UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO
DO RIO GRANDE DO SUL - UNIJUÍ

EDUARDO VENDRUSCULO

ESTUDO DOS PROCEDIMENTOS DE DISTRIBUIÇÃO VERTICAL EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Ijuí
2014

EDUARDO VENDRUSCULO

ESTUDO DOS PROCEDIMENTOS DE DISTRIBUIÇÃO VERTICAL EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Projeto de TCC apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Jeancarlo Ribas

Ijuí

2014

RESUMO

A alvenaria estrutural ganhou espaço nas construções na década de 1990 e hoje é amplamente utilizada em obras residenciais. Ela leva vantagem pelo seu sistema construtivo racionalizado, no qual os elementos que desempenham a função estrutural são de alvenaria, projetados segundo modelos matemáticos pré-estabelecidos. Elas podem iniciar desde sua fundação ou também podem nascer em uma estrutura de concreto armado, composta de pilares e vigas que formam pórticos para a sustentação dessa alvenaria. A tensão resultante na base dessa estrutura de blocos pode ser calculada tanto manualmente quanto com o auxílio de um software. Manualmente existem 3 modos: paredes isoladas, grupo de paredes e grupo de paredes com interação. Para a obtenção dos resultados pelo software foi utilizado o programa de cálculo estrutura Cypecad 2012.

Este trabalho tem como finalidade principal realizar todos os procedimentos de cálculo em cima de um único projeto piloto para fins de comparação e análise das tensões obtidas pelos métodos manuais com o realizado em software, visando assim demonstrar a possibilidade de se utilizar o método manual sem que se obtenha uma resistência para a parede muito maior do que a dada necessária pelo software, resultando uma obra segura e econômica. Os resultados serão mostrados de forma gráfica e através de tabelas indicando as tensões mais críticas atuando na base da estrutura.

Palavras-chave: Tensões. Alvenaria estrutural. Procedimentos de cálculo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Conjunto Habitacional Central Parque Lapa (1972).....14
Figura 2 - Tipos de unidades cerâmicas utilizadas.....18
Figura 3 - Blocos estruturais de concreto.....19
Figura 4 - Dimensões reais e dimensões nominais dos blocos.....37
Figura 5 - Dimensões entre faces de blocos.....38
Figura 6 - Detalhe da modulação vertical com canaleta "J" e compensador.....39
Figura 7 - Representação esquemática da diferença entre juntas de dilatação e juntas de controle.....41
Figura 8 - Sistema estrutural em paredes transversais.....43
Figura 9 - Sistema estrutural em paredes celulares.....44
Figura 10 - Sistema estrutural complexo.....45
Figura 11 - Laje apoiada sobre paredes portantes.....46
Figura 12 - Espalhamento do carregamento em paredes planas e em "L".....48
Figura 13 - Interação entre paredes em um canto.....49
Figura 14 - Interação entre paredes na região da janela.....50
Figura 15 - Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes. ...54
Figura 16 - Traçado de linha de ruptura em charneiras plásticas.....58
Figura 17 – Ação conjunta do sistema parede-viga.....59
Figura 18 – Situação de cálculo com carregamento equivalente a situação de projeto.....60
Figura 19 – Situação de cálculo com carregamento equivalente a situação de projeto.....61
Figura 20 – Distribuição de tensões no sistema parede-viga.....63
Figura 21 – Esforços na viga.....63
Figura 22 – Planta baixa do pavimento tipo.....65
Figura 23 – Fachada lateral da edificação.....66
Figura 24 – Corte CD.....67
Figura 25 – Modulação (1ª Fiada).....73
Figura 26 – Modulação (2ª Fiada).....74
Figura 27 – Superfície de ruptura das lajes maciças.....75
Figura 28 – Paredes isoladas / reações das vigas.....76

Figura 29 – Grupos do projeto piloto. 79
Figura 30 – Reação das lajes para cada grupo de paredes. 80
Figura 31 – Visualização 3D da estutura lançada no Cypecad 2012.i. 88
Figura 32 – Tensões nas paredes P1+P2. 89
Figura 33 – Tensões nas paredes P3+P7. 90
Figura 34 – Tensões nas paredes P4+P9. 90
Figura 35 – Tensões nas paredes P5+P12. 90
Figura 36 – Tensões nas paredes P6. 91
Figura 37 – Tensões nas paredes P8. 91
Figura 38 – Tensões nas paredes P10. 91
Figura 39 – Tensões nas paredes P11. 92
Figura 40 – Tensões nas paredes P13. 92
Figura 41 – Tensões nas paredes P14+P15. 92
Figura 42 – Tensões nas paredes P16+P17. 93
Figura 43 – Tensões nas paredes P18+P24. 93
Figura 44 – Tensões nas paredes P19. 93
Figura 45 – Tensões nas paredes P20. 94
Figura 46 – Tensões nas paredes P21. 94
Figura 47 – Tensões nas paredes P22+P23. 94
Figura 48 – Tensões nas paredes P25. 95
Figura 49 – Tensões nas paredes P26+P27. 95
Figura 50 – Tensões nas paredes P28. 95
Figura 51 – Tensões nas paredes P29. 96
Figura 52 – Tensões nas paredes P30. 96
Figura 53 – Tensões nas paredes P31. 96
Figura 54 – Tensões nas paredes P32. 97
Figura 55 – Tensões nas paredes P33+P34. 97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Traços recomendados para argamassa de assentamento 25
Tabela 2 - Ferramentas e equipamentos utilizados na execução de edificações em alvenaria estrutural. 33
Tabela 3 - Pesos específicos de acordo com o tipo de alvenaria utilizado. 47
Tabela 4 - Carregamentos individuais das paredes. 77
Tabela 5 - Carregamentos acumulados das paredes.....78
Tabela 6 - Carregamentos acumulados dos grupos sem interação 80
Tabela 7 - Tensão e resistência das paredes dos grupos sem interação 81
Tabela 8 - Carregamentos acumulados dos grupos com interação de 50% 82
Tabela 9 - Carregamentos acumulados dos grupos com interação de 100% 84
Tabela 10 - Carregamentos acumulados pelo software Cypecad 2012.i 96
Tabela 11 - Resultados finais de todos os métodos de cálculo. 97
Tabela 12 - Comparativo entre o método do software e os métodos manuais (%) .100

