se tornando um sistema tradicional e antigo. Com o desenvolvimento tecnológico ocorrido nos últimos 100 anos, a alvenaria estrutural seguiu a mesma tendência, saindo da forma rudimentar e empírica para uma econômica e racionalizada. Vários estudos foram desenvolvidos na área de alvenaria estrutural, enfocando questões referente a execução de obras, ensaios experimentais, estudo de patologias, orçamento e projetos. Porém, em alguns trabalhos comenta-se superficialmente sobre a posição das aberturas, que influencia na determinação dos grupos de paredes, e conseqüentemente, na distribuição de cargas. Neste sentido, o presente trabalho procurou obter informações sobre a influência da distribuição das aberturas no dimensionamento da alvenaria estrutural, com o objetivo de auxiliar na fase da elaboração do projeto arquitetônico deste sistema construtivo. Para isso, desenvolveu-se duas plantas arquitetônicas, considerando duas formas de disposição das aberturas de portas e janelas. Após isso, foi realizado o dimensionamento estrutural para as duas situações. Ao final do trabalho foi constatado que no projeto onde as aberturas foram distribuídas nos sentidos X e Y, os resultados foram melhores do que os obtidos para o projeto com a maioria das aberturas dispostas no sentido X. Os melhores resultados se referem a necessidade de menor resistência dos blocos, de argamassa, de área de aço e de quantidade de reforços com pontos de graute.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural. Dimensionamento. Posição das aberturas. Blocos cerâmicos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Catedral de Notre Dame em Paris, França.....	14
Figura 2 - Família 29.	18
Figura 3 - Família 39.	18
Figura 4 - Ensaio de prisma.	22
Figura 5 - Estado de tensões na argamassa com interação com o bloco.	22
Figura 6 - Imperfeições geométricas globais.....	24
Figura 7 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.....	28
Figura 8 – Comprimento efetivo de flanges.....	29
Figura 9 - Planta 1.....	42
Figura 10 - Planta 2.....	43
Figura 11 - Áreas de influência de cada parede da planta 1.	45
Figura 12 - Áreas de influência de cada parede da planta 2.	46
Figura 13 - Grupos de paredes da planta 1.....	48
Figura 14 - Grupos de paredes da planta 2.....	49
Figura 15 - Painéis na direção X da planta 1.....	52
Figura 16 - Painéis na direção X da planta 2.....	53
Figura 17 - Grupos de paredes Y5B, X4C e Y11B, X4E das plantas 1 e 2.	58
Figura 18 - Grupos 6 e 10 da planta 1.....	59
Figura 19 - Grupos 5 e 11 da planta 2.....	60
Figura 20 - Paredes X 5A, X5E, Y2A e Y14A nos Grupos 5 e 11 da Planta 1.	60
Figura 21 - Paredes X5A, X5E, Y2A e Y14A nos Grupos 6 e 12 - Planta 2.	61
Figura 22 - Variação das tensões no primeiro pavimento.	61
Figura 23 - Valores médios das tensões das plantas 1 e 2.	62
Figura 24 - Média das tensões em cada pavimento.....	62
Figura 25 - Coeficiente de variação das tensões em cada pavimento.	63
Figura 26 - Paredes da planta 1 X5A e X5E.....	68
Figura 27 - Paredes da planta 2 X5A e X5E.....	68
Figura 28 - Parede X5A posição e área de aço das plantas 1.	72
Figura 29 – Parede X5A posição e área de aço das plantas 2.....	73
Figura 30 – Exemplo distribuição dos pontos de graute a parede X5A.	74

Figura 31 - Parede X5A no 3° pavimento.....75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações	27
Tabela 2 – Coeficientes para redução de ações variáveis	27
Tabela 3 - Valores de γ_m	32
Tabela 4 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento - f_{vk} (MPa).	34
Tabela 5 – Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa). ...	36
Tabela 6 - Paredes pertencentes ao grupo.	50
Tabela 7 – Resistência característica do prisma (f_{pk}) e do bloco (f_{bk}), Planta 1. ...	55
Tabela 8 – Resistência característica do prisma (f_{pk}) e do bloco (f_{bk}), Planta 2. ...	57
Tabela 9 – Resistências dos blocos dos pavimentos entre as duas plantas	58
Tabela 10 – Resistências da argamassa para os blocos utilizados.	64
Tabela 11 – Resistências da argamassa dos pavimentos entre as duas plantas	64
Tabela 12 – Relação entre τ_{vd}/f_{vd} , da planta 1.....	64
Tabela 13 – Relação entre τ_{vd}/f_{vd} , da planta 2.....	66
Tabela 14 – Área de aço em cm ² para as duas plantas sem <i>Asmin</i>	70
Tabela 15 - Área de aço em cm ² para as duas plantas com <i>Asmin</i>	71
Tabela 16 - Área de aço em cm ² das paredes mais significativas no 1° pavimento..	72
Tabela 17 - Número de pontos de graute para as duas plantas.....	74
Tabela 18 - Síntese dos resultados.....	76

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 JUSTIFICATIVA	12
1.2 OBJETIVOS	13
1.2.1 Objetivos Gerais	13
1.2.2 Objetivos Específicos	13
1.3 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1 EVOLUÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO	14
2.1.1 Vantagens e Desvantagens	15
2.2 COMPONENTES E ELEMENTOS	16
2.2.1 Blocos ou Unidades.....	16
2.2.2 Argamassa de Assentamento	19
2.2.3 Graute	20
2.2.4 Armaduras.....	21
2.2.5 Prisma	22
2.3 AÇÕES NAS ESTRUTURAS	23
2.3.1 Ações Permanentes	23
2.3.2 Ações Variáveis.....	25
2.3.3 Ações Excepcionais	26
2.3.4 Combinações de Ações.....	26
2.3.5 Distribuição das Ações Verticais	27
2.3.6 Distribuição das Ações Horizontais	29
2.4 DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL.....	30
2.4.1 Compressão Simples	30
2.4.2 Cisalhamento	32
2.4.3 Flexo-compressão.....	34
2.5 PESQUISAS NA ÁREA DE ALVENARIA ESTRUTURAL	38
3 MATERIAIS E MÉTODOS	41
3.1 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO.....	41
3.2 LEVANTAMENTO DAS CARGAS VERTICAIS.....	44

3.2.1 Cargas das Lajes	44
3.2.2 Cargas das Paredes.....	47
3.3 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS	47
3.4 LEVANTAMENTO DAS CARGAS HORIZONTAIS	50
3.5 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS.....	51
3.6 DIMENSIONAMENTO.....	54
3.7 METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	54
4 RESULTADOS.....	55
4.1 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES	55
4.2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA SUBMETIDOS AO CISALHAMENTO	63
4.3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO.....	70
4.3.1 Análise da Tração na Flexo-compressão	70
4.3.2 Análise da Compressão na Flexo-compressão	73
4.4 SÍNTESE DOS RESULTADOS	76
5 CONCLUSÃO	78
5.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	79
6 REFERÊNCIAS.....	81
APÊNDICE 1 – PRANCHA DOS DESENHOS DA PLANTA 1.....	85
APÊNDICE 2 – PLANILHAS DOS CÁLCULOS DA PLANTA 1	87
APÊNDICE 3 – PRANCHA DOS DESENHOS DA PLANTA 2.....	91
APÊNDICE 4 – PLANILHAS DOS CÁLCULOS DA PLANTA 2	93

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo antigo e tradicional, sendo utilizado por diversos povos durante a história da humanidade. Alguns exemplos de obras antigas executadas com este sistema são as Pirâmides de Gizé, Coliseu de Roma, Catedral de Reims, Catedral de Notre Dame, dentre outros.

Nos últimos 100 anos a alvenaria estrutural passou por um desenvolvimento, saindo da forma rudimentar e empírica para uma econômica e racionalizada. No Brasil a primeira norma surgiu em 1989, sendo as versões atuais a ABNT NBR 15812 de 2010, que se refere aos blocos cerâmicos e a ANBT NBR 15961 de 2011 para blocos de concreto.

Apesar de diversos estudos na área, ainda se constata a escassez de material bibliográfico sobre os conceitos de projeto de alvenaria estrutural. Aliado a isso muitos profissionais desconhecem os procedimentos de cálculo, afetando principalmente a racionalização da alvenaria estrutural.

A racionalização consiste em integrar as soluções de projeto, para evitar problemas como desperdício de tempo e recursos, além da geração de volumes de entulhos e, por consequência, tornar um sistema econômico, eficiente, deixando o processo mais industrializado e sustentável (FIGUEIRÓ, 2009).

Para melhorar a racionalização e o desenvolvimento dos projetos, muitas questões ainda não são definidas claramente nas normas e nas bibliografias sobre projeto de alvenaria estrutural, sendo necessário que o projetista adote critérios de cálculo com base em ensaios ou pela experiência adquirida ao longo do tempo.

Assim sendo, este trabalho pretende realizar uma comparação de dois projetos arquitetônicos, cuja diferença está na posição das aberturas. Desta maneira, procura-se obter informações sobre a influência da distribuição das aberturas no dimensionamento da alvenaria estrutural, com o objetivo de auxiliar na fase da elaboração do projeto arquitetônico para este sistema construtivo.

1.1 JUSTIFICATIVA

Para se conseguir a racionalização no processo construtivo em alvenaria estrutural, a fase de projeto é um ponto crucial, onde o gerenciamento dos projetos arquitetônico e complementares, além da compatibilização destes projetos se tornam essenciais.

Apesar do desenvolvimento da alvenaria estrutural ocorrido nas últimas décadas, existe a necessidade de desenvolvimento de projetos mais econômicos e seguros, atingindo a sua otimização.

Na realização deste trabalho, observou-se que existem diversas pesquisas relacionadas à alvenaria estrutural, porém a maioria delas estudam os materiais.

Já os trabalhos na área de projetos, na sua grande parte, estudam a relação entre a norma brasileira com as normas estrangeiras ou com a norma antiga. Outra linha de pesquisa encontrada é sobre a comparação entre os sistemas construtivos, por exemplo, concreto armado com a alvenaria estrutural, principalmente com relação à questão de custos.

Um trabalho que pode ser destacado foi o realizado por Santos (2015), que analisou a influência da forma do projeto arquitetônico no dimensionamento de projetos de alvenaria estrutural. Dentre as conclusões obtidas, o autor destaca que além da forma arquitetônica, a disposição dos ambientes internos e a posição das aberturas podem otimizar os resultados obtidos de qualquer formato considerado.

E é neste sentido que este trabalho procura contribuir analisando como a posição das aberturas influencia no resultado do dimensionamento de projetos de alvenaria estrutural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Gerais

O objetivo geral do trabalho é analisar a influência da posição das aberturas no dimensionamento de projetos em alvenaria estrutural.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral, definiu-se os seguintes objetivos específicos:

- Verificar a influência da posição das aberturas no dimensionamento à compressão.
- Verificar a influência da posição das aberturas no dimensionamento ao cisalhamento.
- Verificar a influência da posição das aberturas no dimensionamento à flexo-compressão.

1.3 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho apresentará o dimensionamento de um projeto de alvenaria estrutural de oito pavimentos para duas plantas arquitetônicas semelhantes, que apresentam diferenças apenas com relação à posição das aberturas. O dimensionamento será efetuado utilizando blocos cerâmicos. As estruturas de concreto armado das edificações (lajes e escadas) não serão dimensionadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 EVOLUÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo tradicional, usado desde o início das atividades humanas em suas edificações, com a utilização de blocos de diversos tipos de materiais como a argila, pedra, entre outros. Obras antigas desafiam o tempo passando por séculos e até mesmo milênios, como por exemplo, as pirâmides de Guizé, se tornando verdadeiros monumentos com grande importância histórica para a humanidade (RAMALHO *et al.*, 2003).

Roman *et al.* (2002) e Camacho (2006) definem alvenaria estrutural como um processo construtivo onde se utilizam as paredes para a vedação e como elementos resistentes às cargas. Este método, que tem muitos anos de existência, até o final do século XIX era baseado em conhecimentos empíricos, o que ocasionava paredes de grandes espessuras.

Um exemplo de sua utilização na antiguidade é a Catedral de Notre Dame (Figura 1), que existe até a atualidade em boas condições de conservação, mostrando a potencialidade, qualidade e a durabilidade do processo (ROMAN *et al.*, 2002).

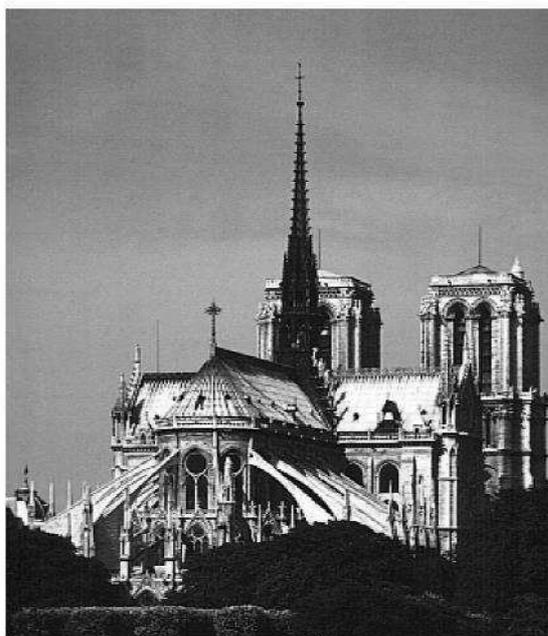


Figura 1 - Catedral de Notre Dame em Paris, França.

Fonte: Roman *et al.* (2002).

Segundo Camacho (2006), no início do século XX o surgimento do aço e do concreto armado possibilitou obras com mais variações, detalhes arquitetônicos, maiores vãos e maior área útil da edificação. Desta maneira, a alvenaria passou a ser utilizada apenas para vedação. Foi redescoberta com a necessidade da racionalização das construções. Com isso, desenvolveram-se pesquisas em diversos países, o que propiciou a criação de normas e critérios de cálculos baseados em métodos de racionalização. Na Europa e nos Estados Unidos, o desenvolvimento de pesquisas permitiu a elaboração de normas modernas com recomendações para projetos e execução, o que permitiu uma maior competitividade para este método construtivo. Já no Brasil, passou a ser utilizada a partir dos anos 60, sendo empregada em grandes centros.

No Brasil, em dezembro de 1977 criou-se a Comissão de Estudos para desenvolver as normas nacionais de alvenaria estrutural. Em 1989 foi publicada a NBR 10837, sendo baseada na norma americana. Já no ano de 2000 foi disponibilizada a sua versão corrigida. Com o incentivo da Associação Nacional da Indústria Cerâmica (ANACER), em 2007, foi formada uma comissão de estudo para a produção de uma norma de cálculo para alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. Assim, em 2010, entrou em vigor a NBR 15812-1 Alvenaria Estrutural - Blocos cerâmicos Parte 1: Projeto e a NBR 15812-2 Alvenaria Estrutural - Blocos cerâmicos Parte 2: Execução e controle de obras, que são as normas atuais para projeto e execução de obras em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos (REBOREDO, 2013).

2.1.1 Vantagens e Desvantagens

Camacho (2006) destaca entre as vantagens da alvenaria estrutural a redução de custos, menor diversidade de materiais empregados, redução da diversidade de mão de obra especializada, maior rapidez de execução e robustez estrutural. Como desvantagens cita a limitação de realizar algumas formas arquitetônicas e a impossibilidade de adaptações de uso da edificação.

Roman *et al.* (1999) destaca outras vantagens: a coordenação modular; projeto de fácil compreensão pela mão de obra; é econômico, normalmente, em

relação aos estruturados; execução da alvenaria em uma única etapa; redução de uso de madeira, concreto e armaduras; possibilita o uso de espessuras menores de revestimentos; maior agilidade na execução; menor desperdício de material com rasgos nas paredes para a passagem de instalações; receptividade da mão de obra ao treinamento; menor número de equipes (carpintaria e armação); facilita a supervisão. Já como desvantagens destaca: limitação da remoção das paredes, sendo necessária a definição na fase de projeto sobre a possibilidade de se remover alguma parede; dificuldade de se fazer grandes vãos, ocasionando o aumento dos custos de sua execução; pequeno número de profissionais habilitados no uso deste processo.

2.2 COMPONENTES E ELEMENTOS

A alvenaria é dividida em componentes e elementos. Os componentes são os blocos ou unidades, a argamassa, o graute e a armadura. Já os elementos compreendem a integração de pelo menos dois componentes, gerando as paredes, pilares, cintas, vergas, dentre outros (RAMALHO *et al.*, 2003).

2.2.1 Blocos ou Unidades

Blocos ou unidades são componentes básicos, responsáveis pela definição da alvenaria estrutural, conferindo a resistência da estrutura. No Brasil os blocos mais utilizados são os de concreto, cerâmicos e de sílico-calcário (RAMALHO *et al.*, 2003, ROMAN *et al.*, 1999).

Os blocos de concreto são obtidos a partir de uma mistura de cimento (aglomerante) e agregados (areia e brita), além da adição de água. Após a mistura, a moldagem é feita por uma máquina que combina pressão e vibração. Para acelerar a cura normalmente utiliza-se o aquecimento das unidades (ROMAN *et al.*, 2002).

Para os blocos cerâmicos são obtidos a partir da mistura da argila (aglomerante), sendo moldadas normalmente por extrusão. O ingrediente básico nestas unidades é a argila, sendo composta por sílica, silicato de alumínio e variadas quantidades de óxidos ferrosos. Este material então é submetido a altas temperaturas onde as partículas fundem-se. Para alvenaria estrutural, são usados blocos com valores de resistência acima de 4,0 MPa, devendo ser especificado no projeto estrutural (ROMAN *et al.*, 1999).

As unidades de sílico-calcário são feitas a partir de uma composição adequada de cal e areia quartzosa moldadas por prensagem e curadas por vapor de pressão. Dentre as características destacam-se boa resistência, durabilidade e grande uniformidade. No Brasil, os blocos apresentam resistência que variam de 6 a 20 Mpa (ROMAN *et al.*, 1999).

Com relação a forma dos blocos, podem ser maciças, que apresentam no máximo 25% de vazio, ou vazadas, com mais de 25% de vazios (RAMALHO *et al.*, 2003).

Camacho (2006) cita que as unidades (blocos) são responsáveis pela resistência a compressão e determinam os procedimentos e técnicas de coordenação modular dos projetos. Também são as responsáveis por algumas propriedades como a resistência a compressão, estabilidade dimensional, vedação, trabalhabilidade, modulação e absorção adequada de água.

Pastro (2007) destaca a importância da absorção de água, sendo que o bloco não deve ter alta absorção, para não retirar muita água da argamassa, e também não ser totalmente impermeável afetando a aderência da argamassa.

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, a especificação dos blocos deve ser feita de acordo com a ABNT NBR 15270-2, que trata sobre os blocos cerâmicos para alvenaria estrutural, as terminologias e requisitos, apresentando as dimensões fabricadas.

Segundo Duarte *et al.* (2013), a classificação dos blocos é feita por famílias, que são caracterizadas pelo seu comprimento, separados em blocos principais e especiais. As famílias mais usuais são as de 29 e 39cm, apesar da norma especificar ainda blocos com 24 cm.

A Figura 2 apresenta a família 29, onde B1 é o bloco principal, B2 é o meio bloco e B3 é o bloco especial utilizado para encontro de paredes em T ou

cruzamentos. Figura 3 é apresentada a família 39, onde B1 é o bloco principal, B2 é o meio bloco, B3 é o bloco especial utilizado para encontro de paredes em T ou cruzamentos e por último o bloco B4, que é o bloco especial utilizado para encontros de paredes em canto.

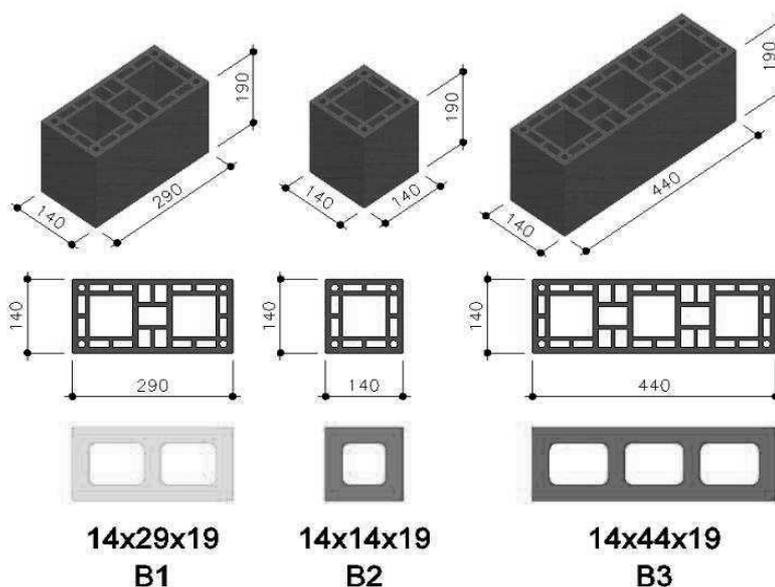


Figura 2 - Família 29.

Fonte: Adaptado de Duarte et al. (2013).

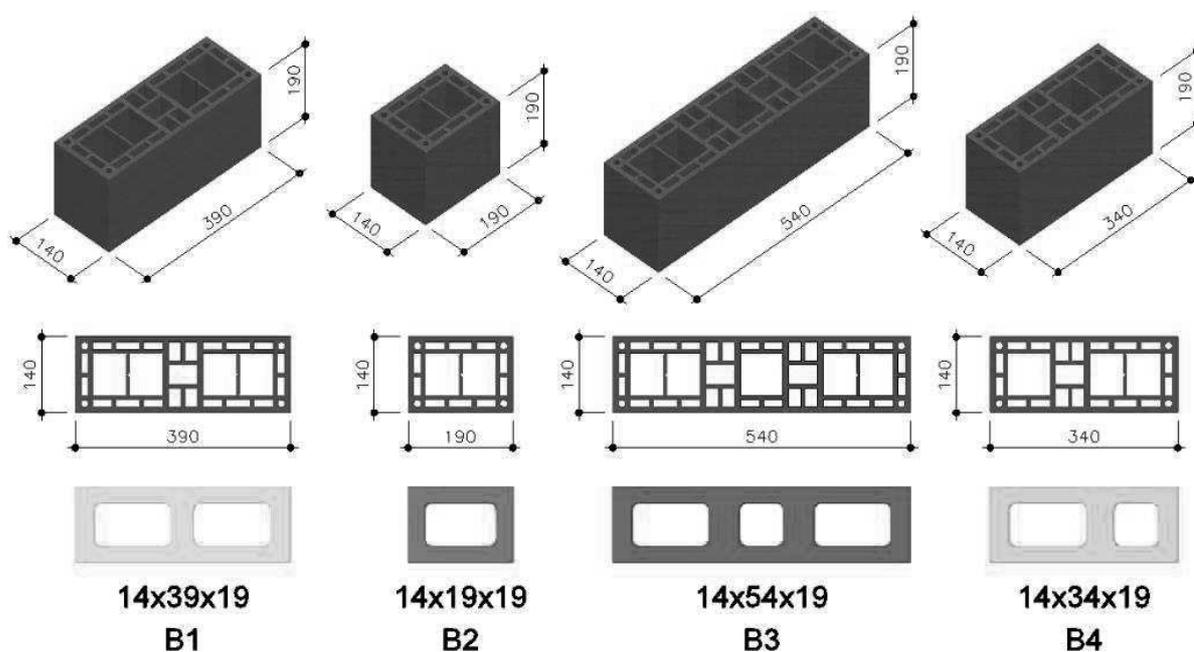


Figura 3 - Família 39.

Fonte: Adaptado de Duarte et al. (2013).

2.2.2 Argamassa de Assentamento

Roman *et al.* (1999) e Camacho (2006) definem argamassa como um componente da alvenaria estrutural que faz a ligação dos blocos, evitando pontos de concentração de tensões. A composição básica é o cimento, agregado miúdo, água e cal. Em alguns casos são utilizados adições para melhorar algumas propriedades. Ainda apresenta a função de compensar pequenas variações dimensionais dos blocos.

Roman *et al.* (2002) cita que nos últimos anos há uma maior oferta de argamassas industrializadas que apresentam, além da composição citada, aditivos plastificantes.

Para Ramalho *et al.* (2003), a argamassa tem como funções básicas solidarizar os blocos, transmitindo de forma uniforme as tensões entre as unidades da alvenaria, absorver pequenas deformações e evitar a entrada de água e vento para dentro das edificações.

Pastro (2007) também afirma que a argamassa tem a responsabilidade de distribuir as tensões para os blocos. Porém, deve-se ter um cuidado especial com relação as juntas, que devem ter em média 1 cm. Caso fique acima disso, a resistência da parede diminui, e se ficar abaixo as faces dos blocos podem se tocar, gerando concentração de tensões que afetam a resistência da parede.

Para o cumprimento das suas funções a argamassa precisa apresentar algumas características, como trabalhabilidade, resistência, plasticidade, durabilidade e retenção de água. Esta última é importante para a argamassa não perder água para os blocos com elevada absorção inicial, afetando suas funções (RAMALHO *et al.*, 2003, CAMACHO, 2006).

Roman *et al.* (2002) também menciona a importância da retenção de água, uma vez que o assentamento ocorre em superfícies absorventes e expostas a ação da evaporação. Neste sentido, a sucção de água pelos blocos é importante para a ligação entre a argamassa e as unidades. Porém, a relação entre a fluidez final e a inicial é expressa em porcentagem, e não deve ser inferior a 75%, para evitar a falta de água para a hidratação do cimento.

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, as argamassas destinadas ao assentamento devem atender os parâmetros determinados pela ABNT NBR 13281, que trata dos requisitos para argamassa de assentamento e revestimento de paredes e tetos. A especificação do valor mínimo da resistência à compressão é de 1,5 MPa, sendo limitada com o valor máximo de 0,7 da resistência característica específica para o bloco (fbk). A resistência da argamassa deve ser determinada segundo a ABNT NBR 13279, que trata da argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos, com a determinação da resistência à tração na flexão e à compressão.

Desta forma, o projetista deve ter conhecimento das tensões que a argamassa estará sendo submetida (RAMALHO *et al.*, 2003).

2.2.3 Graute

Para Roman *et al.* (1999), Ramalho *et al.* (2003), Camacho (2006) e Pastro (2007), o graute é um tipo de concreto semelhante ao convencional, cuja diferença está no agregado graúdo, que possui um diâmetro menor e geralmente é o pedrisco. O graute deve ser fluido para conseguir ocupar os vazios dos blocos adequadamente.

Tem como funções aumentar a seção transversal das unidades, aumentando a resistência à compressão, bem como solidarizar as eventuais armaduras posicionadas nos vazios dos blocos, transformando em um conjunto único (ROMAN *et al.*, 1999; RAMALHO *et al.*, 2003; CAMACHO, 2006; PASTRO, 2007 e TAUIL *et al.*, 2010).

Segundo Tauil *et al.* (2010), é importante efetuar o adensamento por camadas, para se obter o preenchimento adequado. A mistura pode ser feita por betoneiras no local da obra ou usinado em centrais externas. Deve-se ter o cuidado no momento do seu lançamento para não abalar as paredes já erguidas.

Roman *et al.* (2002) menciona a importância da definição do traço do graute, que deve observar duas considerações, ou seja, a resistência à compressão dos blocos e o traço da argamassa usada nas paredes. Da mesma forma, a resistência do graute deve ser a mesma da resistência da área líquida do bloco. Além disso, os

cuidados no processo de dosagem, proporcionamento, mistura e lançamento devem ser monitorados para atingirem bons resultados.

Roman *et al.* (1999) acrescenta ainda que a relação de água/cimento deve estar entre 0,8 a 1,1, dependendo do módulo de finura da areia e absorção de água pelo bloco, e apresentar boa trabalhabilidade. Para o *Slump Test* o autor sugere um abatimento entre 20 e 28 cm.

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, quando for especificado a sua utilização na alvenaria estrutural, deve ser verificada a sua resistência em laboratório. A influência da resistência do graute na resistência à compressão da parede é determinada através do ensaio de compressão de prisma, que deve ser elaborado seguindo as mesmas condições da execução.

2.2.4 Armaduras

Ramalho *et al.* (2003) e Camacho (2006) afirmam que as armaduras utilizadas na alvenaria estrutural são as mesmas que se usa no concreto armado, sendo sempre envoltas por graute, garantindo o trabalho conjunto dos componentes da alvenaria.

Camacho (2006) afirma que as armaduras têm como funções principais absorver os esforços de tração e/ou compressão da alvenaria estrutural.

Para Pastro (2007) a alvenaria estrutural também é solicitada a tração, como nos casos de verga e contraverga, que são dimensionadas como uma viga, em vãos longos de paredes e em muros de arrimo, necessitando de armação.

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, o aço deve ser especificado seguindo as recomendações da ABNT NBR 7480. No caso de ausência de ensaios ou dados fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade pode ser adotado com o valor igual a 210 GPa.

2.2.5 Prisma

A confecção do prisma consiste em moldar um corpo de prova com a sobreposição de blocos unidos com juntas de argamassa, com o objetivo de fornecer informações sobre o comportamento de uma parede com os mesmos componentes (PARSEKIAN *et al.*, 2010 e REBOREDO, 2013).

A Figura 4 apresenta o ensaio de prisma até o rompimento. Ocorrendo a expulsão lateral da argamassa. Já a Figura 5 apresenta o estado de tensões na argamassa com a interação com o bloco.

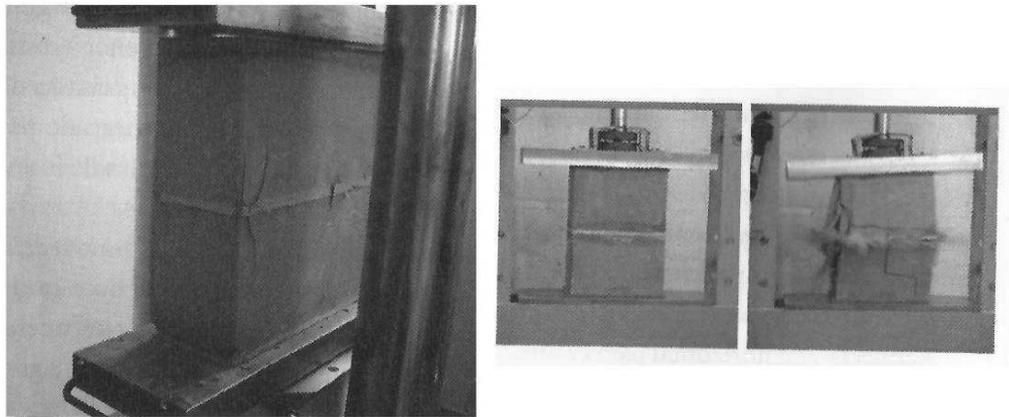


Figura 4 - Ensaio de prisma.

Fonte: Parsekian *et al.* (2010).

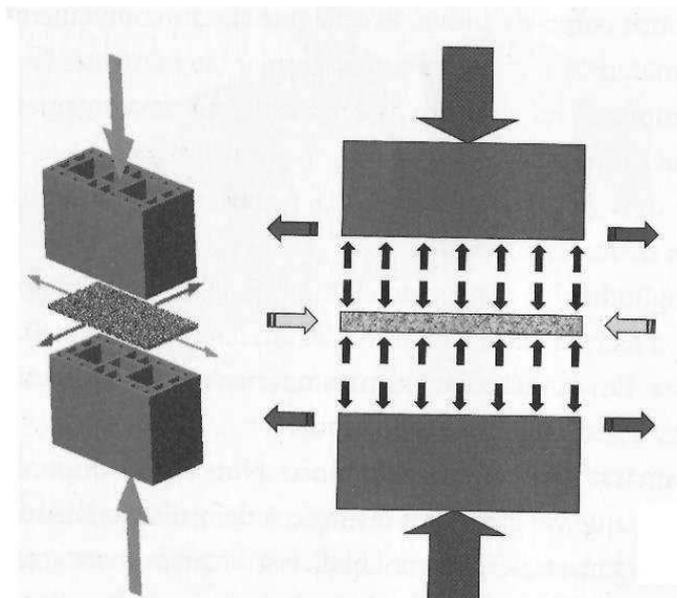


Figura 5 - Estado de tensões na argamassa com interação com o bloco.

Fonte: Parsekian *et al.* (2010).

Para a determinação da resistência característica da parede admite-se um valor igual a 70% da resistência do prisma característico (PARSEKIAN *et al.*, 2010 e PARSEKIAN, 2012).

A relação entre prisma/bloco apresenta variações consideráveis para diferentes tipos de blocos. Para os blocos cerâmicos esta relação pode apresentar um valor mínimo de 0,3, um valor médio de 0,5, podendo chegar a alguns casos até 0,6, que depende muito da uniformidade do bloco, material e a forma. O fabricante do bloco deve fornecer essa correlação (PARSEKIAN *et al.*, 2010).

2.3 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, as ações importantes para o projeto são todas as que influenciam ou produzem efeitos significativos para a segurança da estrutura, considerando os efeitos possíveis de estados-limites últimos e de serviço. Ainda classifica as ações como permanentes, variáveis e excepcionais.

2.3.1 Ações Permanentes

São ações que apresentam pouca variação ao longo da vida útil da edificação ou estrutura, sendo caracterizadas ainda da seguinte maneira:

As ações diretas são classificadas como:

- Peso específico: para blocos cerâmicos pode-se utilizar 12kN/m^3 (segundo a NBR 15812-1:2010) e para blocos de concreto 14kN/m^3 (segundo a NBR 15961-1:2011), somando ainda o peso do graute quando houver.
- Elementos construtivos e instalações permanentes: A ABNT NBR 15812-1:2010 orienta seguir a NBR 6120, que apresenta os valores da massa específica dos materiais construtivos comuns. Já para

instalações permanentes deve-se utilizar os valores normais fornecidos pelo fabricante.

- Empuxos permanentes, que originam de materiais granulosos ou líquidos não removíveis (ABNT NBR 15812-1:2010).

As ações indiretas, oriundas das imperfeições geométricas locais são consideradas quando do dimensionamento dos diversos elementos estruturais. Quanto as imperfeições geométricas globais, em edifícios de múltiplos andares, devem-se considerar o desaprumo, a partir do ângulo de desaprumo (Figura 6), dado em radianos, que é calculado segundo a Equação 1 da ABNT NBR 15812-1:2010.

$$\theta_a = \frac{1}{100 \times \sqrt{H}} \leq \frac{1}{40 \times H} \quad (1)$$

Onde:

θ_a é o ângulo de desaprumo em radianos;

H é a altura total da edificação em metros.

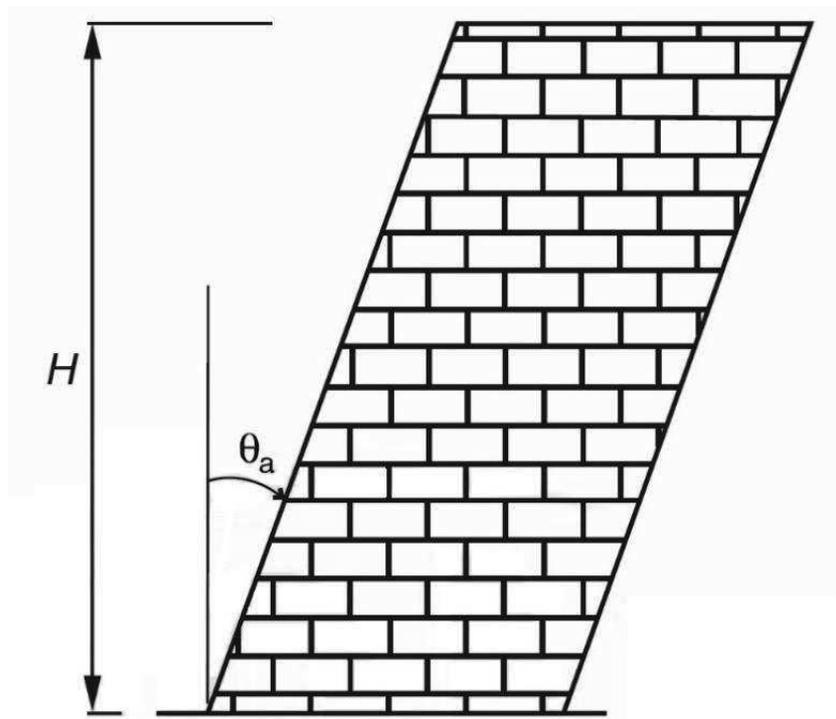


Figura 6 - Imperfeições geométricas globais.

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

Segundo Parsekian *et al.* (2010), a Equação 2 é utilizada para o cálculo da força horizontal de desaprumo.

$$F = P \times \theta_a \quad (2)$$

Onde:

θ_a é o ângulo de desaprumo em radianos;

F é a força horizontal;

P é o peso total do pavimento considerado.

2.3.2 Ações Variáveis

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, ações variáveis são aquelas que apresentam variações significativas ao longo da vida útil da edificação ou estrutura. Dividem-se em:

- Cargas acidentais são caracterizadas pelas cargas que agem sobre a estrutura a partir do seu uso (pessoas, móveis, equipamentos, materiais diversos, veículos, dentre outros.). Os valores destas cargas são apresentados na ANBT NBR 6120.
- Ação do vento: ação acidental que deve ser considerada de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6123.
- Ação de sismos: ação que pode ser observada dependendo da localização da edificação, em regiões que ocorrem este fenômeno, devendo ser analisado seguindo normas específicas (RAMALHO *et al.*, 2003).

2.3.3 Ações Excepcionais

Ações Excepcionais são oriundas de explosões, impactos, incêndio, dentre outros. A ABNT NBR 15812-1:2010 apresenta algumas orientações, para as ações citadas.

2.3.4 Combinações de Ações

Deve-se considerar cada tipo de carregamento para todas as combinações de ações que podem causar os efeitos mais desfavoráveis ao dimensionamento das partes de uma edificação. As ações permanentes sempre devem ser consideradas. Já as ações variáveis são consideradas quando causam efeitos desfavoráveis para a segurança. No caso das ações móveis analisa-se na posição mais desfavorável. Por último as ações excepcionais oriundas de impacto e explosões devem ser consideradas nos elementos estruturais que possam estar sujeitos a estas ações (ABNT NBR 15812-1:2010).

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, para cada combinação deve-se multiplicar os valores de carregamentos, por seus respectivos coeficientes de ponderação. As combinações últimas para os carregamentos permanentes e variáveis são obtidas a partir da Equação 3.

$$F_d = \gamma_g \times F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0j} \times F_{Qj,k}) \quad (3)$$

F_d é o valor de cálculo para a combinação última;

γ_g é o coeficiente das ações permanentes (Tabela 1);

$F_{G,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

γ_q é o coeficiente das ações variáveis (Tabela 1);

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como principal;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ representam os valores característicos reduzidos das demais ações variáveis (Tabela 2);

É necessário realizar todas as combinações para que se obtenha o maior valor de F_d , alternando as ações variáveis como principal e secundárias.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações

Categoria da Ação	Tipo de Estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,50	-
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	-

^a Edificações tipo 1, são aquelas em que as cargas acidentais superam 5kN/m²

^b Edificações tipo 2, são aquelas em que as cargas acidentais não superam 5kN/m²

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

Tabela 2 – Coeficientes para redução de ações variáveis

Ações		ψ_0
Cargas acidentais em edifícios	Edifícios residenciais	0,5
	Edifícios comerciais	0,7
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Pressão do vento para edificações em geral	0,6

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

2.3.5 Distribuição das Ações Verticais

A literatura sugere três formas de distribuição das ações verticais, ou seja, paredes isoladas, grupos isolados de paredes e grupos de paredes com interação, (RAMALHO *et al.*, 2003), como descritas a seguir.

2.3.5.1 Paredes Isoladas

Neste método cada parede é considerada como um elemento independente, não havendo interação e nem uniformização de cargas com as outras paredes. É considerado um método simples, rápido e seguro, pois o dimensionamento resulta em resistências de blocos mais altas do que se fosse considerada a uniformização e interação das paredes. O problema é que esta forma de cálculo é antieconômica (RAMALHO *et al.*, 2003).

2.3.5.2 Grupos Isolados de Paredes

Este método consiste na suposição de que as paredes são totalmente solidárias e sendo limitadas pelas aberturas (portas e janelas). Desta forma, as forças de interação em cantos e bordas são consideradas suficientes para garantir a distribuição e uniformização total em uma pequena altura. É um procedimento simples, porém um pouco mais trabalhoso que o anterior. Consiste em somar as cargas de cada parede pertencente ao grupo estudado, que em seguida são distribuídas pelo comprimento total das paredes do grupo. Considera-se um procedimento seguro, econômico, recomendado para edificações de qualquer altura. Observa-se na Figura 5 um exemplo de grupos de paredes (RAMALHO *et al.*, 2003).

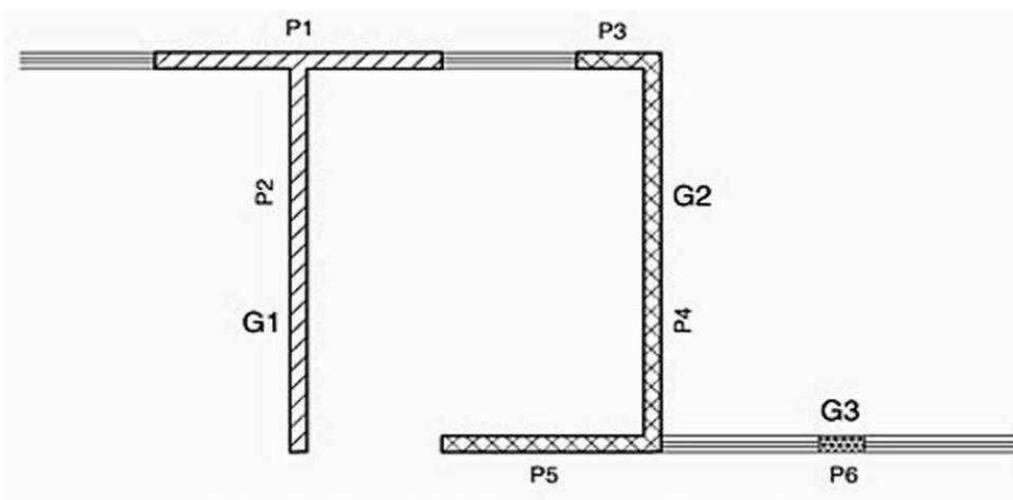


Figura 7 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.

Fonte: Ramalho *et al.* (2003).

2.3.5.3 Grupo de Paredes com Interação

Neste procedimento existe a consideração de que os grupos de paredes interagem entre eles. Desta maneira é necessário adotar uma taxa de interação entre os grupos, ou seja, existe uma distribuição de cargas de um grupo para o outro. É um procedimento que exige bastante experiência do projetista no momento de definir esta taxa de interação. Porém, é o método mais econômico dos três (RAMALHO *et al*, 2003).

2.3.6 Distribuição das Ações Horizontais

As ações classificadas como horizontais são o vento, desaprumo, sismos entre outras (ABNT NBR 15812-1:2010).

Camacho (2006) explica que as lajes funcionam como diafragmas rígidos, que transmitem as ações horizontais para as paredes de contraventamento.

A NBR 15812-1:2010 define as paredes ou painéis de contraventamento, como as paredes na direção horizontal da ação considerando suas abas ou flanges, onde o comprimento efetivo do flange (b_f) deve ser no máximo seis vezes a espessura da parede (t), como observa-se na Figura 8.

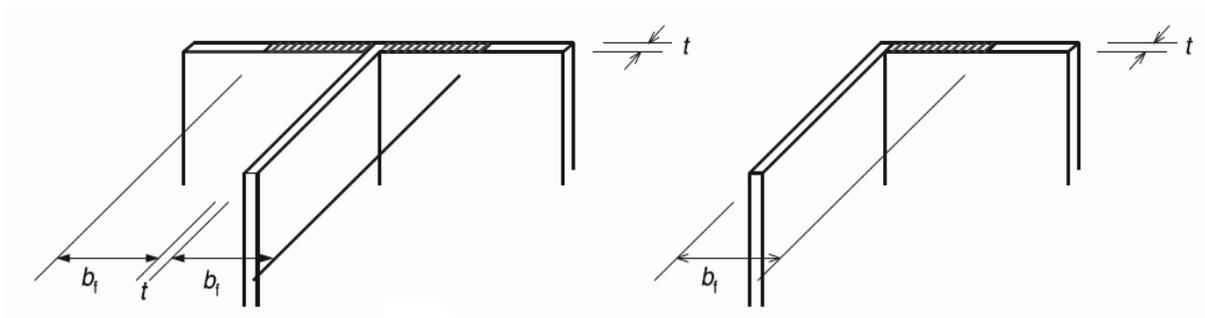


Figura 8 – Comprimento efetivo de flanges.

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

Ramalho *et al.* (2003) sugerem a distribuição das cargas horizontais de um pavimento qualquer para as paredes ou painéis de contraventamento em função da sua rigidez como apresentado na Equação 4.

$$F_i = F_{Total} \times \frac{I_i}{\sum I} \quad (4)$$

Onde:

F_i é a ação atuante no painel ou parede;

F_{Total} é a ação total em um determinado pavimento;

I_i é o momento de inércia do painel;

$\sum I$ é a soma de todas as inércias do pavimento.

2.4 DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Tauil *et al.* (2010) citam que os conceitos que o projetista de alvenaria estrutural deve observar, como a geometria, esbeltez, altura, terreno, ação do vento, projeção, dentre outros, fazem parte do processo de dimensionamento. Definir quais paredes serão portantes é outra atividade essencial, pois estas terão a função de suportar as cargas e dar a estabilidade necessária a edificação ou estrutura.

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, o dimensionamento da alvenaria estrutural se divide em dimensionamento a compressão simples, dimensionamento a flexão simples, dimensionamento ao cisalhamento, dimensionamento a flexo-compressão, como descrito nos próximos itens.

2.4.1 Compressão Simples

A ABNT NBR 15812-1:2010, determina a verificação da compressão simples da alvenaria estrutural para paredes e pilares:

- Parede: Elemento laminar que resista predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal exceda cinco vezes a menor dimensão.
- Pilar: Elemento linear que resista predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão de seção transversal não exceda cinco vezes a menor dimensão.

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, os esforços resistentes de cálculo em paredes, são obtidos pela Equação 5. A existência de eventuais armaduras é sempre desconsiderada.

$$N_{rd} = f_d \times A \times \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (5)$$

Onde:

N_{rd} é a força normal resistente de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

$\lambda = \frac{h_e}{t_e}$ é o índice de esbeltez da parede;

h_e é a altura efetiva da parede;

t_e é a espessura efetiva da parede;

Para a alvenaria não armada o índice de esbeltez máximo é de 24, enquanto para a alvenaria armada o índice é de 30. Para edificações com dois ou mais pavimentos, não é permitida a espessura efetiva da parede estrutural menor que 14 cm (ABNT NBR 15812-1:2010).

O cálculo da resistência em pilares de alvenaria estrutural é realizado a partir da Equação 6, sendo que a existência de eventuais armaduras é sempre desconsiderada (ABNT NBR 15812-1:2010).

$$N_{rd} = 0,9 \times f_d \times A \times \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (6)$$

Onde:

N_{rd} é a força normal resistente de cálculo;

f_d é a resistência a compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;
 λ é o índice de esbeltes do pilar;

Parsekian et al. (2010) apresentam uma simplificação da equação da norma, já considerando os coeficientes de ponderações, como apresentada na Equação 7.

$$\frac{\gamma_f \times N_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ parede} \\ 0,9 \text{ pilar} \end{array} \right\} \times \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \times \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \times t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (7)$$

Onde:

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações, normalmente utiliza-se o valor de 1,4;

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, normalmente utiliza-se o valor de 2,0 (Tabela 3).

N_k é a força normal característica;

A é a área bruta da seção transversal da parede ou pilar;

f_{pk} é a resistência característica de compressão simples do prisma;

t_{ef}, h_{ef} é a espessura e a altura efetiva, respectivamente, da parede ou pilar.