LISTA DE SIGLAS E SIMBOLOS

ABCI	Associação Brasileira da Construção Industrializado.
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland.
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ASTM	American Society for Testing and Material
BWC	Banheiro.
cm	Centímetros.
Inc	Certificado Nacional de Incorporação.
km	Quilômetros.
Kn/m^2	Quilonewton por metro quadrado.
m^2	Metro quadrado.
MPa	Megapascal.
NBR	Denominação de norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas.
PVC	Cloreto de Polivinila.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **10**
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **12**
2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL 12
2.1.1 Aspectos históricos 12
2.1.2 Histórico no Brasil 13
2.1.3 Conceito estrutural básico 15
2.1.4 Tipos de alvenaria 16
2.2 COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL 17
2.2.1 Unidade 18
2.2.2 Argamassa 22
2.2.3 Graute 27
2.3 ASPECTOS TÉCNICOS E ECONÔMICOS 28
2.3.1 Principais parâmetros a serem considerados para a adoção do sistema . 29
2.3.2 Principais pontos positivos do sistema 30
2.3.3 Principais pontos negativos do sistema 31
2.4 PROCESSO CONSTRUTIVO 32
2.4.1 Ferramentas e equipamentos 33
2.4.2 Marcação da alvenaria 34
2.4.3 Importância da modulação 35
2.4.4 Escolha da modulação a ser utilizada 35
2.4.5 Modulação horizontal 36
2.4.6 Modulação vertical 38
2.4.7 Elevação das paredes 39
2.4.8 Juntas de controle ou de movimentação 41
2.4.9 Lajes 41
2.4.10 Cintas de respaldo 42
2.5 ANÁLISE ESTRUTURAL PARA CARGAS VERTICAIS. 43
2.5.1 Principais sistemas estruturais 43
2.5.2 Carregamento vertical 45
2.5.3 Interação das Paredes 47
2.5.4 Importância da uniformização de cargas 50
2.5.5 Influência do processo construtivo 51

2.5.6 Procedimentos de distribuição 52
2.5.7 Método das charneiras plásticas 56
2.5.8 Efeito Arco.....59
3 METODOLOGIA 64
3.1 CLASSIFICAÇÃO DE ESTUDO 64
3.2 PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....64
3.3 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS 69
4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS 71
4.1 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS.....71
4.2 PROJETO PILOTO.....73
4.3 PAREDES ISOLADAS.....75
4.4 GRUPOS DE PAREDES ISOLADAS 79
4.4 GRUPOS DE PAREDES COM INTERAÇÃO 84
4.5 SOFTWARE CYPECAD 2012.i 88
4.2 COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS 99
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 103
5.1 CONCLUSÕES.....103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 105

INTRODUÇÃO

- **TEMA**

Alvenaria Estrutural.

- **DELIMITAÇÃO DO TEMA**

Cargas Verticais na Alvenaria Estrutural.

- **QUESTÃO EM ESTUDO**

Qual o procedimento de cálculo mais econômico para a determinação final de uma estrutura em alvenaria estrutural?

- **OBJETIVOS**

  - *Geral:* Determinar e comparar através dos procedimentos de cálculo quais dos métodos se torna o mais viável para execução da obra.

  - *Específicos:*

a) Conceituar o plano estrutural básico.
b) Detalhar componentes da alvenaria estrutural.
c) Analisar os aspectos técnicos e econômicos.
d) Detalhar o processo construtivo.
e) Explicitar o processo uniformização das cargas.
f) Analisar os processos estruturais para cargas verticais.

- **JUSTIFICATIVA**

Para a escolha deste tema foi considerada a minha falta de conhecimento real sobre Alvenaria Estrutural, principalmente no setor de dimensionamento. Conversando com meu orientador optamos por fazer essa comparação entre os métodos de cálculos existentes para chegar à um valor mais econômico e viável para a obra. Chegamos à essa conclusão pois segundo ele havia o conhecimento

sobre os métodos, mas também uma falta de um material que pudesse concluir com estudos qual seria realmente o mais econômico e indicado para cada situação.

Desse modo resolvi estudar sobre o assunto com alguns materiais disponibilizados pelo orientador e acabei por achá-lo muito interessante, me despertando uma curiosidade pessoal por uma questão em particular, o considerável aumento de produtividade em relação ao concreto armado convencional e redução de custos.

Considero que essa pesquisa irá me abrir um campo novo que ainda não tinha muito conhecimento, surgindo assim novas portas para um provável crescimento profissional na área em questão, sendo que a alvenaria estrutural já cresceu muito nos últimos anos no Brasil e eu considero que deva crescer ainda mais com o avanço da tecnologia que tem sido imprimida nesse setor.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1.1 Aspectos históricos

A alvenaria é um material de construção tradicional que tem sido usado há milhares de anos (DUARTE, 1999). Segundo o autor, as edificações em alvenaria estão entre as construções que têm maior aceitação pelo homem, não somente hoje, como também nas civilizações antigas.

Segundo Hendry (2002), a alvenaria estrutural passou a ser tratada como uma tecnologia de construção civil por volta do século XVII quando os princípios de estatística foram aplicados para a investigação da estabilidade de arcos e domos. Embora no período entre os séculos 19 e 20 tivessem sido realizados testes de resistência dos elementos da alvenaria estrutural em vários países, ainda se elaborava o projeto de alvenaria estrutural de acordo com métodos empíricos de cálculo, apresentando, assim, grandes limitações (HENDRY, 2002). Acrescenta o referido autor que, nesta época (entre os séculos 19 e 20), edifícios em alvenaria estrutural foram construídos com espessuras excessivas de paredes, como por exemplo o edifício Monadnock em Chicago, que se tornou um símbolo da moderna alvenaria estrutural, mesmo com suas paredes da base de 1,80m (RAMALHO; CORRÊA, 2003). Este edifício foi considerado na época como limite dimensional máximo para estruturas de alvenaria calculadas pelos métodos empíricos (ABCI, 1990). Acredita-se que se este edifício fosse dimensionado pelos procedimentos utilizados atualmente, com os mesmos materiais, esta espessura seria inferior a 30cm (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

A perda de espaço e baixa velocidade de construção evidenciam a baixa aceitação de edifícios altos em alvenaria portante na época frente à emergente alternativa de estruturas de concreto armado (HENDRY, 2002). Assim, os edifícios em alvenaria estrutural tiveram pouca aplicação durante um período de 50 anos

(HENDRY, 2002).

Somente na década de 50 houve novamente um aumento no interesse pela construção de edifícios em alvenaria estrutural (HENDRY, 2002), pois a segunda guerra mundial (1939 – 1945) causou uma escassez dos materiais de construção na Europa, principalmente do aço.

Assim, conclui Hendry (2002) que nesta época foram construídos alguns edifícios em alvenarias estruturais, principalmente na Suíça, pela inexistência de indústrias de aço na região.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), um edifício construído em 1950 na Basiléia, Suíça, com 13 pavimentos foi um marco importante na história da alvenaria estrutural, pois suas paredes internas foram reduzidas à espessura de 15cm e as paredes externas a 37,5cm de espessura.

Nas décadas seguintes (60 e 70) o interesse pela alvenaria estrutural avançou para outros países da Europa, como, por exemplo, a Inglaterra, onde foram construídos diversos edifícios em alvenaria estrutural promovidos principalmente por programas públicos (HENDRY, 2002).

2.1.2 Histórico no Brasil

No Brasil, a alvenaria estrutural é utilizada desde o início do século XVII. Entretanto, a alvenaria estrutural com blocos estruturais, encarada como um processo construtivo voltado para a obtenção de edifícios mais econômicos e racionais, demorou muito a encontrar seu espaço (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

A partir da década de 70 no Brasil, a alvenaria estrutural passou a ser tratada como uma tecnologia de engenharia, através do projeto estrutural baseado em princípios validados cientificamente (RAMALHO; CORRÊA, 2003) e da execução com critérios mais bem definidos. Segundo os mesmos autores, apesar de sua chegada tardia, o processo construtivo de alvenaria estrutural acabou se firmando como uma alternativa eficiente e econômica para a execução de edifícios residenciais e também industriais.

Figura 1 - Conjunto Habitacional Central Parque Lapa (1972)
Fonte: Comunidade da construção.

Após anos de adaptação e desenvolvimento no país, esta tecnologia construtiva foi consolidada na década de 80, através da normalização oficial consistente e razoavelmente ampla (SABATTINI, 2003). Um exemplo da aplicação intensa da alvenaria estrutural no Brasil são os empreendimentos habitacionais de baixa renda, que vem sendo desenvolvidos no Brasil em grande escala. Somente no estado do Rio Grande do Sul, segundo um levantamento realizado em maio de 2006 pela CAIXA/RS, o processo construtivo de alvenaria estrutural foi utilizado em 76% destes empreendimentos concluídos no estado. Até a data deste levantamento, todos os empreendimentos em execução se utilizavam deste processo construtivo.

Observa-se que a tendência de utilização deste processo construtivo é crescente. Atualmente inúmeros empreendimentos são lançados com esta tecnologia construtiva racional como um meio de alcançar uma redução dos custos dos empreendimentos sem perder em qualidade.

2.1.3 Conceito estrutural básico

A alvenaria estrutural é um processo construtivo em que as paredes atuam como a própria estrutura da edificação e têm a função de resistir às cargas verticais, bem como às cargas laterais. As cargas verticais são devidas ao peso próprio da estrutura e às cargas de ocupação. As cargas laterais, por sua vez, originam-se da ação do vento e/ou do desaprumo. Estas são absorvidas pelas lajes e transmitidas às paredes estruturais paralelas à direção do esforço lateral (ROMAN, *et al.*, 2005).

Um dos principais conceitos estruturais ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão de ações mediante tensões de compressão. Esse é o conceito crucial a ser levado em conta quando se discute a alvenaria como processo construtivo para elaboração de estruturas (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Uma parede de alvenaria pode suportar pesadas cargas verticais. No entanto, quando esta for submetida a cargas laterais paralelas ou perpendiculares ao seu plano, pode romper devido aos esforços de tração que eventualmente venham a aparecer. O grande desafio do projetista estrutural consiste, portanto, em minimizar ou em evitar tensões de trações que possam vir a aparecer (ROMAN, *et al.*, 2005).