Tabela 3 - Valores de γ_m

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

2.4.2 Cisalhamento

As tensões de cisalhamento na alvenaria, de acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, seguem os critérios de resistência de Coulomb ($\tau = \tau_0 + \mu \times \sigma$), que apresenta uma parcela de resistência devido a aderência, que pode ser elevada em função do nível de pré-compressão.

Na ABNT NBR 15812-1:2010, para o dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos ao cisalhamento, calcula-se a tensão de cisalhamento pelas Equações 8 e 9.

Para peças de alvenaria não armada e armada.

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \times h} \quad (8)$$

Para peças de alvenaria armada.

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \times d} \quad (9)$$

Onde:

τ_{vd} é a tensão de cálculo convencional de cisalhamento;

V_d é a força cortante de cálculo;

b é a largura útil da parede;

h é a distância útil;

d é a altura útil da seção;

Em seguida realiza-se a verificação da resistência, onde a tensão de cisalhamento de cálculo (τ_{vd}) não pode superar a resistência obtida de cálculo, oriundas de valores característicos da resistência ao cisalhamento (f_{vk}), conforme apresentado na Equação 10.

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (10)$$

Onde:

τ_{vd} é a tensão de cálculo convencional de cisalhamento;

f_{vk} é a resistência característica ao cisalhamento, obtida pela Tabela 4;

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências;

σ é a tensão normal.

Tabela 4 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento - f_{vk} (MPa).

Local	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Juntas horizontais	$0,10+0,5\times\sigma\leq 1,0$	$0,15+0,5\times\sigma\leq 1,4$	$0,35+0,5\times\sigma\leq 1,7$
Interfaces de paredes com amarração direta	0,35	0,35	0,35

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

A norma apresenta duas observações sobre o dimensionamento ao cisalhamento. A primeira se refere a tensão normal de compressão (σ) na junta, que deve ser calculada utilizando apenas as ações permanentes, ponderadas por coeficiente de segurança igual a 0,9, por ser uma ação favorável. A segunda, na situação de existência de armaduras de flexão perpendiculares ao plano de cisalhamento e envolvidas por graute, a resistência característica ao cisalhamento deve ser obtida pela Equação 11.

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,7MPa \quad (11)$$

Onde:

f_{vk} é a resistência característica ao cisalhamento;

$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$ é a área de armadura;

A_s é a área de armadura;

b e d são as dimensões da seção transversal, largura e altura útil, respectivamente.

2.4.3 Flexo-compressão

Segundo ABNT NBR 15812-1:2010, o dimensionamento de elementos solicitados a flexo-compressão é classificado em alvenaria não armada e em armada.

Para a alvenaria não armada, as tensões normais de compressão devem satisfazer a Equação 12:

$$\frac{Nd}{A \times R} + \frac{Md}{W \times K} \leq f_d \quad (12)$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (13)$$

Onde:

Nd é a força normal de cálculo;

Md é o momento fletor de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

W é o mínimo módulo de resistência de flexão da seção resistente;

R é o coeficiente redutor devido à esbeltes do elemento;

λ é o índice de esbeltes da parede ou pilar;

$K = 1,5$ é o fator que ajusta a resistência à compressão na flexão.

Na situação de existência de tensão de tração, o seu valor deve ser menor ou igual a resistência de tração da alvenaria (f_{td}).

Parsekian *et al.* (2010) sugerem uma simplificação das equações da ABNT NBR 15812-1:2010, para facilitar o dimensionamento de alvenaria, separando em verificações de tração e compressão máximas.

Para a tração máxima é utilizada a Equação 14.

$$\gamma_{fq} \times Q + \gamma_{fg} \times G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \quad (14)$$

Onde:

G é a tensão devido as ações permanentes;

Q é a tensão causada pelas ações acidentais;

γ_{fq} é o coeficiente de ponderação das ações acidentais (1,4, como apresentado Tabela 2);

γ_{fg} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes (0,9, por ser uma ação favorável, como apresentado na Tabela 2);

f_{tk} é a resistência característica de tração na flexão (Tabela 5);

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências (2, da Tabela 3).

Desta forma, pode ser utilizada a Equação 15 para análise da máxima tração nas paredes, como apresentada por Parsekian *et al.* (2010).

$$1,4 \times Q + 0,9 \times G \leq \frac{f_{tk}}{2} \quad (15)$$

Onde:

f_{tk} é a resistência característica de tração na flexão (Tabela 5);

G é a tensão devido as ações permanentes;

Q é a tensão causada pelas ações acidentais (vento e desaprumo);

Os valores característicos da resistência à tração na alvenaria sob flexão são demonstrados na Tabela 5 e são válidos para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas.

Tabela 5 – Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa).

Direção da tração	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Normal a fiada	$f_{tk} = 0,10$	$f_{tk} = 0,20$	$f_{tk} = 0,25$
Paralela a fiada	$f_{tk} = 0,20$	$f_{tk} = 0,40$	$f_{tk} = 0,50$

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010, a armadura longitudinal de tração, quando necessária, não deve ser menor que 0,10% da área da seção transversal da parede, como apresentado pela a Equação 16.

$$A_{smin} = 0,10\% \times b \times a \quad (16)$$

Onde:

A_{smin} é a área de aço da armadura mínima;

b é a largura da parede;

a é o comprimento da parede;

$b \times a$ é a área da alma.

Na verificação da compressão máxima também podem ser utilizadas as simplificações da norma, como apresentado nas Equações 17 e 18 (PARSEKIAN *et al.*, 2010 e PARSEKIAN, 2012):

1ª condição:

$$\frac{\gamma_{fq} \times \psi_0 \times Q_{acidental} + \gamma_{fg} \times G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \times Q_{vento+desaprumo}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (17)$$

2ª condição:

$$\frac{\gamma_{fq} \times \psi_0 \times Q_{acidental} + \gamma_{fg} \times G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \times \psi_0 \times Q_{vento+desaprumo}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (18)$$

No caso de edificações e todas as ações desfavoráveis:

$$f_k = 0,7 \times f_{pk} \quad (19)$$

ψ_0 é igual a 0,5 (acidental) e 0,6 (vento) (Tabela 1);

γ_{fq} e γ_{fg} são os coeficientes de ponderação das ações, sendo igual a 1,4;

f_k é a resistência característica de compressão simples da parede;

f_{pk} é a resistência característica de compressão simples do prisma.

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, sendo igual a 2.

Substituindo e simplificando chega-se nas Equações 20 e 21:

1ª condição:

$$\frac{2,0 \times Q_{acidental} + 4,0 \times G}{R} + 2,66 \times Q_{vento+desaprumo} \leq f_{pk} \quad (20)$$

2ª condição:

$$\frac{4,0 \times Q_{acidental} + 4,0 \times G}{R} + 1,60 \times Q_{vento+desaprumo} \leq f_{pk} \quad (21)$$

2.5 PESQUISAS NA ÁREA DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Através da análise da literatura sobre alvenaria estrutural foram encontrados vários trabalhos, resultados de pesquisas de monografias, dissertações e teses. Sendo assim, neste item são apresentadas algumas dessas pesquisas, desenvolvidas nos últimos anos, para mostrar os temas atuais estudados sobre o assunto.

Foi possível constatar que vários trabalhos enfocam a área de execução, como por exemplo, o trabalho de Sousa (2011), que identificou os principais erros na fase da execução da alvenaria estrutural, a partir de um levantamento de campo e comparação com os critérios de aceitabilidade da literatura. Os resultados destacaram a falta de padronização e deficiência da qualificação da mão de obra, como os maiores responsáveis pelos problemas de execução.

Nesta mesma linha pode ser citado o trabalho de Barbosa (2011), que comparou os métodos de execução da alvenaria estrutural da norma brasileira, a ABNT NBR 15961-2:2011 Alvenaria estrutural - Blocos de concreto - Parte 2: Execução e controle de obras, com a norma americana TMS 602-11/ACI 530.1-11/ASCE 6-11, que trata das prescrições para execução e controle obras em alvenaria. Os resultados do trabalho mostram que a norma brasileira é mais rigorosa com relação ao processo de execução, porém o controle da norma americana permite manter a qualidade da execução, mais do que a brasileira.

Lins (2012) estudou formas de melhorar o desempenho térmico do edifício construído em alvenaria estrutural, em relação a norma ABNT NBR 15575. Em seu trabalho, a autora apresenta soluções, como por exemplo, a utilização de *drywall* (tipo de parede de gesso), com isolamento de lã de rocha, na face interna das paredes fachada. Para as aberturas a autora sugere a utilização de espessura maior do vidro. Também sugere a utilização de telhado ventilado, que consiste em deixar um espaço entre o telhado e a laje para possibilitar a instalação de venezianas ou elementos vazados, permitindo a circulação do ar neste espaço.

Já Ferreira (2015) apresenta um novo modelo de produção que atenda a racionalização dos processos de produção e em seguida analisa a sua eficácia, destacando a escassez de mão de obra qualificada com uma das maiores dificuldades.

Várias pesquisas foram desenvolvidas para analisar as propriedades dos materiais, através de ensaios de laboratórios.

Neste contexto, podem ser citados alguns trabalhos, como o de Miranda (2012), sobre o efeito do não preenchimento das juntas verticais e a eficiência do graute na resistência da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. Já Mata (2011), analisou experimentalmente e numericamente o comportamento das juntas em painéis de contraventamentos, onde quantificou a influência da ligação entre a unidade-argamassa. Enquanto Santos (2014), avaliou a influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa no comportamento elástico global de paredes de alvenaria estrutural.

Izquierdo (2015) estudou o comportamento da interface bloco/graute para blocos de cerâmica e de concreto, tendo a presença ou não de armadura nas solicitações de tração e compressão.

Oliveira (2014) realizou um estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural.

Niero Junior (2014) realizou uma análise teórica e experimental de vigas em alvenaria estrutural submetidas à flexão simples. E Silva (2014) concluiu em seu trabalho que a modelagem em elementos finitos e o procedimento de grupos de paredes apresentam resultados mais parecidos dos experimentais na análise da distribuição das ações verticais.

Na área de patologia pode ser destacado o trabalho de Sampaio (2010), que fez uma análise sobre as fissuras em edificações residenciais em alvenaria estrutural, apresentando as principais formas de recuperação.

Na área de orçamento pode ser destacado o trabalho de Salesse (2012), que faz a comparação entre os custos para execução de um edifício em alvenaria estrutural e em concreto armado para a região de Toledo-PR. Os resultados apresentaram uma economia de aproximadamente 20% em relação a mesma obra executada em concreto armado.

Nesta mesma linha de pesquisa pode ser destacado o trabalho de Helena Jr (2012), que analisou importância do gerenciamento dos projetos para a redução dos custos de execução.

Na área de projetos ainda podem ser destacados os trabalhos de Reboredo (2013), que realiza uma análise dos critérios de dimensionamento de alvenaria estrutural seguindo as recomendações da NBR 15961-1:2011.

Com relação a distribuição de ações verticais pode ser citado o trabalho de Andolfato (2005), que descreve uma investigação sobre a distribuição das ações verticais entre as paredes de alvenaria estrutural dentro de uma edificação. Já Gibbert (2012), fez uma comparação entre os métodos de distribuição de carregamento vertical em projetos estruturais de alvenaria estrutural. O autor concluiu que o procedimento de paredes isoladas é o mais seguro, enquanto o grupo de paredes com interação apresenta resultados mais econômicos. O terceiro, grupo de paredes isoladas, é o mais adequado por apresentar valores satisfatórios entre segurança e economia.

Neste mesmo contexto, Capuzzo Neto (2005) analisou a interação de paredes em alvenaria estrutural com blocos cerâmicos, sob ações verticais.

Alguns trabalhos foram relacionados ao estudo do projeto arquitetônico, como é o caso do trabalho de Figueiró (2009), que estudou a racionalização do processo construtivo de edifícios em alvenaria estrutural, analisando o projeto arquitetônico e os complementares, de forma a contribuir com a execução racionalizada, sem desperdícios, retrabalhos e economia.

Já Santos (2015), realizou um estudo sobre a influência da forma do projeto arquitetônico no dimensionamento da alvenaria estrutural, apresentando, dentre outras justificativas para os resultados obtidos, que a posição das aberturas pode exercer influência no dimensionamento, sugerindo um estudo específico sobre o assunto.

Desta forma, através da pesquisa na literatura foi possível identificar trabalhos associados com a execução, ensaios experimentais, estudo de patologias, orçamento e projetos. Porém, em poucos trabalhos comenta-se sobre a influência da posição das aberturas, que influencia na determinação dos grupos de paredes, e conseqüentemente, na distribuição de cargas nas paredes. Neste sentido, o próximo capítulo apresenta os materiais e métodos utilizada para efetuar esta análise, que se constitui como objetivo principal deste trabalho.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização do trabalho dividiu-se em duas fases, sendo a primeira uma pesquisa teórica e a segunda o dimensionamento e análise dos resultados.

A pesquisa teórica sobre a alvenaria estrutural, apresentada no capítulo anterior, teve como objetivo explicar os componentes, a evolução, as ações nas estruturas, critérios de dimensionamento e análise de outras pesquisas realizadas sobre a alvenaria estrutural.

A segunda fase consistiu no dimensionamento de dois projetos, apenas diferenciados pela disposição das aberturas.

3.1 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

Para efetuar o dimensionamento, inicialmente desenvolveu-se um projeto de um edifício residencial, para a cidade de Toledo – PR. O mesmo é composto por oito pavimentos de 198,38 m². Cada pavimento tem dois apartamentos de 87,01 m² e área comum de 24,36 m².

A partir deste projeto foram planejadas as posições das aberturas de portas e janelas, para duas situações:

- Disposição da maioria das aberturas no sentido X, como apresentado na Figura 9, que foi denominada de planta 1.
- Disposição de aberturas nos sentidos X e Y, como apresentado na Figura 10, que foi denominada de planta 2.

O objetivo foi criar duas situações, sendo uma com poucas paredes num sentido (planta 1), supondo que seria a pior situação. A outra situação (planta 2), com uma distribuição mais uniforme nas duas direções, acreditando como a melhor situação, para testar a influência da posição das aberturas.

Dois autores motivaram o desenvolvimento deste estudo, ou seja, primeiramente Parsekian *et al.* (2010), que afirmam que a posição e dimensões das aberturas (portas, janelas, vãos, entre outros) influenciam na distribuição das cargas entre as paredes. E em seguida Santos (2015), que em seu trabalho concluiu que,

além da forma arquitetônica, a posição e dimensões das aberturas afetam nos resultados do dimensionamento da alvenaria estrutural.

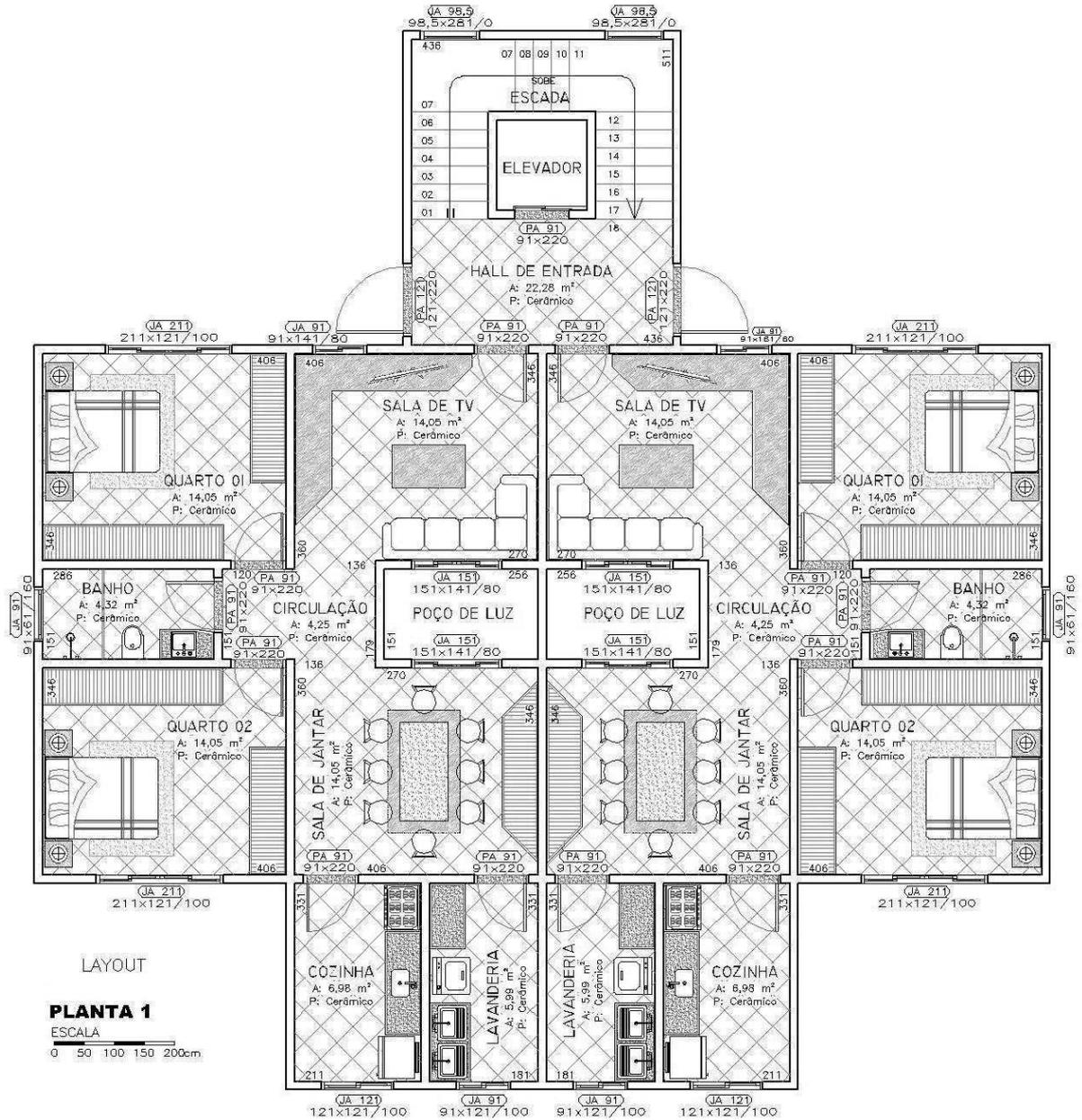


Figura 9 - Planta 1.

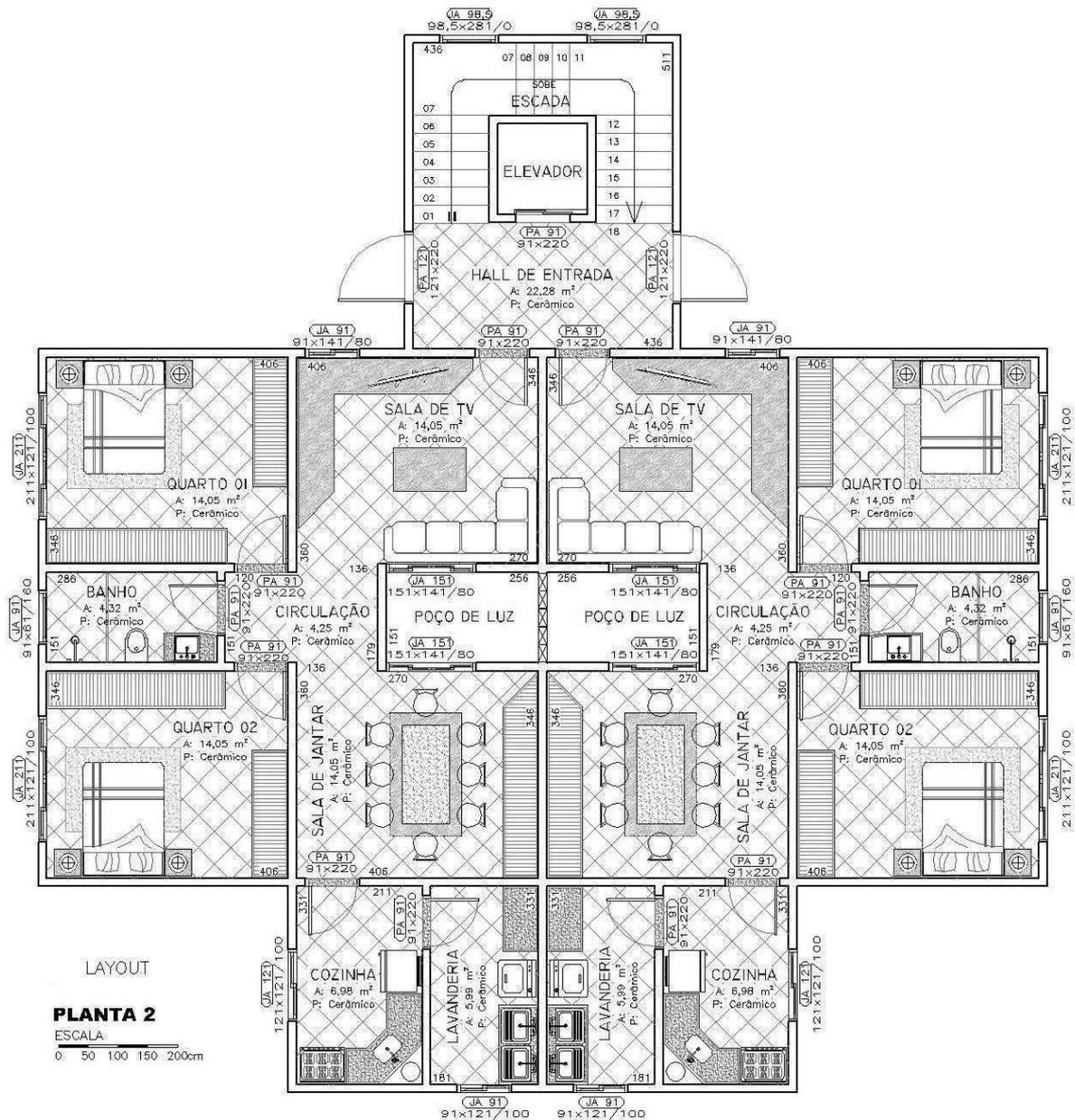


Figura 10 - Planta 2.

Para o dimensionamento adotou-se a altura entre o piso e o teto (laje) de 2,80m. Foram utilizados blocos cerâmicos da família 29.

No Apêndice 1 são apresentadas as plantas de modulação da primeira e segunda fiadas da planta 1. Já no Apêndice 3 podem ser observadas as plantas de modulação da planta 2, da mesma forma, para a primeira e segunda fiadas.

3.2 LEVANTAMENTO DAS CARGAS VERTICAIS

O levantamento das cargas verticais foi dividido em duas etapas, ou seja, levantamento das cargas sobre as lajes e as cargas das paredes.

3.2.1 Cargas das Lajes

Para as cargas das lajes foram adotados os seguintes critérios:

- Laje maciça com espessura de 10 cm, apoiadas sobre as paredes de alvenaria estrutural;
- Regularização da laje com espessura de 3 cm, com argamassa de cimento e areia;
- Acabamento inferior da laje com espessura de 2 cm, com argamassa de cal, cimento e areia;
- Piso cerâmico com espessura de 1 cm;
- Peso específico do concreto armado de 25 kN/m^3 , conforme recomendado pela ABNT NBR 6120:2000.
- Peso específico da argamassa de cal, cimento e areia de 19 kN/m^3 , conforme recomendado pela ABNT NBR 6120:2000.
- Peso específico da argamassa de cimento e areia de 21 kN/m^3 , conforme recomendado pela ABNT NBR 6120:2000.
- Peso específico do piso cerâmico de 18 kN/m^3 , conforme recomendado pela ABNT NBR 6120:2000.
- Cargas acidentais para todos os ambientes de $1,5 \text{ kN/m}^2$, de acordo com a ABNT NBR 6120:2000.

Para a distribuição das cargas permanentes e acidentais da laje, foi utilizado o método das áreas de influência sugerido por Ramalho *et al* (2003). A Figura 11 apresenta as áreas de influência de cada parede para a planta 1. Já a Figura 12 apresenta as áreas de influência de cada parede para a planta 2.