Ramalho e Corrêa (2003) afirmam que caso existam, essas tensões devem preferencialmente se restringir a pontos específicos da estrutura, além de não apresentarem valores muito elevados. Em caso contrário, se as trações ocorrerem de forma generalizada ou seus valores forem muito elevados, a estrutura pode ser até mesmo tecnicamente viável, mas dificilmente será economicamente adequada.

Assim, pode-se perceber por que o sistema construtivo se desenvolveu inicialmente através do empilhamento puro e simples de unidades, tijolos ou blocos, de forma a cumprir a destinação projetada. Nessa fase inicial, vãos até podiam ser criados, mas sempre por peças auxiliares, como, por exemplo, vigas de madeira ou pedra. É importante mencionar que os vãos criados através desse sistema apresentavam uma deficiência séria: a necessidade de serem executados com dimensões relativamente pequenas (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Além disso, existia o problema óbvio da durabilidade, no caso de se utilizar para essas vigas um material de vida útil relativamente pequena quando comparado ao que era utilizado nas alvenarias propriamente ditas. Esse era o caso, por exemplo, de vigas de madeira utilizadas sobre alvenarias de cerâmica de pedra. É

principalmente por causa disso que muitas construções da antiguidade não podem ser apreciadas em sua plenitude. Normalmente em obras com certa idade avançada as paredes são originais, mas os pavimentos e telhados, quando existem, são partes reconstruídas, pois os originais desapareceram com o correr dos séculos (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

As formas de se otimizar o projeto estrutural são diversas. Para conferir estabilidade estrutural à edificação, com menor custo de materiais e mão de obra, pode-se aumentar a inércia das paredes, se necessário, ou com um projeto arquitetônico em que ocorre a distribuição das paredes de forma que cada uma atue como elemento enrijecedor e estabilizador de outra.

Deve-se desenvolver um projeto arquitetônico capaz de atender tanto às exigências estruturais quanto às funcionais a que se destina o prédio. As escadas, poço de elevadores e de condução de eletrodutos são importantes para a obtenção de rigidez lateral, como por exemplo (SANTOS, 1988).

Outro princípio fundamental do processo construtivo de alvenaria estrutural é a indispensável interligação entre os vários projetos complementares, para que um não interfira nos outros, o que reverteria em prejuízo para o produto final. A ação da racionalização na fase de execução dos empreendimentos torna-se efetiva quando for aplicada coerentemente com um projeto desenvolvido segundo os mesmos princípios (ROMAN, *et al.*, 2005).

2.1.4 Tipos de alvenaria

Condicionada à função das armaduras, a alvenaria estrutural pode se subdividir em:

- *Alvenaria Estrutural não armada:* quando os reforços de aço (barras, fios e telas) ocorrem apenas por finalidades construtivas. As armaduras não são consideradas na absorção dos esforços, mas são importantes para dar ductilidade à estrutura e evitar ou diminuir a fissuração em pontos de concentração de tensões. Além disso, as armaduras podem colaborar para a segurança contra cargas não previsíveis, podendo impedir o colapso progressivo.

- *Alvenaria Estrutural Armada:* quando a alvenaria é reforçada devido à exigências estruturais. Neste caso, a alvenaria possui armaduras colocadas em alguns vazados dos blocos, devidamente envolvidas por graute, para absorver os esforços calculados, além das armaduras construtivas e de amarração.
- *Alvenaria Estrutural parcialmente armada:* quando parte da estrutura tem paredes com armaduras para resistir aos esforços calculados, além das armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, sendo as paredes restantes consideradas não armadas.
- *Alvenaria Estrutural protendida:* Esta forma de alvenaria é reforçada por uma armadura ativa (pré-tensionada), que submete a alvenaria a esforços de compressão. Difundida na Inglaterra, ainda não é utilizada no Brasil.

2.2 COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Nesse item serão apresentadas algumas características dos principais componentes da alvenaria estrutural. Inicialmente é importante se ressaltar dois conceitos básicos que são aqui necessários: componente e elemento. Nesse texto, esses conceitos são mencionados com o significado que possuem na NBR 10837 – Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto.

Entende-se por um componente da alvenaria uma entidade básica, ou seja, algo que compõe os elementos que, por sua vez, comporão a estrutura. Os componentes principais da alvenaria estrutural são: blocos, ou unidades; argamassa; graute e armadura. Já os elementos são uma parte suficientemente elaborada da estrutura, sendo formados por pelo menos dois dos componentes anteriormente citados. Como exemplo de elementos podem ser citados: paredes, pilares, cintas, vergas, etc (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

2.2.1 Unidade

Como componentes básicos da alvenaria estrutural, as unidades são as principais responsáveis pela definição das características resistentes da estrutura.

Quanto ao material componente, as unidades mais utilizadas no Brasil para edificações de alvenaria estrutural são, em ordem decrescente de utilização: unidades de concreto, unidades cerâmicas e unidades sílico-calcáreas (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

- *Cerâmico:* unidades fabricadas a partir de uma mistura de argila, normalmente moldadas por extrusão. Todas as propriedades físicas dos materiais cerâmicos são influenciadas pela composição da matéria prima usada e pelo processo de fabricação. Encontram-se unidades com resistências baixas, em torno de 3 MPa, e outras de elevadas resistências, que podem atingir mais de 100 MPa. A norma brasileira NBR 7171, de novembro de 1994, divide as unidades cerâmicas em dois tipos: tijolo e bloco. O tijolo possui todas as faces plenas de material, enquanto que o bloco apresenta furos prismáticos e/ou cilíndricos perpendiculares às faces que os contêm.

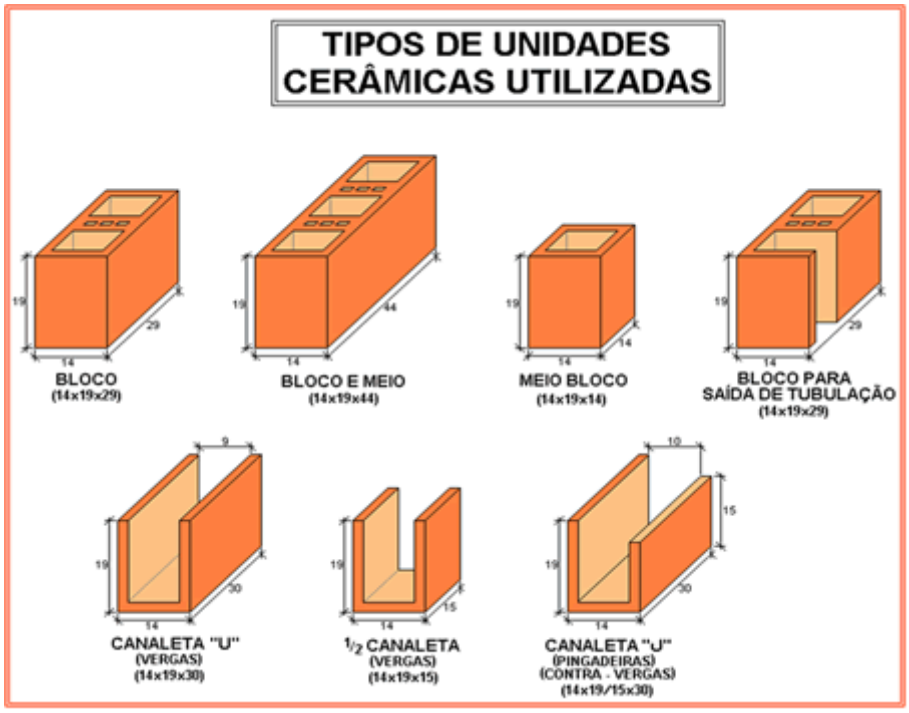


Figura 2 - Tipos de unidades cerâmicas utilizadas.
Fonte: Pedreirão

- *Concreto:* Os blocos de concreto são unidades de alvenaria fabricadas a partir de uma mistura de cimento, agregados (areia e brita) e água. A mistura é introduzida em máquina de moldar, onde, através de uma combinação de pressão e vibração, se produz os blocos. A cura destes é produzida comumente com algum tipo de aquecimento, no intuito de acelerá-la. Os processos de fabricação e cura dos blocos devem assegurar a obtenção de um concreto suficientemente compacto (slump = zero) e homogêneo. São fabricados vários tipos e tamanhos de blocos, com diferentes funções, os quais seguem as modulações de 15 cm ou de 20 cm, conforme a malha modular definida no projeto. Os blocos comumente utilizados apresentam resistência à compressão de 4,5 Mpa a 12Mpa, podendo apresentar, em casos especiais, resistências de até 20Mpa. A NBR 6136/1994 divide os blocos de concreto em classes de resistência mínima à compressão.

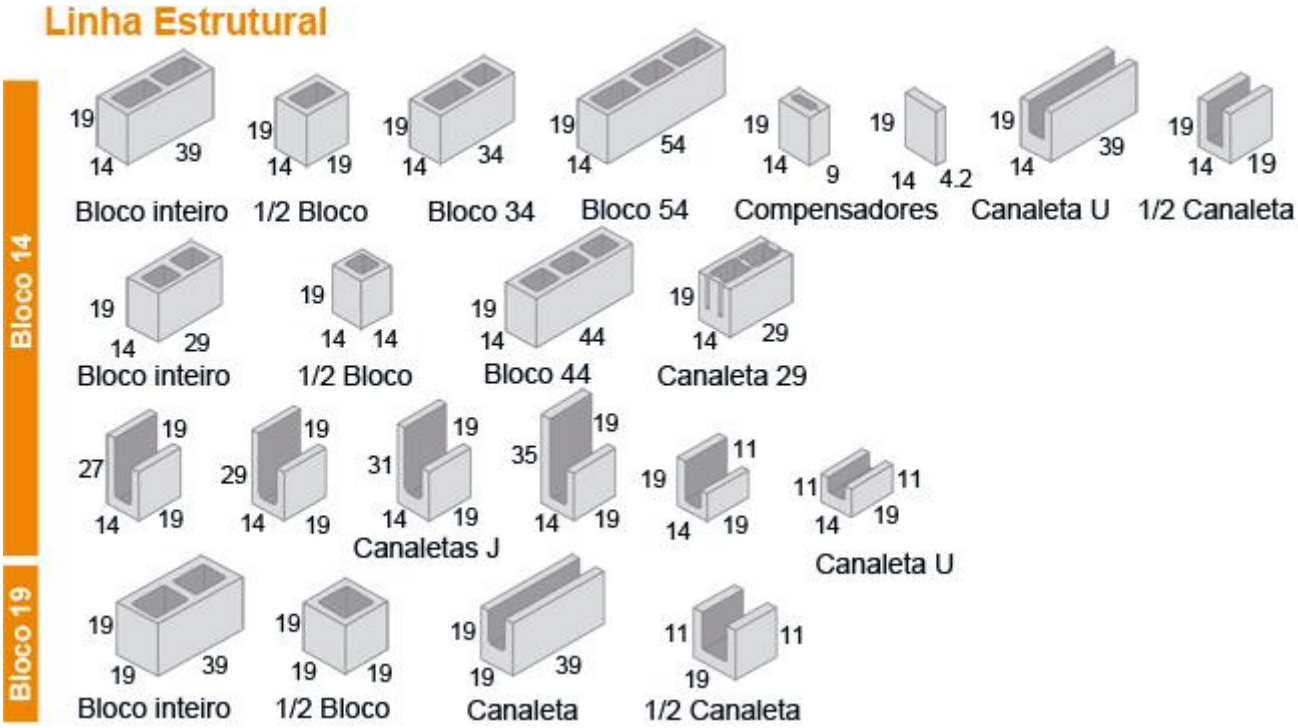


Figura 3 - Blocos estruturais de concreto.
Fonte: Autoria própria.