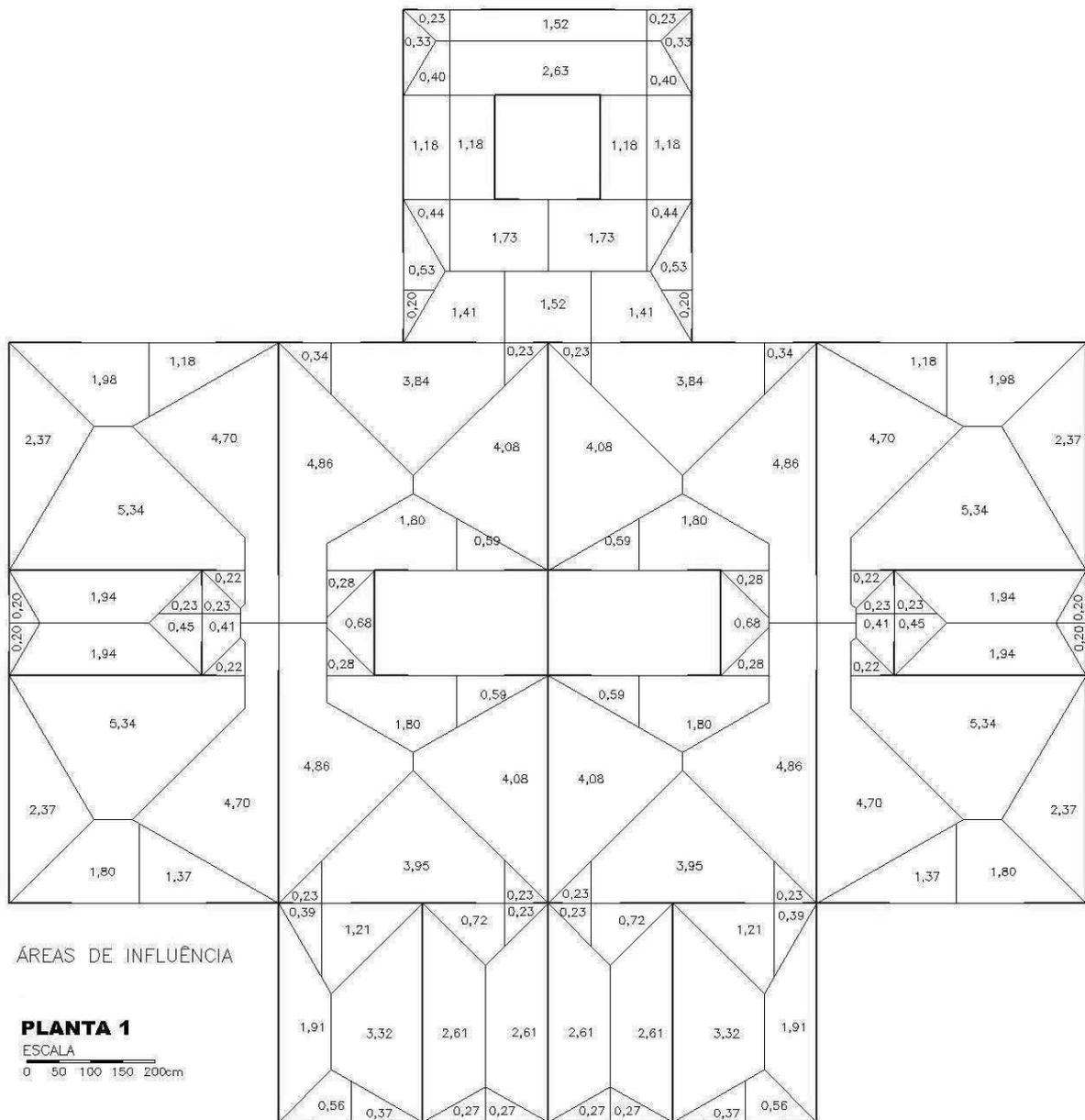


Figura 11 - Áreas de influência de cada parede da planta 1.

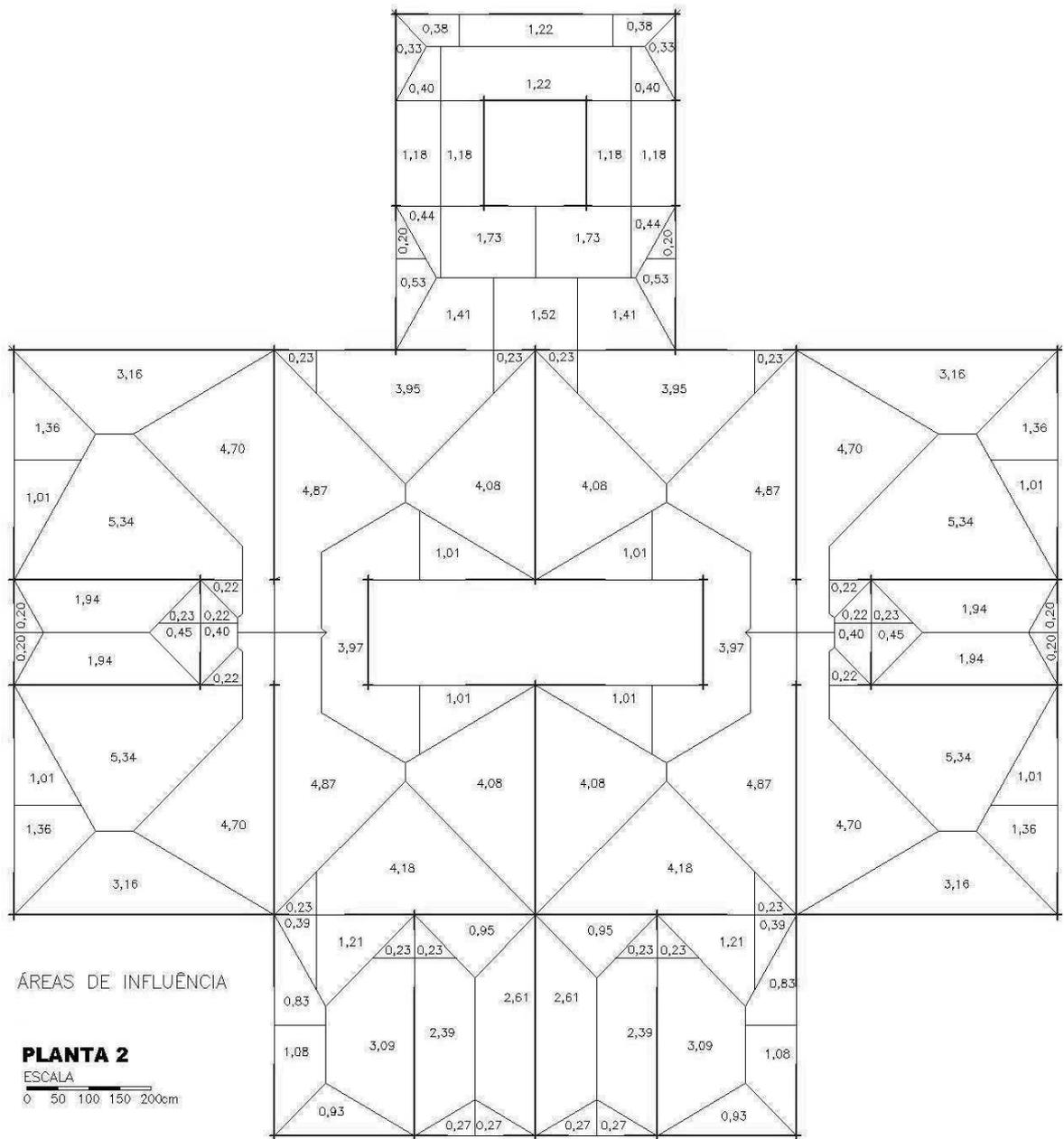


Figura 12 - Áreas de influência de cada parede da planta 2.

3.2.2 Cargas das Paredes

Para determinar as cargas das paredes foi utilizado o peso específico para blocos cerâmicos de 12 kN/m^3 , conforme recomendado pela ABNT NBR 15812:2010. Para os revestimentos das paredes foi adotada uma camada de argamassa de 1,5 cm dos dois lados das paredes.

Capuzzo Neto (2005) recomenda a distribuição das cargas que atuam sobre as aberturas para os grupos de paredes adjacentes, que neste trabalho foi utilizado o método de grupos de paredes isoladas.

3.3 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS

Para a distribuição das cargas verticais foi utilizado o procedimento que considera grupos de paredes isoladas descrito no item 2.3.5.2. A Figura 13 apresenta os grupos de paredes da planta 1, enquanto na Figura 14 estão apresentados os grupos para a planta 2.

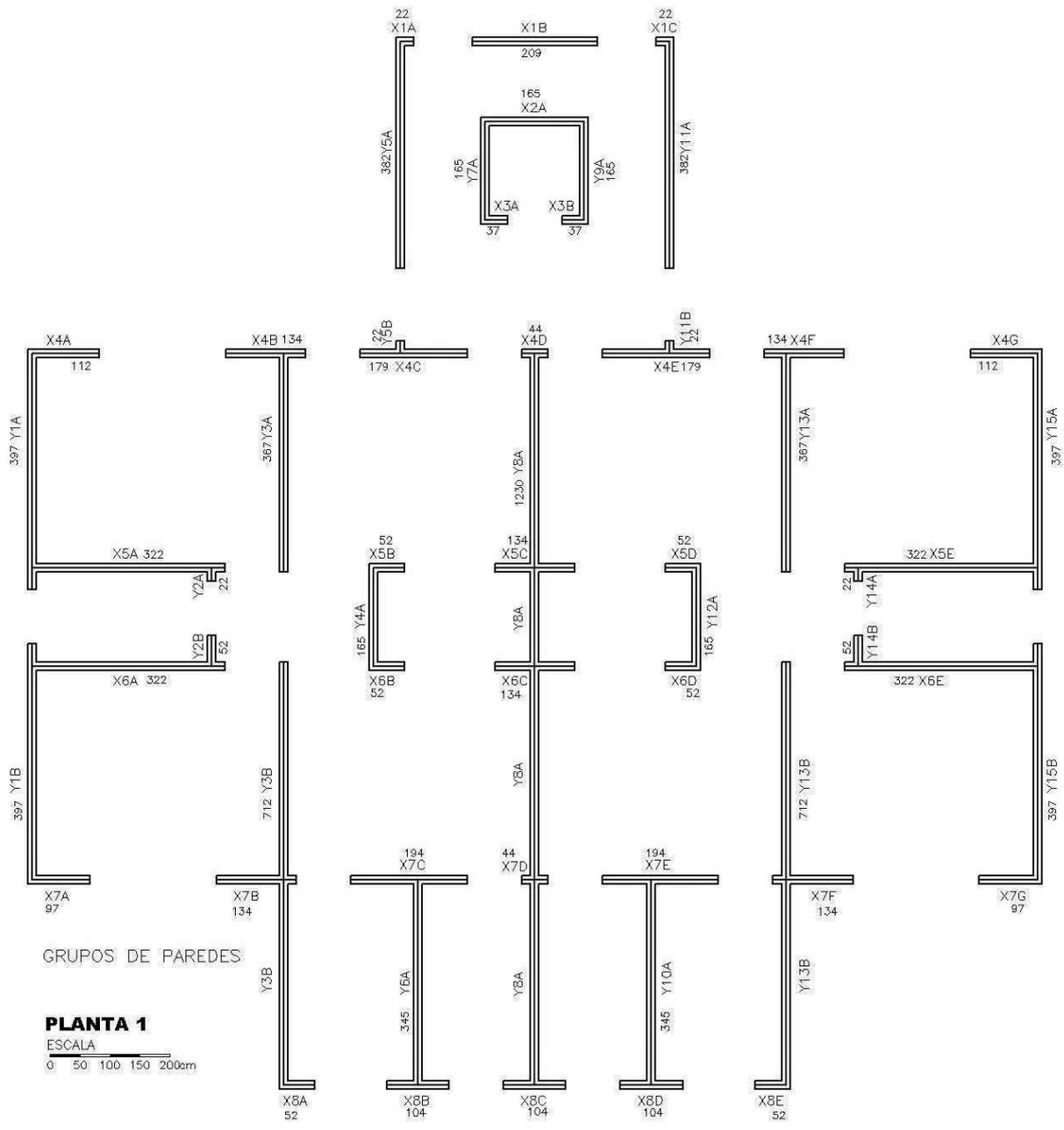


Figura 13 - Grupos de paredes da planta 1.

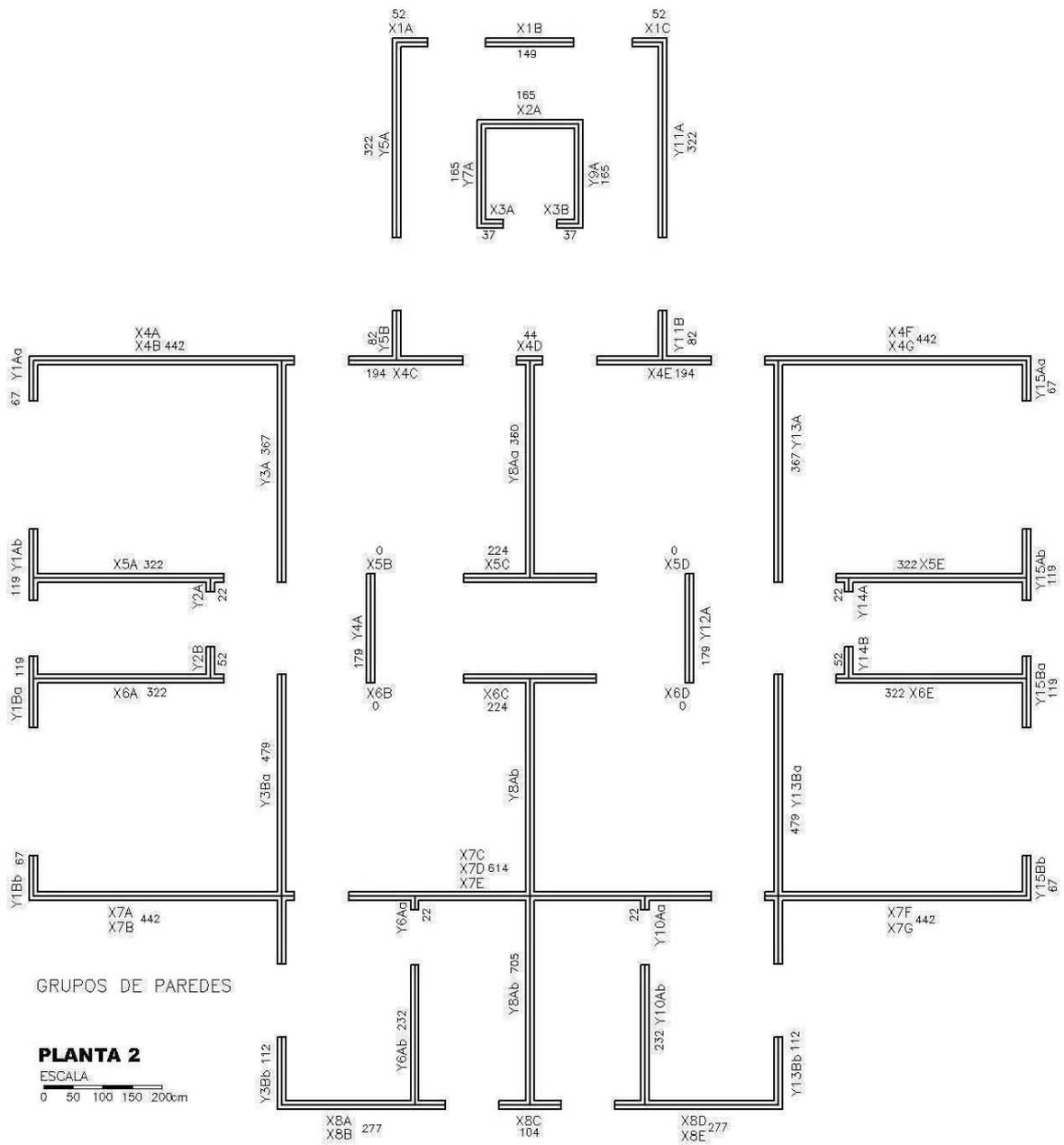


Figura 14 - Grupos de paredes da planta 2.

A partir das configurações das figuras 13 e 14, obteve-se os grupos de paredes a serem considerados nos cálculos. A Tabela 6 apresenta estes grupos de paredes, para os dois projetos.

Tabela 6 - Paredes pertencentes ao grupo.

Grupo de paredes da planta 1	Grupo de paredes da planta 2
X1A, Y5A	X1A, Y5A
X1B	X1B
X1C, Y11A	X1C, Y11A
X2A, Y7A, Y9A, X3A, X3B	X2A, Y7A, Y9A, X3A, X3B
X4A, Y1A, X5A, Y2A	X4A X4B, Y1Aa, Y3A
X4B, Y3A	Y5B, X4C
Y5B, X4C	X4D, Y8Aa, X5C
X4D, Y8A, X5C, X6C, X7D, X8C	Y11B, X4E
Y11B, X4E	X4F X4G, Y15Aa, Y3A
X4F, Y13A	X5A, Y1Ab, Y2A
X4G, Y15A, X5E, Y14A	X5B, Y4A, X6B
Y2B, X6A, Y1B, X7A	X5D, Y12A, X6D
Y3B, X7B, X8A	X5E, Y15Ab, Y14A
X5B, Y4A, X6B	X6A, Y1Ba, Y2B
X7C, Y6A, X8B	X6C, Y8Ab, X7C X7D X7E, X8C
X7E, Y10A, X8D	X6E, Y15Ba, Y14B
X5D, Y12A, X6D	X7A X7B, Y1Bb, Y3Ba
Y13B, X7F, X8E	X7F X7G, Y15Bb, Y13Ba
Y14B, X6E, Y15B, X7G	X8A X8B, Y3Bb, Y6Ab
	X8D X8E, Y10Ab, Y13Bb

3.4 LEVANTAMENTO DAS CARGAS HORIZONTAIS

As ações horizontais consideradas foram as forças do vento e do desaprumo para as direções X e Y.

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 6123:2013, adotou-se os seguintes parâmetros:

- Município de Toledo, estado do Paraná;
- Velocidade do vento $V_0 = 47 \text{ m/s}$;
- Terreno como plano;
- Cidades pequenas;
- Zonas urbanas;

- Edifício residencial.

O desaprumo foi calculado conforme apresentado no item 2.3.1 do presente trabalho.

3.5 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS

Para a distribuição das ações horizontais foi utilizado o conceito de painéis de contraventamento, que irão resistir as ações nas direções X e Y, conforme mencionado no item 2.3.6. As inércias de cada painel foram calculadas utilizando-se o programa AutoCAD.

As Figuras 15 e 16 apresentam os painéis de contraventamento na direção X para as plantas 1 e 2, respectivamente. Enquanto nos Apêndices 1 e 3 são apresentados os painéis nas duas direções (X e Y) para as duas plantas.

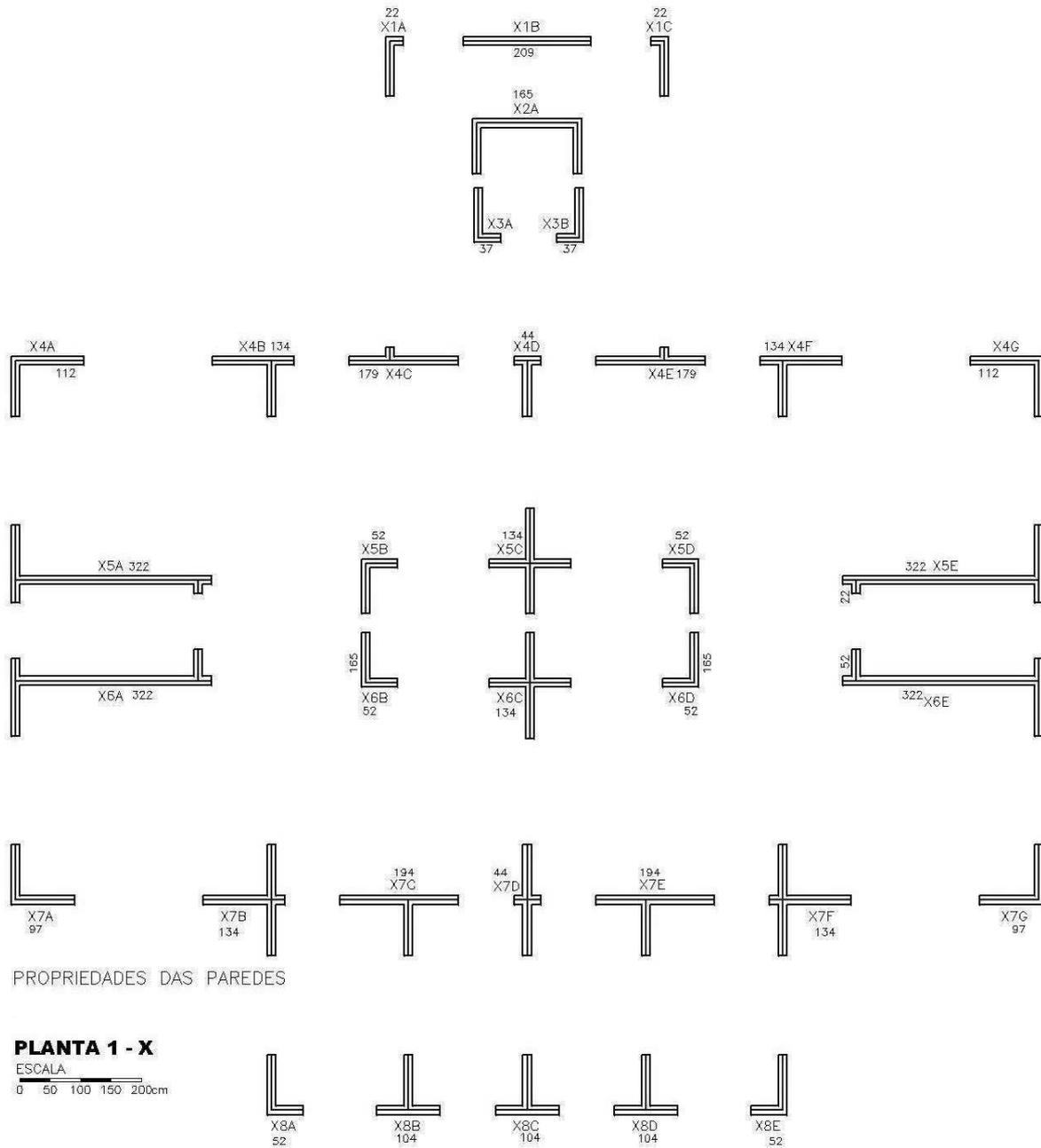


Figura 15 - Painéis na direção X da planta 1.