- *Sílico-calcário:* Os tijolos e blocos sílico-calcário são unidades de alvenaria compostas por uma mistura homogênea e adequadamente proporcionada de cal e areia quartzosa moldadas por prensagem e curadas por vapor de pressão. As principais características das unidades sílico-calcário são a sua boa resistência, durabilidade e grande uniformidade dimensional. A resistência à compressão varia internacionalmente entre 14 e 60Mpa. No Brasil, as unidades fabricadas apresentam resistências de 6 a 20Mpa e não são comumente utilizadas.

Quanto à forma as unidades podem ser maciças ou vazadas, sendo denominadas tijolos ou blocos, respectivamente. São consideradas maciças aquelas que possuem um índice de vazios de no mínimo 25% de sua área total. Se os vazios excederem esse limite, a unidade é classificada como vazada. Desse detalhe advêm dois conceitos de grande importância estrutural. A tensão que se refere à área total da unidade, desconsiderando-se os vazios, é chamada tensão em relação à área líquida. Usualmente, os blocos apresentam uma área de vazios em torno de 50% (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Já quanto à aplicação, as unidades podem ser classificadas de vedação e estruturais.

- *Vedação:* são tijolos e blocos projetados para resistirem apenas às cargas devidas ao peso próprio e a pequenas cargas de ocupação.
- *Estruturais:* são tijolos maciços e blocos projetados para serem assentados com os furos na vertical e que têm a finalidade de resistir a cargas verticais, bem como a seu peso próprio. Diferentes formatos de unidades foram desenvolvidos com o objetivo de se ajustarem a uma função específica, como por exemplo os blocos canaletas (utilizado para a confecção de vergas e contravergas pré-moldadas e para vigas de cintamento); blocos hidráulico/elétrico (acomodam as tubulações de água, de energia elétrica, de gás, dentre outras instalações); e, bloco J (cintamento de paredes externas e concretagem de laje moldadas in loco).

Segundo a NBR 6136 – Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural, a resistência característica do bloco à compressão, medida em relação à área bruta, deve obedecer os limites de 6 MPa para blocos em paredes externas sem revestimento e 4,4 MPa para blocos em paredes internas ou externas com

revestimento.

Portanto, na prática, só podem ser utilizados blocos de concreto com resistência característica de no mínimo 4,5 MPa. Já a NBR 7171 – Bloco Cerâmico para Alvenaria menciona que para os blocos cerâmicos a resistência mínima deve ser de 4 MPa (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Quanto às dimensões, segundo a Norma Brasileira, as unidades de alvenaria podem ser classificadas em nominais e reais. As dimensões reais são as efetivadas pela fabricação. As dimensões nominais são as reais, acrescidas de 1 cm para a argamassa e as especificadas pelo fabricante. A norma especifica várias dimensões de unidades e admite que outras dimensões podem ser utilizadas, desde que previamente acordadas entre o fabricante e o consumidor.

Do ponto de vista estrutural, as unidades de alvenaria são fundamentais para que a parede desenvolva as características mecânicas adequadas à sua segurança, especialmente em relação à resistência à compressão. Além de resistência à compressão adequada ao carregamento a que a parede estará submetida nas condições de uso, a unidade de alvenaria deverá apresentar também baixa absorção de água, durabilidade e estabilidade dimensional.

A qualidade das unidades de alvenaria fabricadas no Brasil, para todos os tipos de materiais, é bastante variada, existindo produtos de alta qualidade, frutos de processos de fabricação modernos e produtos de qualidade bastante duvidosa. Estes últimos são geralmente fabricados por cerâmicas e fábricas de blocos de concreto bastante rudimentares, que, além de utilizarem matéria prima de má qualidade, não exercem controle adequado de produção. É importante que o projetista e o executor de edificações em alvenaria estrutural sejam bastante cuidadosos no momento de definirem a unidade de alvenaria a ser utilizada, estabelecendo formas de controle de qualidade da mesma, quanto às características físicas e mecânicas dela.

2.2.2 Argamassa

A argamassa é material composto por um ou mais aglomerantes (cimento e cal), por um agregado miúdo (areia) e água suficiente para produzir uma mistura plástica de boa trabalhabilidade. Em alvenaria estrutural, usam-se, comumente, cimento e cal como aglomerantes, e a areia como agregado. Nos últimos anos tem crescido a oferta de argamassas industrializadas, feitas à base de cimento, areia e aditivos plastificantes.

Funções: Estruturalmente, a principal função da argamassa é a transferência uniforme das tensões entre os tijolos e os blocos, compensando as irregularidades e as variações dimensionais dos mesmos. Além disto, deve unir solidariamente as unidades de alvenaria e ajudá-las a resistirem aos esforços laterais.

É importante ressaltar que, embora as argamassas de assentamento sejam compostas, na essência, pelos mesmos elementos constituintes do concreto, eles têm funções e empregos bastante distintos. Assim, não é correto utilizar procedimentos iguais aos de produção de concreto para produzir argamassas de qualidade.

Enquanto para o concreto o objetivo final é obter a maior resistência à compressão com o menor custo, para as argamassas o importante é que sejam aptas a transferir as tensões de maneira uniforme entre os blocos. Além disso, ao contrário do concreto, a argamassa não deve ser curada. Não somente pela dificuldade de executar tal operação, mas também e principalmente porque o processo de cura umedeceria as unidades de alvenaria. Isto causaria deformações de expansão e contração que prejudicariam a integridade da alvenaria, especialmente de blocos de concreto.

A argamassa é assentada sobre materiais cujas superfícies são absorventes e, além disso, fica exposta aos efeitos da evaporação. Esta capacidade de sucção das unidades de alvenaria é necessária para que haja integração com a argamassa e o conseqüente desenvolvimento de aderência na interface dos materiais. Entretanto, se essa absorção passa de certos limites, a unidade pode absorver água indispensável à hidratação do cimento.

Propriedades: A principal propriedade da argamassa no estado fresco é a trabalhabilidade. A trabalhabilidade é uma propriedade de difícil definição, tanto que

não existe um método direto para medi-la. Em geral se mede a fluidez da argamassa. A fluidez, ou consistência pode ser definida como a porcentagem do aumento de diâmetro da base de um tronco de cone de argamassa depois de submetida a 30 impactos sucessivos em uma mesa vibratória padrão. Uma argamassa de boa trabalhabilidade apresenta fluidez entre 115 e 150 %. Entretanto, a medição de fluidez nem sempre é indicativa de boa trabalhabilidade. Misturas ásperas e destituídas de coesão, mesmo com fluidez nesta faixa, produzem argamassas inadequadas para uso em alvenaria.

No processo de assentamento, parte da água existente na argamassa flui em direção ao bloco em virtude das forças capilares que se formam nas proximidades da superfície de contato entre os dois materiais, e uma outra parte pode evaporar, especialmente em clima quente. A pasta, na medida em que perde água, vai se tornando menos consistente, podendo acontecer que esteja muito seca quando for assentada a próxima fiada de blocos. Por isso, é necessário que a argamassa possa conservar, no estado fresco, a consistência inicial quando submetida a solicitações que provoquem perda de água de amassamento (RICHTER, 2007).

Outra propriedade importante das argamassas no estado fresco é a **retentividade de água.**

Retentividade é a capacidade da argamassa de reter água contra a sucção do bloco. Se o bloco for muito poroso e retirar muito rapidamente a água da argamassa, não haverá líquido suficiente para a completa hidratação do cimento. Isso resulta em uma fraca ligação entre o loco e a argamassa. Além disso, o endurecimento muito rápido da argamassa, pela perda de água, impede o assentamento correto da fiada seguinte. A argamassa ideal é aquela que apresentar alto índice de retenção de água que está associada a tensão superficial da pasta/aglomerante, logo quanto maior a superfície específica do constituinte maior a retenção de água.

Se o endurecimento for muito rápido, causará problemas no assentamento dos blocos e no acabamento das juntas, mas se for muito lento, causará atraso na construção pela espera que se fará necessária para a continuação do trabalho.

Para as argamassas no estado endurecido, uma das propriedades mais importantes é a **aderência**. Esta depende não só de uma argamassa adequada, mas também das características da interface da unidade de alvenaria. É, portanto, uma combinação do grau de contato entre a argamassa e a unidade e da adesão da

pasta de cimento à superfície do bloco ou do tijolo.

A resistência de aderência é a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões tangenciais (cisalhamento) e normais (tração) a ela, sem romper-se.

A aderência ótima é obtida com a máxima quantidade de água possível compatível com a consistência desejada, mesmo que caia a resistência à compressão face ao aumento do fator água/cimento.

As paredes de alvenaria estrutural estão sujeitas a variações térmicas, higroscópicas e pequenos recalques durante sua vida útil. A **resiliência** é a capacidade que a argamassa, no estado endurecido, de deformar-se sem romper macroscopicamente. Isto é, pelas ações que a alvenaria está sujeita, pode ocorrer microfissuras que não são prejudiciais às propriedades da alvenaria.

A resiliência está relacionada com o módulo de deformação longitudinal da argamassa. Quanto menor o módulo de deformação menor será a resistência, ocorrendo mais fissuras nas juntas de argamassa, porém com menores aberturas. Argamassas fortes podem originar em menor número de fissuras, mas a abertura maior (perceptível), as quais poderão permitir a penetração de água da chuva, comprometendo a durabilidade da alvenaria.

Outra importante propriedade da argamassa é a **resistência à compressão**. Esta propriedade depende do tipo e da quantidade de cimento usada na mistura. Importa saber que uma grande resistência à compressão da argamassa não é necessariamente sinônimo de melhor solução estrutural. A argamassa deve ser resistente o suficiente para suportar os esforços aos quais a parede será submetida. Contudo ela não deve exceder a resistência dos tijolos ou dos blocos da parede, de maneira que as fissuras que venham a ocorrer, devido a expansões térmicas ou a outros movimentos da parede, ocorram na junta. Para cada resistência de bloco existe uma resistência ótima de argamassa. Um aumento desta resistência não aumentará, proporcionalmente, a resistência da parede (RICHTER, 2007).

Tipos: O tipo de argamassa a ser usado depende principalmente da função que a parede vai exercer, das condições de exposição da parede e do tipo de tijolo ou de bloco que será utilizado. Quando se pensa no uso das alvenarias como elementos estruturais, tende-se a especificar o uso de argamassas com alto consumo de cimento e com grande resistência à compressão. Na verdade, nem sempre uma

argamassa mais resistente é a mais indicada.