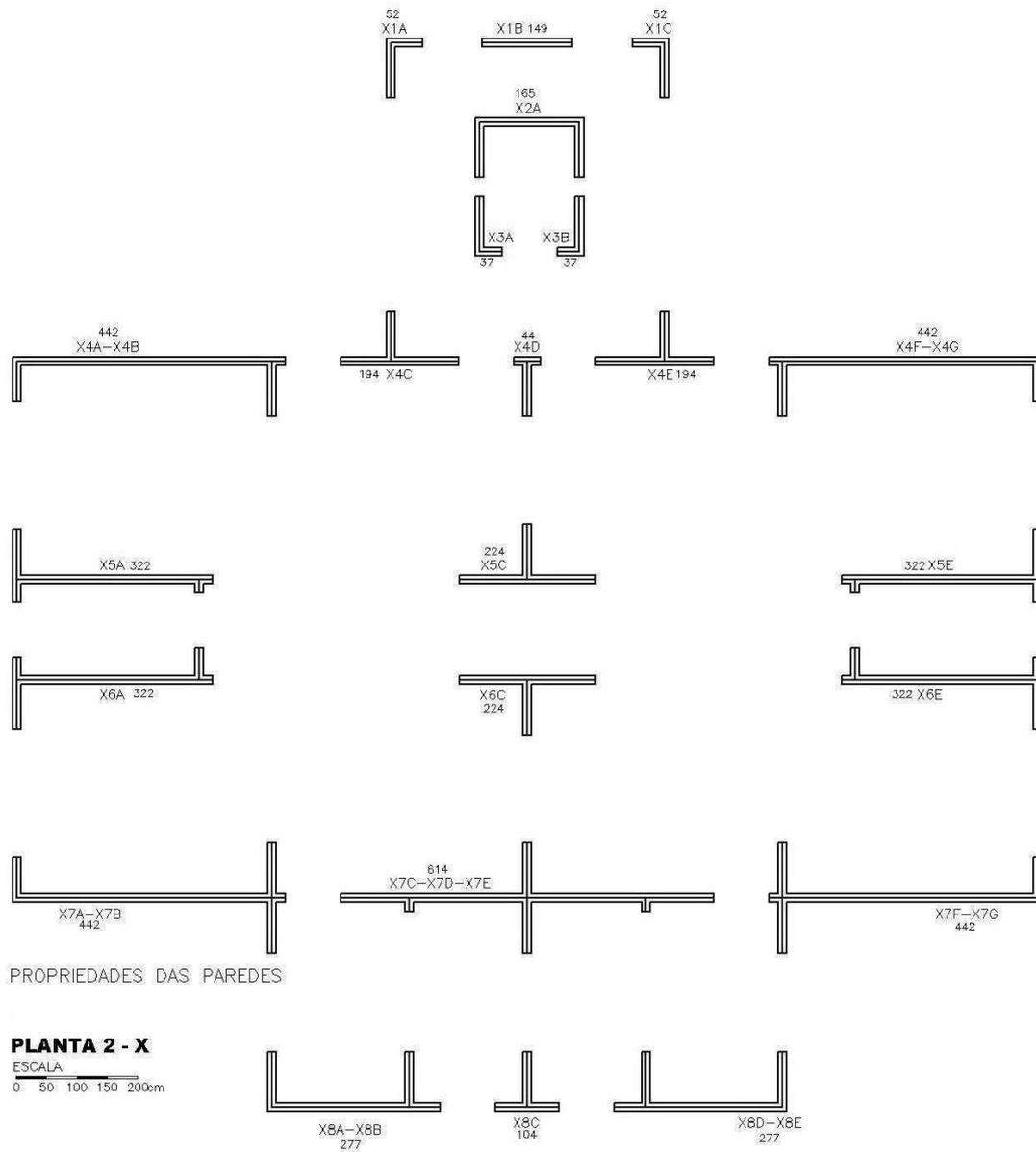


Figura 16 - Painéis na direção X da planta 2.

3.6 DIMENSIONAMENTO

Foi considerada eficiência de 0,5 para os blocos cerâmicos, conforme citado no item 2.2.5.

O dimensionamento foi realizado através dos procedimentos descritos nos itens 2.4.1, 2.4.2 e 2.4.3 que tratam da compressão simples, cisalhamento e flexo-compressão, respectivamente.

3.7 METODOLOGIA DE ANÁLISE

Para cada projeto foi analisada a necessidade de área de aço, a resistência dos blocos e os pontos de graute, a fim de relacionar a influência da posição das aberturas no dimensionamento da alvenaria estrutural.

4 RESULTADOS

A partir dos conceitos apresentados anteriormente, foi efetuado o dimensionamento para os dois projetos. As planilhas de cálculo são apresentadas nos Apêndices 2 e 4, para a planta 1 e planta 2, respectivamente.

Neste capítulo são apresentados os resultados, bem como discussões para cada dimensionamento, ou seja, à compressão, ao cisalhamento e à flexo-compressão.

4.1 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES

O dimensionamento à compressão dos elementos permitiu determinar as resistências necessárias do prisma e do bloco para cada grupo de paredes, de cada pavimento e para os dois casos estudados. Na Tabela 7 são apresentadas as solicitações de resistência característica do prisma (f_{pk}) e do bloco (f_{bk}) para os grupos de paredes de cada pavimento relativos a planta 1.

Tabela 7 – Resistência característica do prisma (f_{pk}) e do bloco (f_{bk}), Planta 1.

(Continua)

Grupo	Paredes	f_{pk} (MPa) nos pavimentos							
		8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
1	X1A, Y5A	0,29	0,58	0,87	1,15	1,44	1,73	2,02	2,31
2	X1B	0,28	0,55	0,83	1,11	1,38	1,66	1,94	2,21
3	X1C, Y11A	0,25	0,51	0,76	1,02	1,27	1,52	1,78	2,03
4	X2A, Y7A, Y9A, X3A, X3B	0,41	0,82	1,23	1,64	2,05	2,46	2,87	3,28
5	X4A, Y1A, X5A, Y2A	0,42	0,85	1,27	1,70	2,12	2,55	2,97	3,40
6	X4B, Y3A	0,56	1,12	1,68	2,24	2,79	3,35	3,91	4,47
7	Y5B, X4C	0,65	1,30	1,94	2,59	3,24	3,89	4,53	5,18
8	X4D, Y8A, X5C, X6C, X7D, X8C	0,45	0,90	1,35	1,80	2,25	2,70	3,15	3,60
9	Y11B, X4E	0,65	1,30	1,94	2,59	3,24	3,89	4,53	5,18
10	X4F, Y13A	0,56	1,12	1,68	2,24	2,79	3,35	3,91	4,47
11	X4G, Y15A, X5E, Y14A	0,42	0,85	1,27	1,70	2,12	2,55	2,97	3,40
12	Y2B, X6A, Y1B, X7A	0,42	0,85	1,27	1,70	2,12	2,55	2,97	3,39
13	Y3B, X7B, X8A	0,44	0,88	1,32	1,76	2,19	2,63	3,07	3,51

Tabela 7 – Resistência característica do prisma (f_{pk}) e do bloco (f_{bk}), Planta 1.

Grupo	Paredes	f_{pk} (MPa) nos pavimentos							
		8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
14	X5B, Y4A, X6B	0,50	1,00	1,50	2,01	2,51	3,01	3,51	4,01
15	X7C, Y6A, X8B	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,01	3,51	4,01
16	X7E, Y10A, X8D	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,01	3,51	4,01
17	X5D, Y12A, X6D	0,50	1,00	1,50	2,01	2,51	3,01	3,51	4,01
18	Y13B, X7F, X8E	0,44	0,88	1,32	1,76	2,19	2,63	3,07	3,51
19	Y14B, X6E, Y15B, X7G	0,42	0,85	1,27	1,70	2,12	2,55	2,97	3,39
Maior Carga (grupo 7 e 9) (MPa)		0,65	1,30	1,94	2,59	3,24	3,89	4,53	5,18
Resistência dos blocos f_{bk} (MPa)		4	4	4	6	8	8	12	12
f_{pk} (MPa)		2	2	2	3	4	4	5,4	5,4

A resistência do prisma necessária para o pavimento foi definida pelo grupo de paredes mais desfavorável, ou seja, o que apresenta a maior solicitação. Por tanto o grupo 7 e o 9 são os grupos de maiores exigências para a planta modelo 1.

Para os blocos cerâmicos de 4, 6 e 8 MPa utilizou-se eficiência de 0,5 resultando numa resistência de prisma (f_{pk}) de 2, 3 e 4 MPa respectivamente. Considerando os blocos de 10 e 12 MPa a eficiência adotada foi de 0,45 consequentemente a resistência de prisma (f_{pk}) são de 4,5 e 5,4 MPa respectivamente.

Deste modo, observando a Tabela 7 é possível perceber que os valores de prisma necessários são inferiores a 2MPa do oitavo ao sexto pavimentos. Para os outros pavimentos é necessário aumentar a resistência. Desta forma, deve-se utilizar blocos de 6 MPa para o quinto, 8 MPa para o quarto e terceiro. E finalmente 12 MPa para o segundo e primeiro pavimentos. Já o bloco de 10 MPa não foi utilizado, pois a solicitação no segundo pavimento é de 4,53 MPa.

A Tabela 8 apresenta os mesmos dados obtidos de (f_{pk}) e (f_{bk}) para a planta 2.

Tabela 8 – Resistência característica do prisma (f_{pk}) e do bloco (f_{bk}), Planta 2.

Grupo	Paredes	f_{pk} em cada pavimento							
		8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
1	X1A, Y5A	0,29	0,58	0,88	1,17	1,46	1,75	2,04	2,33
2	X1B	0,29	0,58	0,88	1,17	1,46	1,75	2,05	2,34
3	X1C, Y11A	0,26	0,52	0,77	1,03	1,29	1,55	1,81	2,07
4	X2A, Y7A, Y9A, X3A, X3B	0,41	0,82	1,23	1,64	2,05	2,46	2,87	3,28
5	X4A-X4B, Y1Aa, Y3A	0,45	0,90	1,34	1,79	2,24	2,69	3,14	3,58
6	Y1Ab, X5A, Y2A	0,53	1,06	1,59	2,12	2,65	3,18	3,71	4,24
7	Y5B, X4C	0,54	1,08	1,62	2,16	2,71	3,25	3,79	4,33
8	X4D, Y8Aa, X5C X6C, Y8Ab,	0,52	1,05	1,57	2,09	2,62	3,14	3,66	4,19
9	X7C-X7D-X7E, X8C, Y6Aa, Y10Aa	0,47	0,94	1,41	1,89	2,36	2,83	3,30	3,77
10	Y11B, X4E	0,54	1,08	1,62	2,16	2,71	3,25	3,79	4,33
11	X4F-X4G, Y13A, Y15Aa	0,45	0,90	1,34	1,79	2,24	2,69	3,14	3,58
12	Y15Ab, X5E, Y14A	0,53	1,06	1,59	2,12	2,65	3,18	3,71	4,24
13	Y2B, X6A, Y1Ba	0,52	1,04	1,56	2,09	2,61	3,13	3,65	4,17
14	Y3Ba, X7A-X7B, Y1Bb	0,45	0,90	1,34	1,79	2,24	2,69	3,14	3,58
15	X5B, Y4A, X6B	0,53	1,06	1,59	2,12	2,65	3,18	3,71	4,24
16	Y3Bb, Y6Ab, X8A-X8B	0,38	0,77	1,15	1,53	1,91	2,30	2,68	3,06
17	Y13Bb, Y10Ab, X8D- X8E	0,38	0,77	1,15	1,53	1,91	2,30	2,68	3,06
18	X5D, Y12A, X6D	0,53	1,06	1,59	2,12	2,65	3,18	3,71	4,24
19	Y13Ba, X7F-X7G, Y15Bb	0,44	0,88	1,32	1,76	2,19	2,63	3,07	3,51
20	Y14B, X6E, Y15Ba	0,52	1,04	1,56	2,09	2,61	3,13	3,65	4,17
Maior Carga (grupo 7 e 10) (MPa)		0,54	1,08	1,62	2,16	2,71	3,25	3,79	4,33
Resistência dos blocos f_{bk} (MPa)		4	4	4	6	6	8	8	10
f_{pk} (MPa)		2	2	2	3	3	4	4	4,5

Observando as informações referentes a planta 2 na Tabela 8, é possível constatar que os grupos mais solicitados foram os grupos 7 e 10. Desta forma, os blocos necessários foram: 4 MPa do oitavo ao sexto, 6 MPa para o quinto e quarto, 8 MPa para do terceiro e segundo e 10 MPa para o primeiro pavimento.

A Tabela 9 apresenta uma comparação das resistências dos blocos entre as duas plantas em estudo.

Tabela 9 – Resistências dos blocos dos pavimentos entre as duas plantas

Pavimentos	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
Resistência dos blocos f_{bk} (MPa) Planta 1	4	4	4	6	8	8	12	12
Resistência dos blocos f_{bk} (MPa) Planta 2	4	4	4	6	6	8	8	10

Analisando a Tabela 9 observa-se que a maior diferença foi obtida no segundo pavimento, ou seja, de 12 MPa da planta 1 para 8MPa na planta 2. No quarto e primeiro pavimentos também foram constatadas variações, de 8 MPa para 6 MPa e 12 MPa para 10 MPa, respectivamente. Nos demais pavimentos não ocorreram diferenças nas resistências dos blocos.

Vale destacar que nas duas plantas, os três últimos pavimentos necessitaram apenas da resistência mínima permitida para o bloco cerâmico, que é de 4MPa. Pode-se concluir que se o edifício fosse composto por até três pavimentos, a posição das aberturas não influenciaria na determinação da resistência do bloco.

Com isso é possível constatar que a variação na posição das aberturas afeta mais os resultados de dimensionamento à compressão dos primeiros pavimentos, que estão submetidos a cargas maiores.

Analisando as duas plantas, os grupos que apresentaram as maiores tensões foram os grupos 7 e 9, na planta 1 e 7 e 10, na planta 2, constituídos pelas paredes Y5B, X4C e Y11B, X4E (Figura 17).

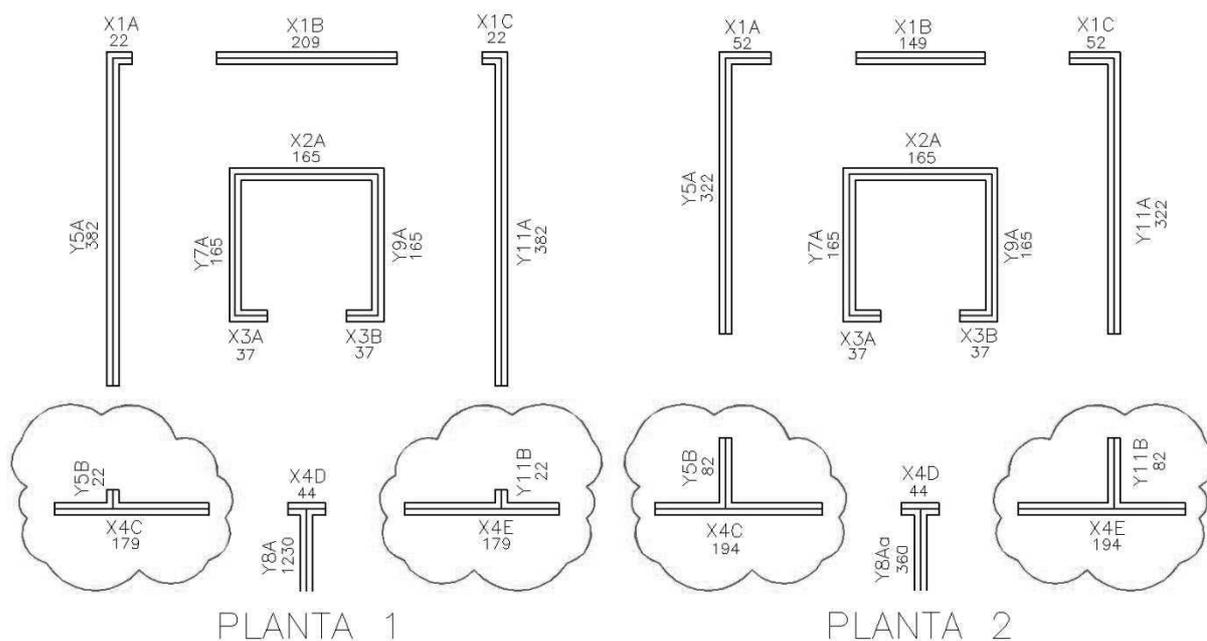


Figura 17 - Grupos de paredes Y5B, X4C e Y11B, X4E das plantas 1 e 2.

Observando estes grupos, percebe-se que a planta 1 apresentou as maiores tensões, com solicitação de 5,18 MPa no primeiro pavimento. Na planta 2 a solicitação para estas paredes foi de 4,33 MPa, também para o primeiro pavimento. Estes grupos foram os que determinaram as resistências dos blocos utilizados em todos os pavimentos.

É possível constatar que a alteração da posição da porta do hall de entrada, afastando a mesma da parede na planta 2, provocou um aumento no comprimento das paredes dos grupos indicados (Figura 17). Com isto, a tensão gerada foi menor na planta 2.

Algo semelhante ocorre com os grupos 6 (paredes X4B, Y3A) e 10 (paredes X4F, Y13A) da planta 1 (Figura 18). Na planta 2 cada um destes grupos é alterado, em função da alteração da posição da janela. Sendo assim, os novos grupos passam a ser:

- Grupo 5: paredes X4A-X4B, Y1Aa, Y3A;
- Grupo 11: paredes X4F-X4G, Y13A, Y15Aa.

A Figura 19 apresenta os novos grupos resultantes na planta 2 para esta situação.

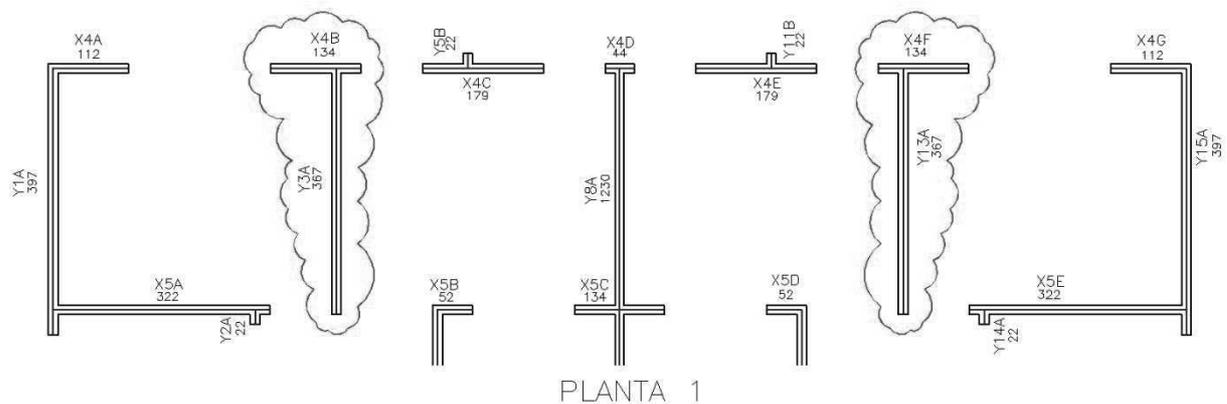


Figura 18 - Grupos 6 e 10 da planta 1.

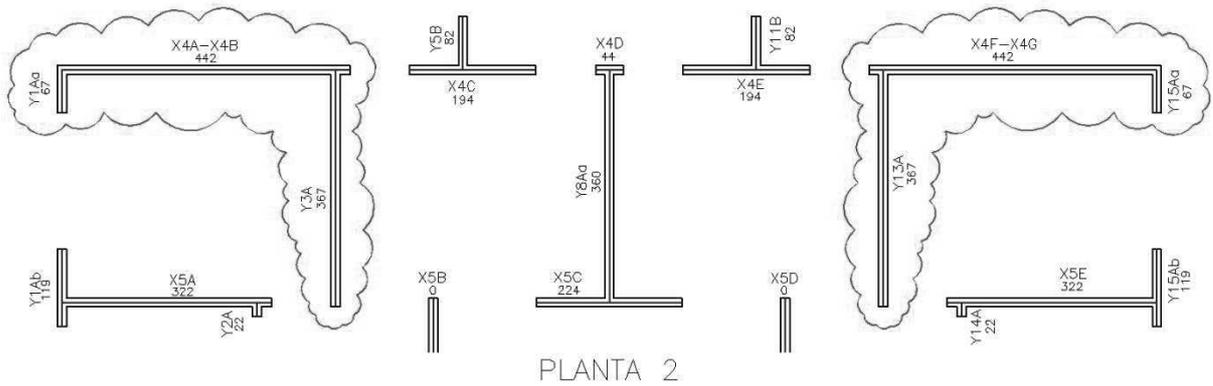


Figura 19 - Grupos 5 e 11 da planta 2.

Esta alteração fez com que a tensão no primeiro pavimento, nas paredes X4B e X4F que era de 4,47 MPa na planta 1, passe a ser 3,63 MPa na planta 2, ou seja, uma redução de 18,8% na solicitação.

Nas paredes X5A, X5E, Y2A e Y14A dos grupos 5 e 11 da planta 1 (Figura 20) ocorre o processo contrário, ou seja, a tensão que era de 3,40 MPa, passa a ser 4,24 na planta 2. Neste caso, pode ser constatado um acréscimo de 24,7%. Isso porque essas paredes passam a integrar outro grupo, em função da alteração de uma janela, como pode ser visualizado na Figura 21.

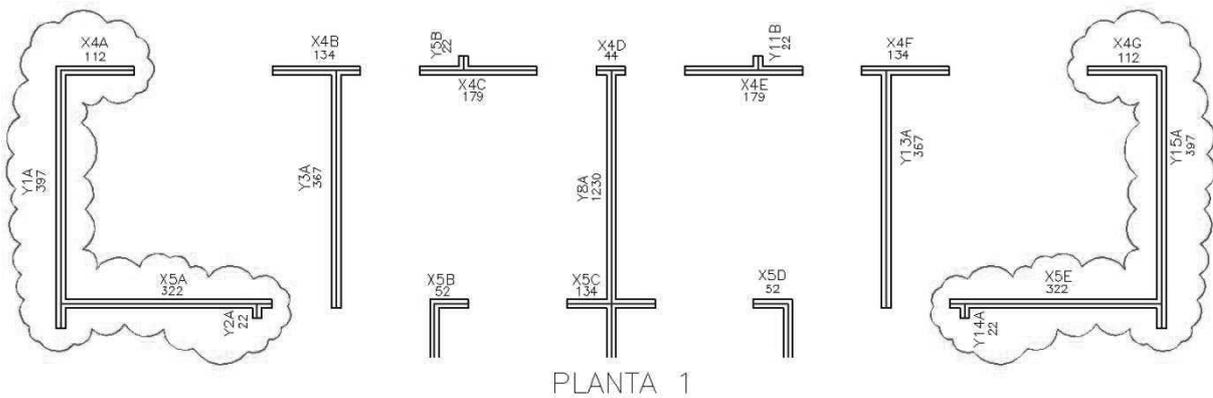


Figura 20 - Paredes X 5A, X5E, Y2A e Y14A nos Grupos 5 e 11 da Planta 1.

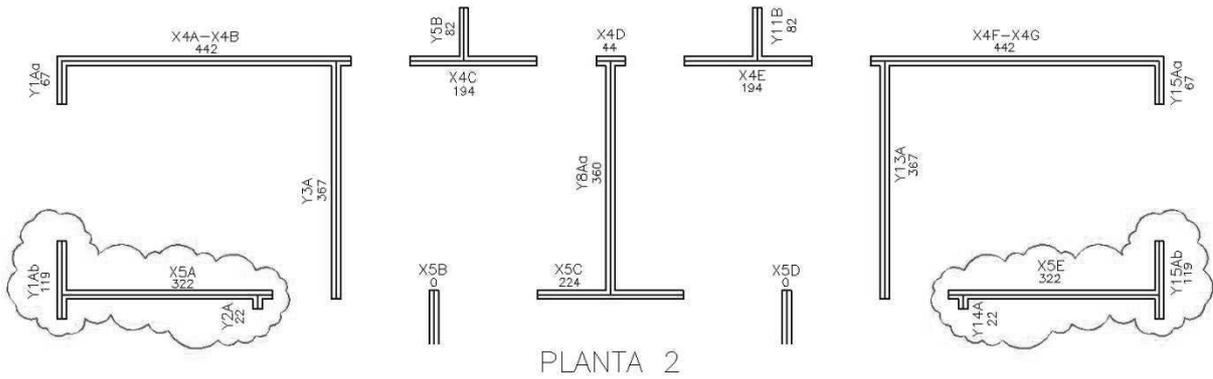


Figura 21 - Paredes X5A, X5E, Y2A e Y14A nos Grupos 6 e 12 - Planta 2.

Neste sentido, efetuando a análise das tensões de todos os grupos do primeiro pavimento para as duas plantas, obtiveram-se os valores apresentados na Figura 22.

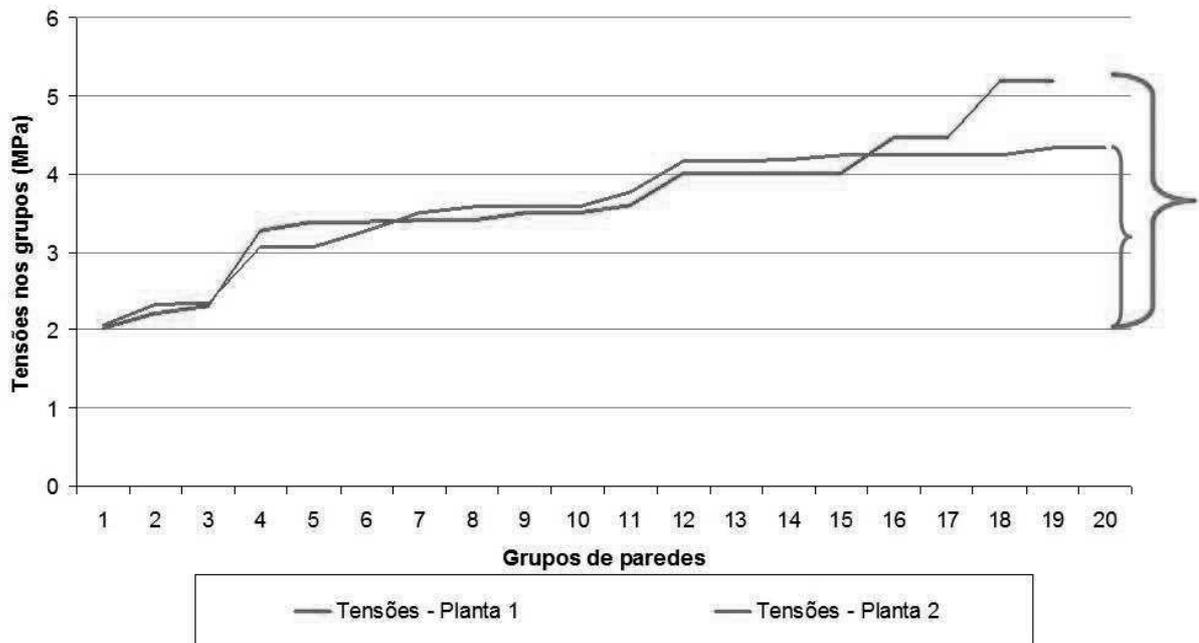


Figura 22 - Variação das tensões no primeiro pavimento.

É possível constatar, analisando a Figura 22, que a menor tensão gerada nos grupos de paredes do primeiro pavimento da planta 1 foi de 2,03 MPa. Já a maior tensão foi de 5,18MPa. Com isso, observa-se uma diferença de 3,15 MPa entre as situações máximas e mínimas de solicitações entre os grupos de paredes.

Fazendo uma análise da planta 2, a menor tensão foi de 2,07 MPa, enquanto a maior foi de 4,33MPa, ou seja, uma diferença de 2,26MPa.

Porém, examinando os valores médios no primeiro pavimento, para as duas situações, é possível verificar que os valores são 3,65MPa e 3,61MPa, respectivamente, para as plantas 1 e 2, como apresentado na Figura 23.

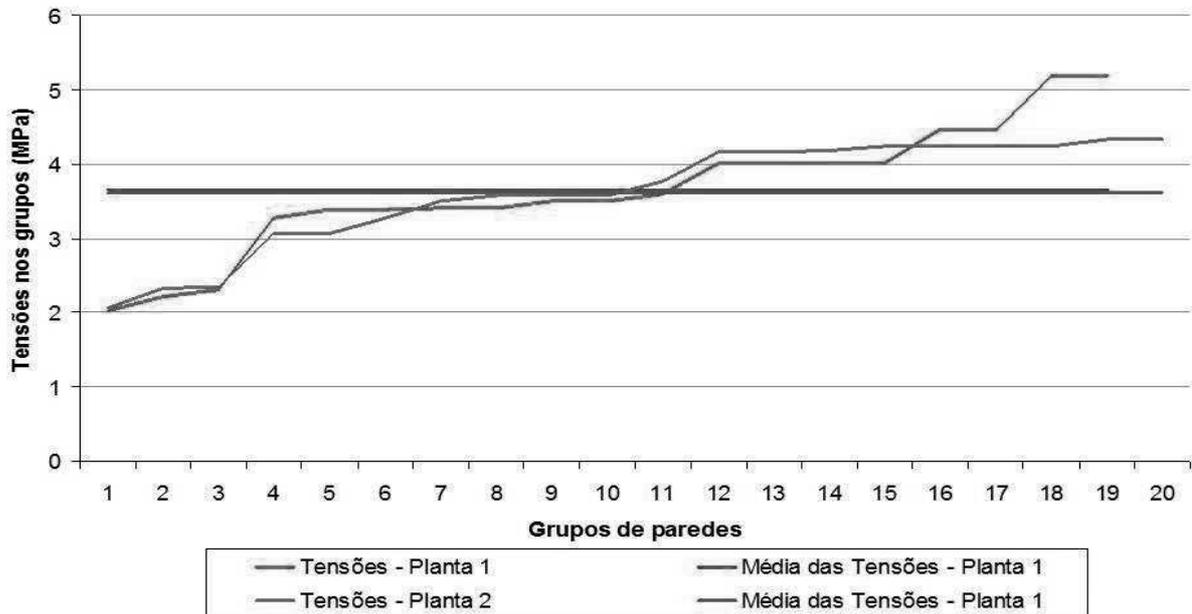


Figura 23 - Valores médios das tensões das plantas 1 e 2.

Estendendo esta análise para todos os pavimentos é possível perceber que os valores médios de tensões se mantêm próximos, como demonstrado na Figura 24.

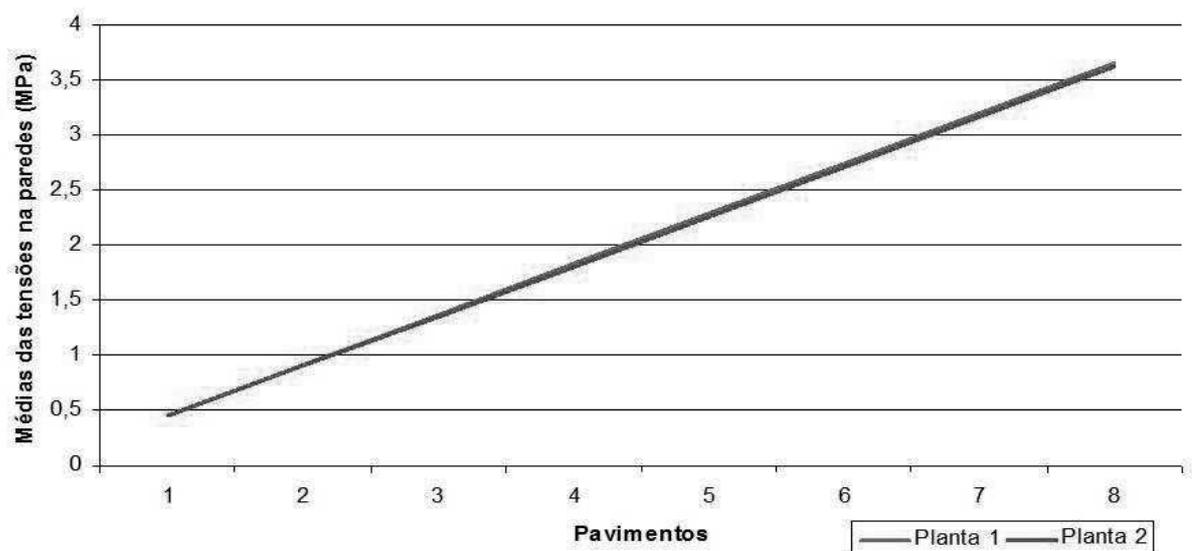


Figura 24 - Média das tensões em cada pavimento.

Já o coeficiente de variação, analisou-se para cada pavimento, sendo o coeficiente da planta 2 é menor que o da planta 1 como apresentado na Figura 25.

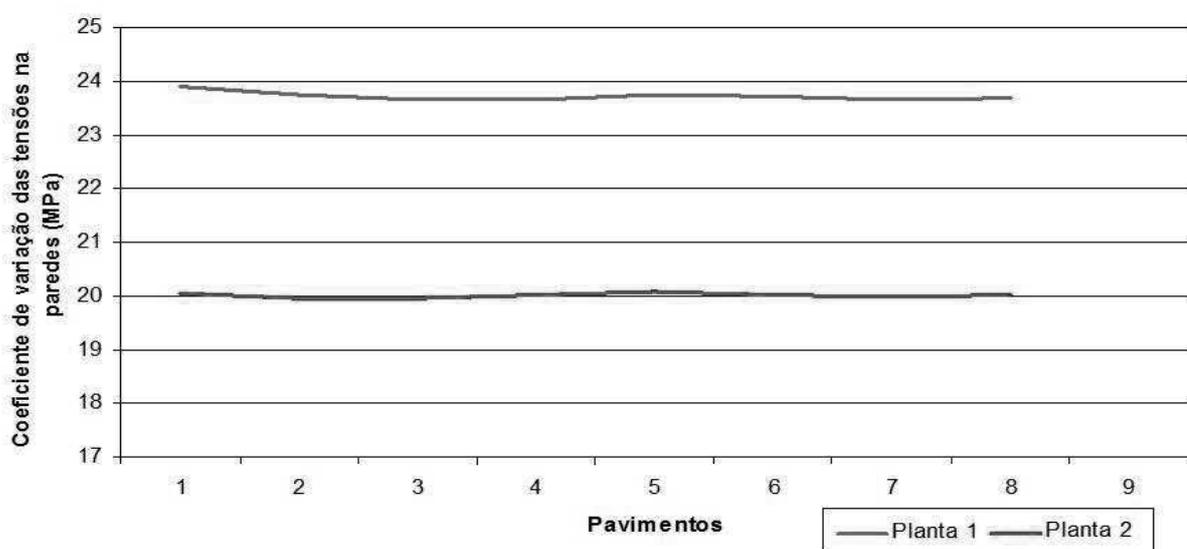


Figura 25 - Coeficiente de variação das tensões em cada pavimento.

Com isso verificou-se que, na análise do dimensionamento à compressão, a posição das aberturas influencia na definição da resistência dos blocos. Isso porque, como constatado anteriormente, a resistência em cada pavimento é definida pela parede mais solicitada. Sendo assim, embora a média de tensões possa ser igual nas duas situações, projetos com aberturas distribuídas nas duas direções resultarão em tensões mais uniformes entre os grupos (menores coeficientes de variações) e, conseqüentemente, menores resistências de blocos.

4.2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA SUBMETIDOS AO CISALHAMENTO

O dimensionamento ao cisalhamento permite determinar a resistência da argamassa para cada pavimento, como explicado no capítulo anterior. Os cálculos realizados estão apresentados nos Apêndices 2 e 4 para a planta 1 e planta 2, respectivamente.

Inicialmente para o cálculo da resistência da argamassa utilizou-se o valor de 70% da resistência do bloco. Porém, respeitando-se o valor mínimo de 4 MPa. A

Tabela 10 apresenta os valores da resistência da argamassa para os blocos utilizados no dimensionamento.

Tabela 10 – Resistências da argamassa para os blocos utilizados.

Resistência dos blocos f_{bk} (MPa)	4	6	8	10	12
f_a (MPa)	4	4,2	5,6	7	8,4

Na Tabela 11 é apresentado um comparativo de resistência da argamassa entre as duas plantas, sendo esta dependente das características do bloco (f_{bk}).

Tabela 11 – Resistências da argamassa dos pavimentos entre as duas plantas

Pavimentos	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
Resistência dos blocos f_{bk} (MPa) Planta 1	4	4	4	6	8	8	12	12
f_a (MPa) Planta 1	4	4	4	4,2	5,6	5,6	8,4	8,4
Resistência dos blocos f_{bk} (MPa) Planta 2	4	4	4	6	6	8	8	10
f_a (MPa) Planta 2	4	4	4	4,2	4,2	5,6	5,6	7

Da mesma forma que ocorreu no dimensionamento à compressão simples, a maior variação ocorreu no segundo pavimento (8,4 MPa na planta 1 para 5,6 MPa na planta 2). Ainda houve diferença, mas menores, no primeiro (de 8,4 MPa para 7 MPa) e no quarto (de 5,6 MPa para 4,2 MPa) pavimentos. Nesta situação a posição das aberturas também influenciou na resistência da argamassa dos pavimentos inferiores, da mesma maneira que ocorreu na compressão simples.

Nas Tabelas 12 e 13 é apresentada a relação entre a tensão de cálculo convencional de cisalhamento (τ_{vd}) e a resistência de cálculo ao cisalhamento da alvenaria (f_{vd}), para a planta 1 e planta 2 respectivamente. Nesta relação, quando o valor é menor que 1 a resistência da argamassa é suficiente para resistir ao cisalhamento. Caso contrário deve-se aumentar o valor da resistência da mesma.

Tabela 12 – Relação entre τ_{vd}/f_{vd} , da planta 1.

	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
	τ_{vd}/f_{vd}							
X1A	0,009	0,009	0,014	0,013	0,011	0,010	0,007	0,004
X1B	0,215	0,204	0,317	0,295	0,264	0,223	0,170	0,098
X1C	0,009	0,009	0,014	0,013	0,011	0,010	0,007	0,004
X2A	0,436	0,418	0,615	0,580	0,529	0,458	0,358	0,215
X3A	0,017	0,016	0,024	0,023	0,021	0,018	0,014	0,008

(Continua)

Tabela 12 – Relação entre τ_{vd}/f_{vd} , da planta 1.

	(Conclusão)							
	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
	τ_{vd}/f_{vd}							
X3B	0,017	0,016	0,024	0,023	0,021	0,018	0,014	0,008
X4A	0,118	0,114	0,166	0,157	0,143	0,125	0,098	0,059
X4B	0,059	0,057	0,080	0,077	0,071	0,063	0,051	0,031
X4C	0,114	0,111	0,152	0,146	0,137	0,122	0,099	0,063
X4D	0,010	0,009	0,013	0,013	0,012	0,010	0,008	0,005
X4E	0,114	0,111	0,152	0,146	0,137	0,122	0,099	0,063
X4G	0,094	0,090	0,132	0,125	0,114	0,099	0,078	0,047
X4E	0,114	0,111	0,152	0,146	0,137	0,122	0,099	0,063
X5A	0,856	0,823	1,201	1,135	1,039	0,902	0,708	0,427
X5B	0,028	0,027	0,038	0,037	0,034	0,030	0,024	0,015
X5C	0,075	0,072	0,105	0,099	0,091	0,079	0,063	0,038
X5D	0,037	0,036	0,051	0,049	0,045	0,040	0,032	0,019
X5E	0,856	0,823	1,201	1,135	1,039	0,902	0,708	0,427
X6A	0,993	0,954	1,393	1,317	1,204	1,046	0,821	0,495
X6B	0,028	0,027	0,038	0,037	0,034	0,030	0,024	0,015
X6C	0,075	0,072	0,105	0,099	0,091	0,079	0,063	0,038
X6D	0,037	0,036	0,051	0,049	0,045	0,040	0,032	0,019
X6E	0,993	0,954	1,393	1,317	1,204	1,046	0,821	0,495
X7A	0,092	0,089	0,130	0,122	0,112	0,097	0,076	0,046
X7B	0,132	0,127	0,185	0,175	0,161	0,140	0,110	0,067
X7C	0,153	0,147	0,210	0,200	0,184	0,162	0,129	0,079
X7D	0,011	0,011	0,015	0,015	0,013	0,012	0,009	0,006
X7E	0,153	0,147	0,210	0,200	0,184	0,162	0,129	0,079
X7F	0,161	0,155	0,225	0,213	0,195	0,170	0,134	0,081
X7G	0,092	0,089	0,130	0,122	0,112	0,097	0,076	0,046
X8A	0,031	0,029	0,043	0,040	0,037	0,032	0,025	0,015
X8B	0,043	0,042	0,060	0,057	0,052	0,046	0,037	0,022
X8C	0,045	0,044	0,063	0,060	0,055	0,048	0,038	0,023
X8D	0,043	0,042	0,060	0,057	0,052	0,046	0,037	0,022
X8E	0,031	0,029	0,043	0,040	0,037	0,032	0,025	0,015
Y1A	0,108	0,104	0,151	0,143	0,131	0,114	0,089	0,054
Y1B	0,108	0,104	0,151	0,143	0,131	0,114	0,089	0,054
Y2A	0,003	0,003	0,004	0,004	0,003	0,003	0,002	0,001
Y2B	0,003	0,002	0,004	0,003	0,003	0,003	0,002	0,001
Y3A	0,068	0,066	0,092	0,088	0,082	0,072	0,058	0,036
Y3B	0,198	0,190	0,277	0,262	0,240	0,209	0,164	0,099
Y4A	0,023	0,022	0,031	0,030	0,027	0,024	0,019	0,012
Y5A	0,063	0,060	0,093	0,087	0,078	0,066	0,050	0,029
Y5B	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
Y6A	0,114	0,111	0,158	0,150	0,138	0,121	0,096	0,059
Y7A	0,026	0,025	0,037	0,035	0,032	0,027	0,021	0,013

Tabela 12 – Relação entre τ_{vd}/f_{vd} , da planta 1.

	(Conclusão)							
	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
	τ_{vd}/f_{vd}							
Y8A	0,677	0,652	0,944	0,894	0,820	0,714	0,563	0,342
Y9A	0,026	0,025	0,037	0,035	0,032	0,027	0,021	0,013
Y10A	0,114	0,111	0,158	0,150	0,138	0,121	0,096	0,059
Y11A	0,063	0,060	0,093	0,087	0,078	0,066	0,050	0,029
Y11B	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
Y12A	0,023	0,022	0,031	0,029	0,027	0,024	0,019	0,012
Y13A	0,068	0,066	0,092	0,088	0,082	0,072	0,058	0,036
Y13B	0,198	0,190	0,277	0,262	0,240	0,209	0,164	0,099
Y14A	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
Y14B	0,003	0,002	0,004	0,003	0,003	0,003	0,002	0,001
Y15A	0,108	0,104	0,151	0,143	0,131	0,114	0,089	0,054
Y15B	0,108	0,104	0,151	0,143	0,131	0,114	0,089	0,054

Tabela 13 – Relação entre τ_{vd}/f_{vd} , da planta 2.

	(Continua)							
	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
	τ_{vd}/f_{vd}							
X1A	0,015	0,015	0,014	0,013	0,012	0,010	0,008	0,004
X1B	0,045	0,044	0,042	0,040	0,036	0,030	0,023	0,013
X1C	0,015	0,015	0,014	0,013	0,012	0,010	0,008	0,004
X2A	0,187	0,184	0,178	0,168	0,153	0,133	0,104	0,062
X3A	0,007	0,007	0,007	0,006	0,006	0,005	0,004	0,002
X3B	0,007	0,007	0,007	0,006	0,006	0,005	0,004	0,002
X4A-X4B	0,599	0,593	0,574	0,544	0,499	0,434	0,342	0,208
X4C	0,056	0,055	0,054	0,051	0,048	0,042	0,034	0,021
X4D	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,002	0,001
X4E	0,056	0,055	0,054	0,051	0,048	0,042	0,034	0,021
X4F-X4G	0,599	0,593	0,574	0,544	0,499	0,434	0,342	0,208
X5A	0,287	0,286	0,278	0,265	0,246	0,216	0,173	0,107
X5B	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
X5C	0,074	0,073	0,071	0,068	0,063	0,055	0,044	0,027
X5D	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
X5E	0,287	0,286	0,278	0,265	0,246	0,216	0,173	0,107
X6A	0,336	0,334	0,326	0,310	0,287	0,253	0,202	0,125
X6B	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
X6C	0,079	0,078	0,076	0,072	0,066	0,058	0,046	0,028
X6D	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
X6E	0,336	0,334	0,326	0,310	0,287	0,253	0,202	0,125
X7A-X7B	0,721	0,713	0,691	0,655	0,600	0,523	0,412	0,250
X7C-X7D-X7E	0,628	0,622	0,604	0,573	0,527	0,461	0,365	0,223

Tabela 13 – Relação entre τ_{vd}/f_{vd} , da planta 2.

	(Conclusão)							
	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
	τ_{vd}/f_{vd}							
X7F-X7G	0,729	0,721	0,699	0,661	0,606	0,527	0,415	0,251
X8A-X8B	0,306	0,302	0,291	0,274	0,249	0,215	0,167	0,100
X8C	0,017	0,017	0,017	0,016	0,014	0,013	0,010	0,006
X8D-X8E	0,306	0,302	0,291	0,274	0,249	0,215	0,167	0,100
Y1Aa	0,017	0,017	0,016	0,015	0,014	0,012	0,010	0,006
Y1Ab	0,022	0,022	0,021	0,020	0,019	0,017	0,013	0,008
Y1Ba	0,022	0,022	0,022	0,021	0,019	0,017	0,013	0,008
Y1Bb	0,017	0,017	0,016	0,015	0,014	0,012	0,010	0,006
Y2A	0,003	0,003	0,003	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001
Y2B	0,010	0,010	0,010	0,009	0,009	0,008	0,006	0,004
Y3A	0,324	0,320	0,310	0,294	0,269	0,235	0,185	0,112
Y3Ba	0,384	0,380	0,368	0,349	0,320	0,278	0,220	0,133
Y3Bb	0,045	0,044	0,042	0,040	0,036	0,031	0,024	0,015
Y4A	0,043	0,043	0,041	0,039	0,036	0,032	0,026	0,016
Y5A	0,265	0,259	0,248	0,231	0,207	0,176	0,134	0,078
Y5B	0,025	0,025	0,024	0,023	0,021	0,019	0,015	0,009
Y6Aa	0,004	0,004	0,003	0,003	0,003	0,003	0,002	0,001
Y6Ab	0,176	0,174	0,167	0,157	0,143	0,124	0,096	0,057
Y7A	0,123	0,121	0,117	0,111	0,101	0,087	0,068	0,041
Y8Aa	0,410	0,408	0,398	0,379	0,350	0,308	0,247	0,153
Y8Ab	1,476	1,463	1,420	1,347	1,239	1,082	0,857	0,523
Y9A	0,123	0,121	0,117	0,111	0,101	0,087	0,068	0,041
Y10Aa	0,004	0,004	0,003	0,003	0,003	0,003	0,002	0,001
Y10Ab	0,176	0,174	0,167	0,157	0,143	0,124	0,096	0,057
Y11A	0,265	0,259	0,248	0,231	0,207	0,176	0,134	0,078
Y11B	0,025	0,025	0,024	0,023	0,021	0,019	0,015	0,009
Y12A	0,043	0,043	0,041	0,039	0,036	0,032	0,026	0,016
Y13A	0,324	0,320	0,310	0,294	0,269	0,235	0,185	0,112
Y13Ba	0,389	0,384	0,372	0,352	0,323	0,281	0,221	0,134
Y13Bb	0,045	0,044	0,042	0,040	0,036	0,031	0,024	0,015
Y14A	0,003	0,003	0,003	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001
Y14B	0,010	0,010	0,010	0,009	0,009	0,008	0,006	0,004
Y15Aa	0,017	0,016	0,016	0,015	0,014	0,012	0,010	0,006
Y15Ab	0,022	0,022	0,021	0,020	0,019	0,017	0,013	0,008
Y15Ba	0,023	0,022	0,022	0,021	0,019	0,017	0,014	0,008
Y15Bb	0,017	0,017	0,016	0,015	0,014	0,012	0,010	0,006

Para determinar a resistência da argamassa utiliza-se a resistência do bloco. Com isso, como no primeiro e segundo pavimentos da planta 1 utilizou-se blocos de 12 MPa a resistência da argamassa foi maior nestes pavimentos, e

Analisando as paredes nas duas plantas percebe-se que as propriedades da parede são semelhantes nas duas situações (comprimento e inércia). Porém, na planta 1, examinando as paredes de contraventamento da direção X, as paredes citadas são as de maior inércia, absorvendo 17,47% da força horizontal em cada pavimento. Já na planta 2, em função da mudança da posição das aberturas, estas paredes absorvem apenas 4,59% da mesma ação horizontal no sentido X. O restante foi distribuído nas demais paredes do sentido X, que foram aumentadas com a alteração da posição das aberturas.

Isso justifica o fato das paredes X5A e X5E não resistirem ao cisalhamento na planta 1, ao contrário do que acontece na planta 2.

A mesma situação ocorre nas paredes X6A e X6E do terceiro ao sexto pavimentos da planta 1. Nestes casos deve-se aumentar a resistência da argamassa.

Esta concentração das tensões de cisalhamento ocorre por causa das propriedades das paredes, principalmente quando apresenta uma variação considerável, de uma planta para a outra, de suas propriedades como a inércia e das dimensões das paredes no sentido em estudo.

A inércia elevada ocasiona um aumento da concentração da força de cisalhamento, e as dimensões afetam a área de cisalhamento.

Vale destacar que a única parede que não apresentou a resistência da argamassa suficiente para resistir aos esforços de cisalhamento na planta 2 foi a parede Y8Ab, destacada na Tabela 13. Esta é uma parede que sozinha absorve 50,18% da força horizontal na direção de contraventamento em Y. Da mesma forma, além da alta força atuante nesta parede, esta planta foi dimensionada com resistências de argamassa menores do que a planta 1, como apresentado na Tabela 11.

Desta forma, nota-se que a posição das aberturas também afeta no dimensionamento da resistência da argamassa, ou no dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos ao cisalhamento.

4.3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO

O dimensionamento à flexo-compressão se divide em duas partes. A primeira refere-se a análise da tração, onde a área de aço é utilizada para resistir os esforços de tração na parede. A segunda se refere à compressão, que permite analisar a necessidade de utilização de graute nos furos dos blocos, para aumentar a resistência do bloco. Vale ressaltar que os cálculos detalhados de tração e compressão na flexo-compressão estão nos Apêndices 2 e 4 para planta 1 e planta 2, respectivamente.

4.3.1 Análise da Tração na Flexo-compressão

O estudo da tração foi realizado em todos os painéis de contraventamento nas direções X e Y, para a planta 1 e planta 2. A Tabela 14 apresenta uma comparação da área de aço para os pavimentos, divididos em bordo esquerdo e direito das paredes, além do somatório total da área de aço para os dois casos em estudo.

Tabela 14 – Área de aço em cm² para as duas plantas sem A_{smin} .

	Planta 1			Planta 2		
	Aço Esq.	Aço Dir.	Total	Aço Esq.	Aço Dir.	Total
1º Pavimento	92,646	93,209	185,855	46,561	43,539	90,101
2º Pavimento	68,193	68,463	136,655	31,323	28,824	60,147
3º Pavimento	47,129	47,304	94,432	18,979	17,064	36,043
4º Pavimento	29,935	30,066	60,001	9,778	8,526	18,304
5º Pavimento	16,883	16,993	33,876	3,852	3,212	7,064
6º Pavimento	7,947	8,020	15,967	0,933	0,652	1,585
7º Pavimento	2,678	2,693	5,371	0,058	0,007	0,065
8º Pavimento	0,382	0,382	0,764	0,000	0,000	0,000
			532,921			213,308

Nota-se que o valor da área de aço da planta 1 é aproximadamente 2,5 vezes superior a planta 2. Desta forma, a alteração da posição das aberturas provocou uma redução na área de aço de maneira global, e ainda maior nos pavimentos superiores.

Porém, como citado no item 2.4.3, para as paredes que necessitam de aço para resistir aos esforços de tração, é necessário verificar uma área de aço mínima. Portanto, efetuou-se esta análise, de forma a checar se as áreas de aço apresentadas na Tabela 14 são suficientes, de acordo com a especificação mínima.

Assim, na Tabela 15 são apresentadas as áreas de aço necessárias nas paredes, para os dois projetos, considerando a área mínima.

Tabela 15 - Área de aço em cm² para as duas plantas com A_{smin} .

	Planta 1			Planta 2		
	Aço Esq.	Aço Dir.	Total	Aço Esq.	Aço Dir.	Total
1º Pavimento	140,854	141,141	281,995	120,478	120,428	240,906
2º Pavimento	101,922	123,567	225,488	108,514	115,206	223,720
3º Pavimento	88,108	89,760	177,869	94,066	105,994	200,060
4º Pavimento	80,246	80,246	160,492	94,066	95,522	189,588
5º Pavimento	72,443	70,357	142,800	80,878	75,642	156,520
6º Pavimento	50,358	48,272	98,630	46,732	50,932	97,664
7º Pavimento	35,336	37,002	72,338	18,662	18,662	37,324
8º Pavimento	21,350	21,350	42,700	0,000	0,000	0,000
			1202,313			1145,782

Através desta análise, constata-se que todas as áreas de aço aumentaram, ou seja, as áreas de aço necessárias para resistir aos esforços de tração são inferiores a área de aço mínima indicada pela norma técnica, devendo ser utilizada esta última, ou seja, os valores apresentados na Tabela 15.

Neste sentido, nota-se que o valor da área de aço da planta 1 considerando a área mínima de aço é muito próxima da planta 2. Desta forma, a alteração da posição das aberturas não provocou um acréscimo na área de aço de maneira global.

Partindo para uma análise mais localizada das paredes e adotando o 1º pavimento, onde ocorreram os valores mais significativos de área de aço, destaca-se as paredes X5A, X6A, X5E, X6E e a parede Y8A. Na Tabela 16 é apresentada a área de aço das paredes mais significativas no 1º pavimento, considerando a área mínima de aço.

Tabela 16 - Área de aço em cm² das paredes mais significativas no 1º pavimento

	Planta 1			Planta 2		
	Aço Esquerda	Aço Direita	Total	Aço Esquerda	Aço Direita	Total
X5A	7,48	20,70	28,18	4,61	4,61	9,21
X5E	20,70	7,48	28,18	4,61	4,61	9,21
X6A	9,13	18,19	27,32	4,61	4,61	9,21
X6E	18,19	9,13	27,32	4,61	4,61	9,21
Y8A	17,42	17,42	34,83			
Y8Aa + Y8Ab				17,03	15,30	32,33

Observando os resultados das paredes apresentadas na Tabela 16 nota-se, que a quantidade de aço é inferior na planta 2.

Para exemplificar a disposição do aço, nas Figuras 28 (planta 1) e 29 (planta 2) são apresentadas as barras de aço para a parede X5A nas duas posições, ou seja, bordo esquerdo e direito.

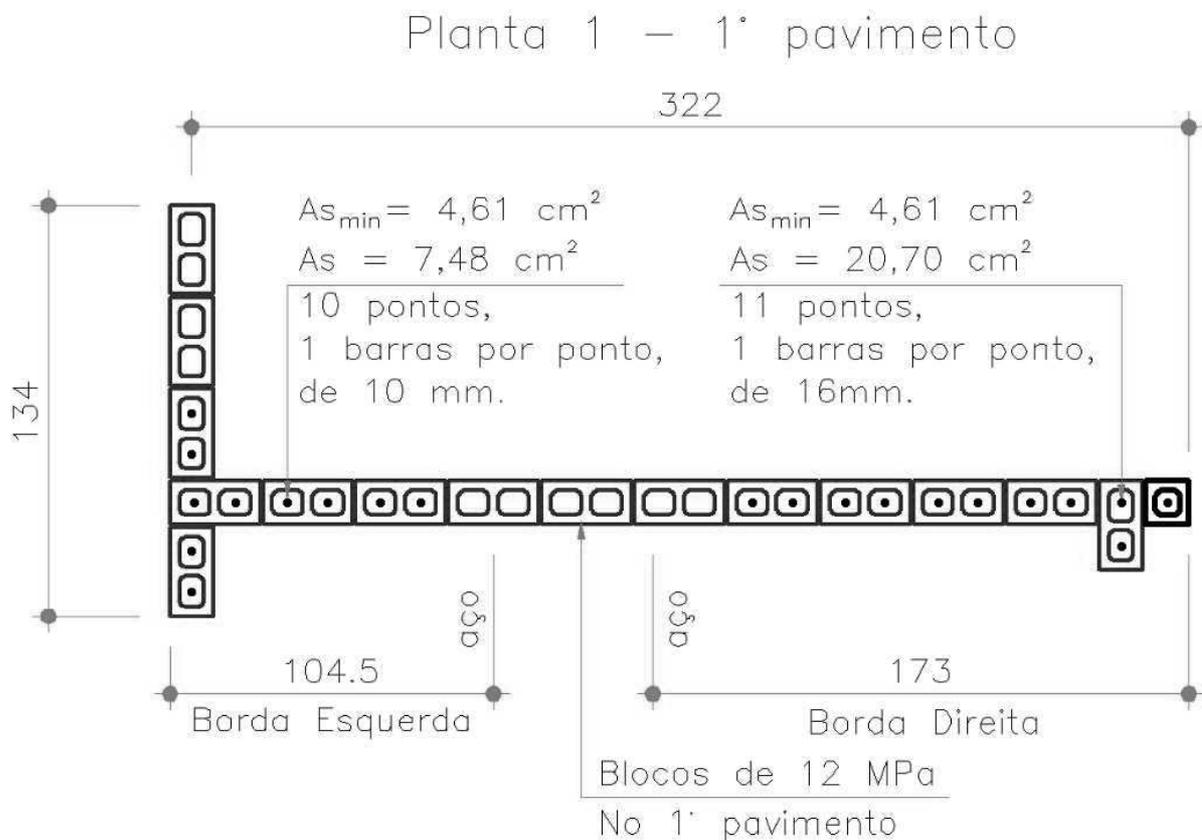


Figura 28 - Parede X5A posição e área de aço das plantas 1.

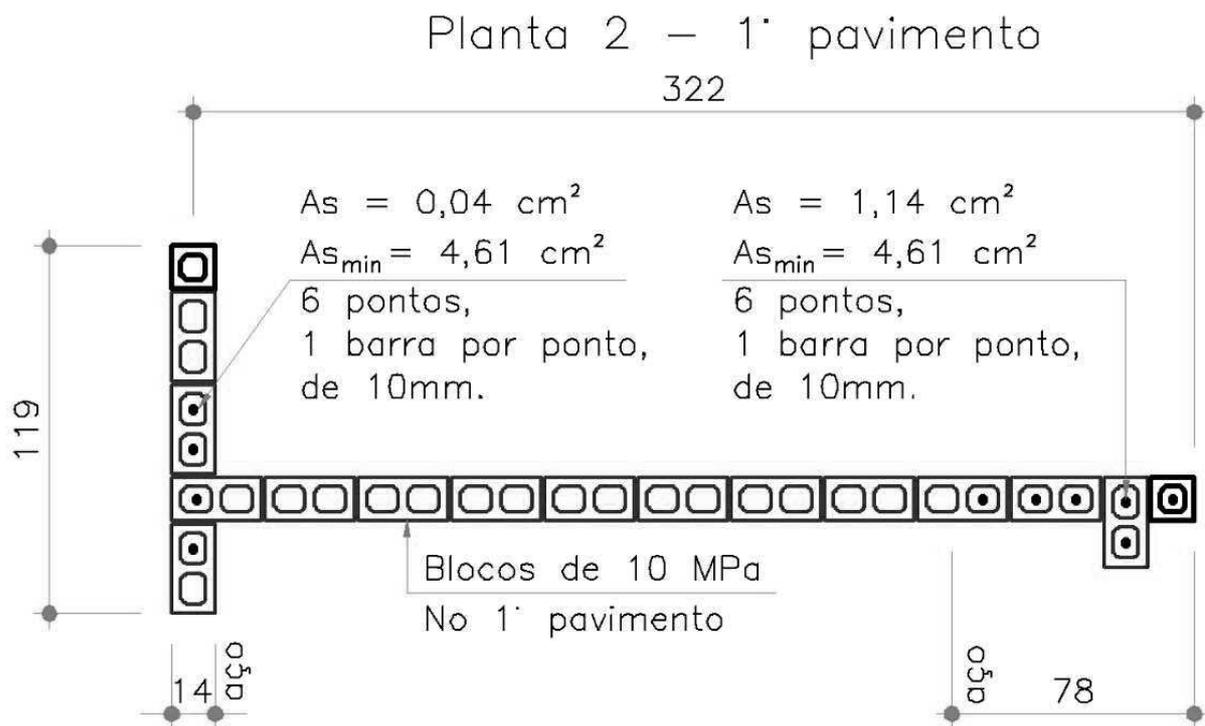


Figura 29 – Parede X5A posição e área de aço das plantas 2.

Desta forma, a necessidade de utilização da área de aço mínima preconizada pela norma, faz com que a área de aço da planta 2 seja aumentada de forma significativa, deixando os resultados mais conservadores.

4.3.2 Análise da Compressão na Flexo-compressão

A análise da compressão foi realizada em todos os painéis de contraventamento nas direções X e Y, para a planta 1 e planta 2. Na Tabela 17 é apresentada uma comparação dos pontos de graute para os pavimentos, divididos em bordo esquerdo e direito das paredes, além do somatório total dos pontos de graute para os dois casos em estudo. Os pontos de graute se referem ao número de vazios dos blocos que devem ser grauteados.

Tabela 17 - Número de pontos de graute para as duas plantas.

	Planta 1				Planta 2			
	Pontos Esquerda	Pontos Direita	Pontos de graute	Res. blocos	Pontos Esquerda	Pontos Direita	Pontos de graute	Res. blocos
1º Pav.	51	52	103	12	58	56	114	10
2º Pav.	7	7	14	12	58	62	120	8
3º Pav.	38	34	72	8	3	2	5	8
4º Pav.	5	5	10	8	15	16	31	6
5º Pav.	8	8	16	6	0	0	0	6
6º Pav.	13	12	25	4	0	0	0	4
7º Pav.	0	0	0	4	0	0	0	4
8º Pav.	0	0	0	4	0	0	0	4
			240				270	

Para exemplificar a distribuição dos pontos de graute é apresentada na Figura 30 a parede X5A no 3º pavimento da planta 1.

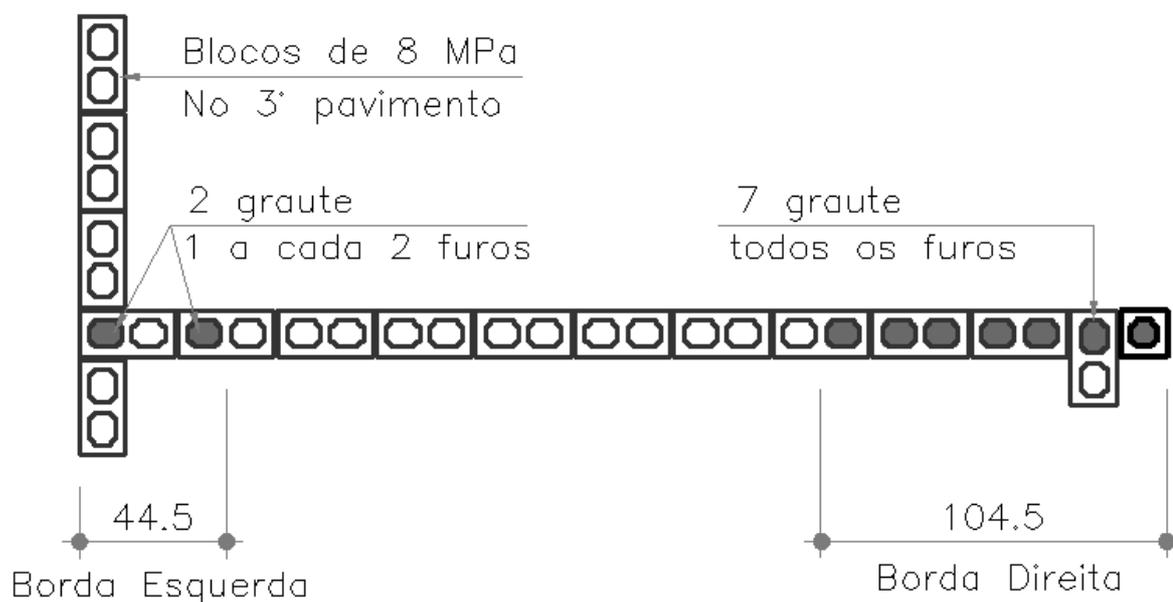


Figura 30 – Exemplo distribuição dos pontos de graute a parede X5A.

É possível observar na Tabela 17 que o número total de pontos de graute da planta 1 é menor (240 pontos) que a planta 2 (270 pontos). Isso se deve ao fato da resistência dos blocos na planta 1 ser maior que na planta 2.

Por exemplo, no segundo pavimento, para a planta 1, o total dos pontos de graute foi de 14 usando um bloco de 12 MPa. Já na planta 2, tem-se 120 pontos de graute, porém utilizando um bloco de 8 MPa.

Ao se comparar pavimentos com blocos com mesma resistência, nota-se que existe uma influência da posição das aberturas na quantidade de pontos de graute entre as plantas. Ou seja, a quantidade de pontos de graute é maior na planta 1 do que na planta 2.

Essa quantidade maior de pontos de graute pode ser constatado no terceiro, quinto e sexto pavimentos, como destacado na Tabela 17. Ou seja, no terceiro pavimento, com resistência de bloco de 8MPa, foram necessários 72 pontos de graute na planta 1. Já na planta 2, foram necessários apenas 5 pontos de graute utilizando a mesma resistência de bloco.

Como exemplo pode ser destacada a parede X5A do terceiro pavimento, onde ocorrem as maiores variações de pontos de graute de uma planta para outra. Na Figura 31 é apresentado o desenho desta parede com os pontos de graute, na planta 1, e na planta 2 sem a necessidade de pontos de graute. Através deste exemplo é verifica-se o aumento da quantidade de graute provocado pela mudança da posição das aberturas. Os Apêndices 2 e 4 apresentam os cálculos das paredes que necessitam de graute.

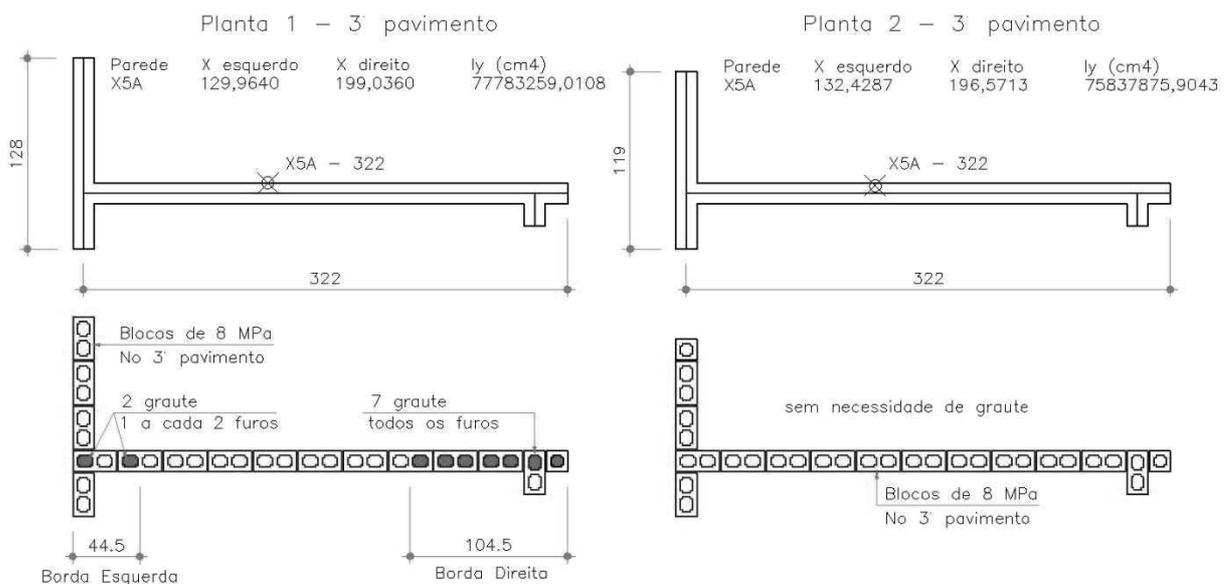


Figura 31 - Parede X5A no 3º pavimento.

Outra situação que vale ser destacada, ocorreu nas paredes X5A, X5E, X6A e X6E do 1º pavimento da planta 1. Estas paredes não atingiram a resistência necessária para resistir aos esforços de compressão, nem mesmo utilizando graute em todos os furos.

Desta foram, para esses casos, a solução é o aumento da resistência do bloco para o primeiro pavimento. Já na planta 2 não aconteceram situações como essa.

4.4 SÍNTESE DOS RESULTADOS

Após as análises realizadas anteriormente é apresentado um resumo dos resultados na Tabela 18.

Tabela 18 - Síntese dos resultados.

	Resistência dos blocos (MPa)	Argamassa		Área de Aço Total (cm ²)	Pontos de Graute (unid.)
		Res. da Argamassa (MPa)	Nº de paredes *		
Planta 1	1º Pav.	12	8,4	0	240 **
	2º Pav.	12	8,4	0	
	3º Pav.	8	5,6	4	
	4º Pav.	8	5,6	4	
	5º Pav.	6	4,2	4	
	6º Pav.	4	4	2	
	7º Pav.	4	4	0	
	8º Pav.	4	4	0	
Planta 2	1º Pav.	10	7	1	270
	2º Pav.	8	5,6	1	
	3º Pav.	8	5,6	1	
	4º Pav.	6	4,2	1	
	5º Pav.	6	4,2	1	
	6º Pav.	4	4	1	
	7º Pav.	4	4	0	
	8º Pav.	4	4	0	

Observações: * Número de paredes que necessitam aumentar a resistência da argamassa.

** No 1º pavimento tem 4 paredes que necessitam aumentar a resistência do bloco.

A partir dos cálculos e análises realizadas para as duas plantas pode-se estabelecer as seguintes considerações:

Quanto à resistência dos blocos observou-se que existe influência da posição das aberturas no dimensionamento da alvenaria estrutural. Essa diferença é mais significativa nos primeiros pavimentos. Com isso constata-se que com a distribuição das aberturas, pode-se evitar pequenas dimensões de grupos de paredes com grandes solicitações de carga, reduzindo a resistência dos blocos. Neste sentido, a planta 2, com aberturas dispostas nos dois sentidos, ou seja, X e Y, necessitou de blocos de resistências inferiores aos da planta 1.

A resistência da argamassa tem relação direta com a resistência do bloco. Portanto, a distribuição das aberturas, a qual determina a área de cisalhamento e inércias das paredes, colabora com a distribuição dos esforços horizontais de maneira uniforme. Sendo assim, a planta 1 necessitou de argamassas mais resistentes que a planta 2. E apesar disso, o número de paredes que não resistiu aos esforços de cisalhamento foi maior na planta 1 do que na planta 2.

A necessidade de área de aço na planta 1 também foi maior que na planta 2. Desta forma, verifica-se que a posição das aberturas também ocasiona a redução da área de aço.

Com relação a quantidade de graute, a planta 1 necessitou menor número de pontos de graute. Isso aconteceu devido a utilização de blocos mais resistentes nesta planta. Como citado anteriormente, ao comparar pavimentos com blocos de resistências iguais nos dois projetos, percebe-se que a posição das aberturas também influencia na quantidade de pontos de graute, sendo necessária uma menor quantidade na planta 2.

5 CONCLUSÃO

O objetivo deste trabalho foi analisar a influência da posição das aberturas nas solicitações do dimensionamento de edificações de alvenaria estrutural.

No dimensionamento à compressão simples foi possível constatar que a influência da posição das aberturas é maior nos pavimentos inferiores, onde as solicitações de compressão são mais elevadas. Neste sentido, a planta 1, onde a distribuição das aberturas foi feita de maneira com que a maioria das aberturas ficasse num sentido, apresentaram valores elevados de resistência de blocos quando comparados com a planta 2. No segundo pavimento, por exemplo, obteve-se um aumento de aproximadamente 150% na resistência do bloco, onde que a planta 2 é menor que a planta 1.

A resistência da argamassa sofre influência da resistência do bloco, desta forma ocorreu um aumento nas solicitações na planta 1. Com isso, novamente foi constatado que uma distribuição adequada (nos sentidos X e Y) das aberturas pode reduzir as exigências no dimensionamento da alvenaria estrutural.

Para a análise da distribuição das aberturas no dimensionamento da flexo-compressão foi verificada a área de aço e a quantidade de pontos de graute necessários para as duas plantas.

Considerando a efetiva quantidade de área de aço, foi constatada uma variação de cerca de 250%, sendo menor a necessidade na planta 2, que apresenta um posicionamento das aberturas mais adequada (com uma distribuição no sentidos X e Y) que a planta 1. Porém, quando se adotam as exigências da norma em relação a área de aço mínima, os resultados ficam próximos, apresentando uma diferença de 4,7% de redução da planta 1 para a planta 2, neste caso a melhor situação foi a da planta 1.

Já com relação a necessidade de pontos de graute, a planta 1 apresentou um número de pontos inferior ao da planta 2. Isso ocorreu devido ao fato de utilizar-se blocos com maiores resistências nos pavimentos inferiores, reduzindo assim a quantidade de pontos de graute. Porém, ao analisar pavimentos que apresentam blocos com resistências iguais, observou-se a necessidade de menor quantidade de

graute na planta 2. Com isso, observou-se que a posição das aberturas nos sentidos X e Y (planta 2) também proporciona redução da quantidade de pontos de graute.

Portanto, comprovou-se que a planta 2, com aberturas dispostas nas duas direções (X e Y) proporcionou uma distribuição de esforços de maneira mais uniforme. Isso influenciou na redução da resistência dos blocos, resistência da argamassa, área de aço e necessidade de reforços com pontos de graute, quando comparado com a planta 1, que foi dimensionada com aberturas concentradas na sua maioria na direção X.

Ainda pode ser destacado, a partir dos resultados apresentados neste trabalho, que as diferenças observadas nos últimos quatro pavimentos não foram significativas. Portanto, pode-se concluir que, para edifícios de até quatro pavimentos, os resultados não seriam influenciados pela posição das aberturas. Isso porque até este número de pavimentos, os carregamentos provocam tensões verticais abaixo da resistência mínima de bloco exigida pela ABNT NBR 15812-1:2010. Da mesma maneira, independente da concentração de esforços horizontais em algumas paredes, provocadas pela distribuição em uma direção (sentido X, planta 1) das aberturas, até quatro pavimentos os esforços devido ao desaprumo e ação do vento são pequenos, também solicitando a estrutura abaixo dos limites mínimos de resistência de materiais especificados pela norma.

O trabalho demonstrou, que uma etapa crucial para projetos de alvenaria estrutural é a elaboração do projeto arquitetônico, onde se determinam parâmetros importantes para o dimensionamento. Assim sendo, é importante que os projetistas tenham conhecimento sobre influência da posição das aberturas, distribuídas nos sentidos X e Y, para elaborar projetos mais econômicos.

5.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos que possam dar continuidade a este estudo tem-se:

- Realizar estudo de viabilidade econômica para os resultados encontrados neste trabalho.

- Avaliar a viabilidade econômica de aumentar a resistência dos blocos para reduzir a necessidade de graute.

6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos: Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15270-2**: Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural: Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural: Blocos cerâmicos Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural: Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 15961-2**: Alvenaria estrutural: Blocos de concreto Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

ANDOLFATO, Rodrigo P., **Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural**. 203 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2005.

BARBOSA, Ana K. de S., **Execução e controle de alvenaria estrutural em blocos de concreto segundo nova normalização brasileira**. 79 f. Monografia (Graduação) Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos - SP, 2011.

CAMACHO, Jefferson S., **Projeto de edifício de alvenaria estrutural**. 53 f. Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira - SP, 2006.

CAPUZZO NETO, Valentim., **Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais**. 322 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos - SP, 2005.

DUART, Marcelo A.; TAGUCHI, Mário K.; BENETTI, Daniel; FERREIRA, Arnor A.; PANDOLFI, Thaís N., **Sistemas construtivos**. 1. ed. Curitiba – PR: Livro Técnico, Editora LT, 2013.

FERREIRA, Sabrina T., **Novo modelo de projeto de produção para execução de edificações em alvenaria estrutural**. 74 f. Monografia (Graduação) – POLI/ UFRJ/ Curso de Graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro - RJ, 2015.

FIGUEIRÓ, Wendell O., **Racionalização do Processo Construtivo de Edifícios em Alvenaria Estrutural**. 75 f. Monografia - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, 2009.

GIBBERT, Fernando A., **A consideração de diferentes formas de distribuição do carregamento vertical em projetos estruturais de alvenaria estrutural: estudo de caso dos efeitos em uma obra com blocos de concreto**. 98 f. Monografia (Especialização em Projeto de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo - PR, 2012.

HELENA JÚNIOR, Flávio, **Contribuição para o projeto de edifícios em alvenaria estrutural**. 97 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Universidade São Judas Tadeu, São Paulo -SP, 2012.

IZQUIERDO, Orieta S., **Estudo da interface bloco/graute em elementos de alvenaria estrutural**. 290 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2015.

LINS, Fernanda U., **análise de alternativas para melhoria do desempenho térmico de edifícios em alvenaria estrutural em face da norma brasileira 15.575**. 63 f. Monografia (Especialização em gerenciamento de obras). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba - PR, 2012.

MATA, Rodrigo C., **Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural**. 174 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos -SP, 2011.

MIRANDA, Larissa A., **Estudo do efeito do não preenchimento das juntas verticais e eficiência do graute na resistência da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos**. 206 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo -SP, 2012.

NIERO JUNIOR, Aduari, **Análise teórica e experimental de vigas em alvenaria estrutural submetidas à flexão simples**. 123 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo -SP, 2014.

OLIVEIRA, Luciane M. F., **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**. 272 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2014.

PARSEKIAN, Guilherme A.; SOARES, Márcia M., **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. 1. ed. São Paulo - SP: O Nome da Rosa, 2010.

PARSEKIAN, Guilherme A. (Org.), **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. 1. ed. São Carlos - SP, EdUFSCar, 2012.

PASTRO, Rodrigo Z., **Sistema Construtivo de Alvenaria Estrutural**. 47 f. Monografia, Graduação em Engenharia Civil, Universidade São Francisco, Itatiba - SP, 2007.

RAMALHO, Marcio A.; CORRÊA, Márcio R. S., **Projeto de edifício de alvenaria estrutural**. 1. ed. São Paulo - SP: Pini, 2003.

REBOREDO, André R., **Dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural de blocos de concreto: Comentários sobre a NBR 15961-1 (2011)**. 173 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis - SC, 2013.

ROMAN, Humberto R.; MUTTI, Cristine N.; ARAÚJO, Hércules N., **Construindo em alvenaria estrutural**. Florianópolis - SC, UFSC, 1999.

ROMAN, Humberto R.; SIGNOR, Régis; RAMOS Arnaldo da S.; MOHAMAND, Gihad, **Análise de alvenaria estrutural**. Florianópolis - SC, Universidade Corporativa Caixa, 2002.

SALESSE, Juliana M., **Comparação de custos entre os processos construtivos em concreto armado e em alvenaria estrutural em blocos de concreto – estudo de caso em Toledo - PR.** 47 f. Monografia (Especialização em Projeto de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo - PR, 2012.

SAMPAIO, Marliane B., **Fissuras em edifícios residenciais em alvenaria estrutural.** 122 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2010.

SANTOS, Emerson A. F., **Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa na rigidez de paredes de alvenaria.** 277 f. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - PR, 2014.

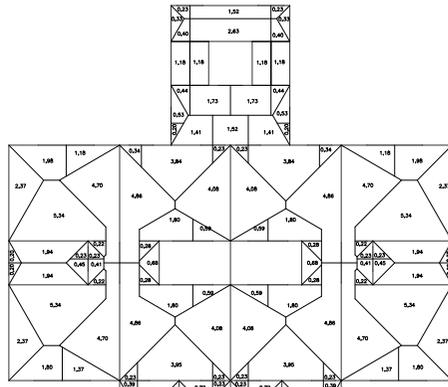
SANTOS, Gabriel R., **Análise da influência da forma do projeto arquitetônico no dimensionamento de projetos de alvenaria estrutural.** 72 f. Monografia, Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo - PR, 2015.

SILVA, Wilson J. da., **Análise experimental e numérica da distribuição das ações verticais entre paredes de alvenaria estrutural com a utilização de modelo físico reduzido na escala 1:5.** 331 p. Tese de Doutorado – Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2014.

SOUSA, Michel W. S., **Levantamentos de erros executivos em edifícios em alvenaria estrutural de bloco cerâmico.** 54 f. Monografia (graduação) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal do Ceará. Fortaleza - CE, 2011.

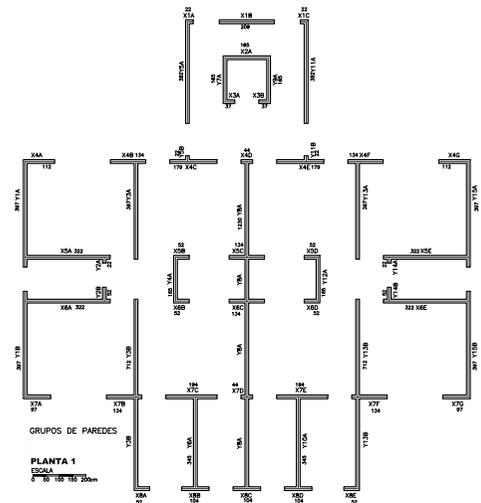
TAUIL, Carlos A.; NESE, Flávio J. M., **Alvenaria Estrutural.** 1. ed. São Paulo: Pini, 2010.

APÊNDICE 1 – PRANCHA DOS DESENHOS DA PLANTA 1



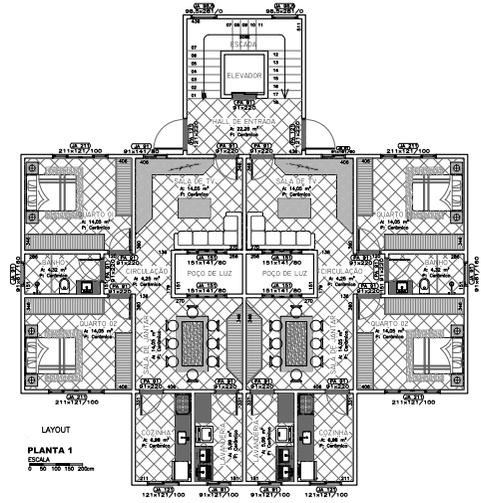
ÁREAS DE INFLUÊNCIA

PLANTA 1
ESCALA 0 50 100 150 200mm



GRUPOS DE PAREDES

PLANTA 1
ESCALA 0 50 100 150 200mm



LAYOUT

PLANTA 1
ESCALA 0 50 100 150 200mm

Propriedades das Paredes

Identificador	Descrição	Propriedades
X1A	0,0000	0,0000
X1B	0,0000	0,0000
X1C	0,0000	0,0000
X1D	0,0000	0,0000
X1E	0,0000	0,0000
X1F	0,0000	0,0000
X1G	0,0000	0,0000
X1H	0,0000	0,0000
X1I	0,0000	0,0000
X1J	0,0000	0,0000
X1K	0,0000	0,0000
X1L	0,0000	0,0000
X1M	0,0000	0,0000
X1N	0,0000	0,0000
X1O	0,0000	0,0000
X1P	0,0000	0,0000
X1Q	0,0000	0,0000
X1R	0,0000	0,0000
X1S	0,0000	0,0000
X1T	0,0000	0,0000
X1U	0,0000	0,0000
X1V	0,0000	0,0000
X1W	0,0000	0,0000
X1X	0,0000	0,0000
X1Y	0,0000	0,0000
X1Z	0,0000	0,0000
X2A	0,0000	0,0000
X2B	0,0000	0,0000
X2C	0,0000	0,0000
X2D	0,0000	0,0000
X2E	0,0000	0,0000
X2F	0,0000	0,0000
X2G	0,0000	0,0000
X2H	0,0000	0,0000
X2I	0,0000	0,0000
X2J	0,0000	0,0000
X2K	0,0000	0,0000
X2L	0,0000	0,0000
X2M	0,0000	0,0000
X2N	0,0000	0,0000
X2O	0,0000	0,0000
X2P	0,0000	0,0000
X2Q	0,0000	0,0000
X2R	0,0000	0,0000
X2S	0,0000	0,0000
X2T	0,0000	0,0000
X2U	0,0000	0,0000
X2V	0,0000	0,0000
X2W	0,0000	0,0000
X2X	0,0000	0,0000
X2Y	0,0000	0,0000
X2Z	0,0000	0,0000

PROPRIEDADES DAS PAREDES

PLANTA 1 - X

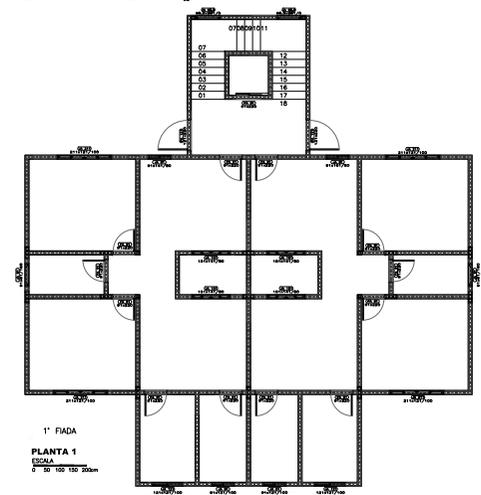
Identificador	Descrição	Propriedades
X3A	0,0000	0,0000
X3B	0,0000	0,0000
X3C	0,0000	0,0000
X3D	0,0000	0,0000
X3E	0,0000	0,0000
X3F	0,0000	0,0000
X3G	0,0000	0,0000
X3H	0,0000	0,0000
X3I	0,0000	0,0000
X3J	0,0000	0,0000
X3K	0,0000	0,0000
X3L	0,0000	0,0000
X3M	0,0000	0,0000
X3N	0,0000	0,0000
X3O	0,0000	0,0000
X3P	0,0000	0,0000
X3Q	0,0000	0,0000
X3R	0,0000	0,0000
X3S	0,0000	0,0000
X3T	0,0000	0,0000
X3U	0,0000	0,0000
X3V	0,0000	0,0000
X3W	0,0000	0,0000
X3X	0,0000	0,0000
X3Y	0,0000	0,0000
X3Z	0,0000	0,0000

PROPRIEDADES DAS PAREDES

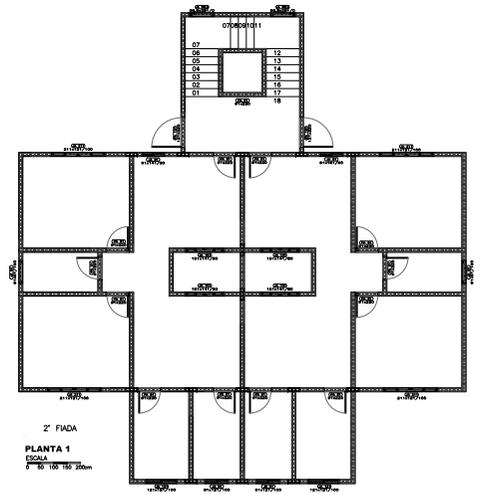
PLANTA 1 - Y

Identificador	Descrição	Propriedades
X4A	0,0000	0,0000
X4B	0,0000	0,0000
X4C	0,0000	0,0000
X4D	0,0000	0,0000
X4E	0,0000	0,0000
X4F	0,0000	0,0000
X4G	0,0000	0,0000
X4H	0,0000	0,0000
X4I	0,0000	0,0000
X4J	0,0000	0,0000
X4K	0,0000	0,0000
X4L	0,0000	0,0000
X4M	0,0000	0,0000
X4N	0,0000	0,0000
X4O	0,0000	0,0000
X4P	0,0000	0,0000
X4Q	0,0000	0,0000
X4R	0,0000	0,0000
X4S	0,0000	0,0000
X4T	0,0000	0,0000
X4U	0,0000	0,0000
X4V	0,0000	0,0000
X4W	0,0000	0,0000
X4X	0,0000	0,0000
X4Y	0,0000	0,0000
X4Z	0,0000	0,0000

PROPRIEDADES DAS PAREDES



1ª FIADA
PLANTA 1
ESCALA 0 50 100 150 200mm



2ª FIADA
PLANTA 1
ESCALA 0 50 100 150 200mm

DESPACHOS:

ESTATÍSTICAS:

PLANTA MODELO 1

PROJETO: EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

PROJETA: Daniel Bennett

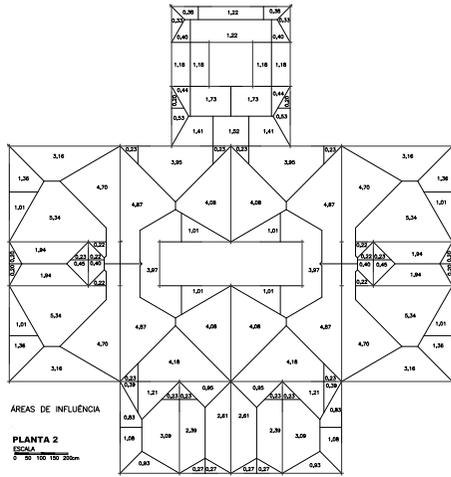
DATA: 05-2016

ESCALA: Indicada

PÁGINA: 01/04

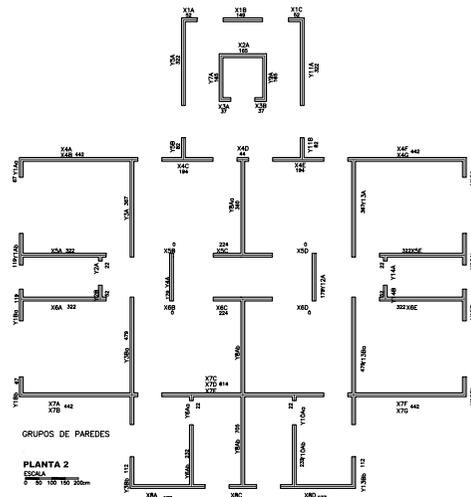
APÊNDICE 2 – PLANILHAS DOS CÁLCULOS DA PLANTA 1

APÊNDICE 3 – PRANCHA DOS DESENHOS DA PLANTA 2



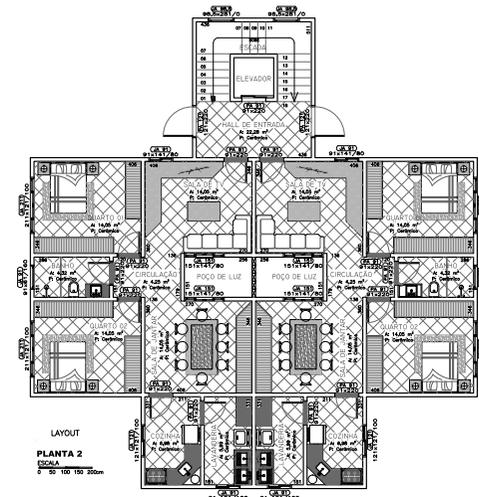
ÁREAS DE INFLUÊNCIA

PLANTA 2
ESCALA
0 50 100 150 200mm

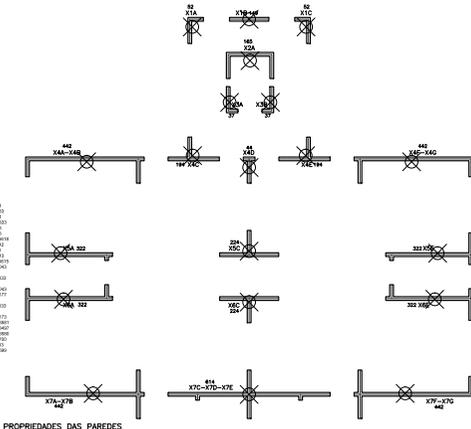


GRUPOS DE PAREDES

PLANTA 2
ESCALA
0 50 100 150 200mm

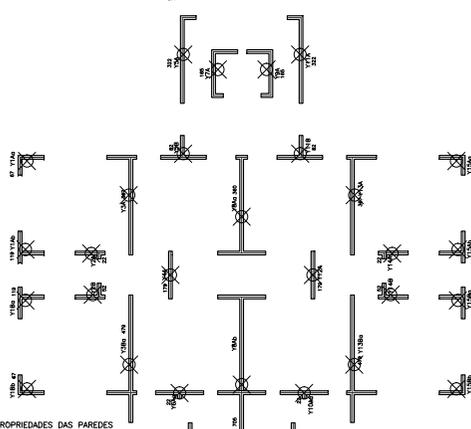


LAYOUT
PLANTA 2
ESCALA
0 50 100 150 200mm



PROPRIEDADES DAS PAREDES

PLANTA 2 - X
ESCALA
0 50 100 150 200mm

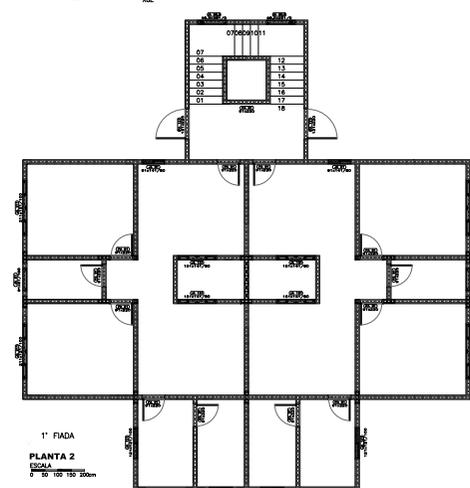


PROPRIEDADES DAS PAREDES

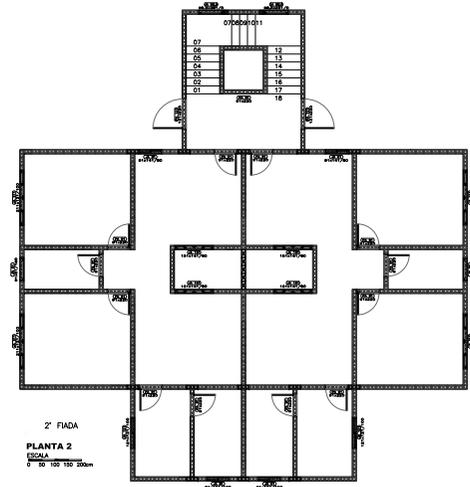
PLANTA 2 - Y
ESCALA
0 50 100 150 200mm

Planta	Armadura	Ø	Comprimento	Volume
X1A	Ø 12,00	42,718	8400,00	0,420
X1B	Ø 12,00	14,000	2800,00	0,140
X1C	Ø 12,00	14,000	2800,00	0,140
X2A	Ø 12,00	08,000	1600,00	0,080
X2B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X2C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X3A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X3B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X3C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X4A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X4B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X4C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X5A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X5B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X5C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X6A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X6B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X6C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X7A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X7B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X7C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X8A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X8B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X8C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X9A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X9B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X9C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X10A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X10B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X10C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X11A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X11B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X11C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X12A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X12B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X12C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y1A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y1B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y1C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y2A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y2B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y2C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y3A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y3B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y3C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y4A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y4B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y4C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y5A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y5B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y5C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y6A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y6B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y6C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y7A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y7B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y7C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y8A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y8B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y8C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y9A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y9B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y9C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y10A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y10B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y10C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y11A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y11B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y11C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y12A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y12B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y12C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120

Planta	Armadura	Ø	Comprimento	Volume
X1A	Ø 12,00	21,000	4200,00	0,210
X1B	Ø 12,00	14,000	2800,00	0,140
X1C	Ø 12,00	14,000	2800,00	0,140
X2A	Ø 12,00	08,000	1600,00	0,080
X2B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X2C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X3A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X3B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X3C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X4A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X4B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X4C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X5A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X5B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X5C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X6A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X6B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X6C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X7A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X7B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X7C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X8A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X8B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X8C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X9A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X9B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X9C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X10A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X10B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X10C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X11A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X11B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X11C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X12A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X12B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
X12C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y1A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y1B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y1C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y2A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y2B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y2C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y3A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y3B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y3C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y4A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y4B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y4C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y5A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y5B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y5C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y6A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y6B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y6C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y7A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y7B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y7C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y8A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y8B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y8C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y9A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y9B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y9C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y10A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y10B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y10C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y11A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y11B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y11C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y12A	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y12B	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120
Y12C	Ø 12,00	12,000	2400,00	0,120



1ª FIADA
PLANTA 2
ESCALA
0 50 100 150 200mm



2ª FIADA
PLANTA 2
ESCALA
0 50 100 150 200mm

DESPACHOS:

ESTATÍSTICAS:

PLANTA MODELO 2

PROJETO: EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

PROJETA: Daniel Benetti

PARCELA: 01/04

Data: 05-2016 Situação: Indicada

APÊNDICE 4 – PLANILHAS DOS CÁLCULOS DA PLANTA 2