Assim, o traço da argamassa utilizada no assentamento dos blocos, tanto da primeira fiada quanto das elevações da alvenaria, deve ser estabelecido em função das diferentes exigências de aderência, impermeabilidade da junta, poder de retenção de água, plasticidade requerida para o assentamento, módulo de deformação da argamassa, entre outras (THOMAZ; HELENE, 2000).

A resistência à compressão da argamassa de assentamento deve ser estabelecida a partir das necessidades da estrutura em questão e de ensaios de prismas ocos e cheios (THOMAZ; HELENE, 2000). A ASTM (1987) recomenda os traços indicados na tabela abaixo.

Tabela 1 - Traços recomendados para argamassa de assentamento

Tipo de argamassa	Traço em Volume			Resistência média aos 28 dias (Mpa)
	cimento	Cal hidratada	Areia	
M	1	0,25	2,8 a 3,8	17,2
S	1	0,25 a 0,5	2,8 a 4,5	12,4
N	1	0,5 a 1,25	3,4 a 6,8	5,2
O	1	1,25 a 2,5	5,0 a 10,5	2,4
K	1	2,5 a 4,0	7,9 a 15,0	0,5

Fonte: ASTM (1987)

Os traços indicados da tabela 01 são apenas referenciais, sendo necessário o ajuste do traço em função das características dos materiais disponíveis. A norma ASTM (1987) recomenda que a aplicação das argamassas tipo “M” ou “S” - de maior resistência - seja reservada para situações especiais, como arrimos, embasamentos em contato com o solo, dentre outros.

Atualmente, o mercado dispõe de argamassas de assentamento industrializadas ou pré-dosadas, fornecidas a granel, para as quais são válidas todas as indicações anteriores. Segundo Thomaz e Helene (2000), algumas argamassas são dosadas sem a introdução de cal hidratada, compensando-se essa ausência com a introdução de aditivos plastificantes, incorporadores de ar e retentores de água, sendo que os resultados finais, em termos de aderência, módulo de deformação e outros requisitos, devem ser os mesmos.

Juntas de Argamassa: As juntas de assentamento em amarração facilitam a redistribuição de tensões provenientes de cargas verticais ou introduzidas por deformações estruturais e movimentações higrotérmicas. As juntas a prumo não propiciam o espalhamento das tensões, tendendo as paredes a trabalharem como uma sucessão de “pilaretes”. As paredes devem ser projetadas com blocos contra-fiados, ou seja, com defasagem de meio bloco entre fiadas sucessivas, embora sobreposições não inferiores a um terço do bloco sejam aceitáveis (THOMAZ; HELENE, 2000).

A ausência de argamassa nas juntas verticais, também chamadas de juntas secas, repercute na resistência ao cisalhamento da alvenaria, à resistência ao fogo, ao desempenho termoacústico, à resistência a cargas laterais e à capacidade de redistribuição das tensões desenvolvidas nas paredes. Santos (2001) corrobora com esta proposição argumentando que “o não preenchimento de juntas verticais com argamassa indica, claramente, que esta pratica não contribui para a melhoria do desempenho estrutural das edificações em alvenaria”. Segundo Roman *et al.* (1999), “o não-preenchimento das juntas verticais tem pouco efeito na resistência à compressão, mas afeta a resistência à flexão e ao cisalhamento da parede”. Sendo assim, não se recomenda em nenhuma circunstância à adoção de “juntas secas” nas alvenarias estruturais (THOMAZ; HELENE, 2000).

Quanto à espessura, as juntas de assentamento de argamassa devem ser, preferencialmente, de 1cm com preenchimento longitudinal1 total em forma de cordões de argamassa, tanto horizontal quanto verticalmente (SAHLIN, 1971; HENDRY, 1981; SANTOS, 1998). Segundo Sahlin (1971), a resistência à compressão da alvenaria diminui em aproximadamente 15% para cada aumento de 3mm da espessura da junta, em relação a uma junta ideal de 10mm. A NBR8798 (ABNT, 1985) especifica a espessura dos cordões de argamassa em 10mm com tolerância de 3mm para mais ou para menos, proibindo-se calços de qualquer natureza.

2.2.3 Graute

Graute, segundo a NBR8798 (ABNT, 1985), é definida como elemento para preenchimento dos vazios dos blocos e canaletas para solidarização da armadura a estes componentes e aumento de capacidade portante, composto de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir trabalhabilidade e retenção de água de hidratação à mistura.

Segundo esta norma brasileira, o graute é considerado fino quando o agregado graúdo possui dimensão máxima inferior ou igual a 4,8mm e grosso quando o agregado graúdo possui dimensão superior a 4,8mm.

De acordo com Arantes e Cavalheiro (2004), o grauteamento de paredes de alvenaria estrutural não armada tem se mostrado uma prática adotada por alguns calculistas com o objetivo de aumentar a capacidade de carga da alvenaria. Os mesmos autores concluem que mesmo em alvenarias de blocos cerâmicos é viável a técnica de grauteamento dos vazados dos blocos com o objetivo de aumentar a resistência à compressão de paredes de alvenaria estrutural.

Sabbatini (2003) comenta ainda que o graute de preenchimento dos vazados verticais nas tipologias de alvenaria estrutural tem as funções de permitir que a armadura trabalhe conjuntamente com a alvenaria, quando solicitada, aumentar a resistência à compressão localizada da parede e impedir a corrosão da armadura. A dosagem, a especificação das características do graute e sua localização devem ser de responsabilidade do projetista estrutural.

Usualmente, o graute para alvenaria é composto de uma mistura de cimento e agregado, devendo estes possuir módulo de finura em torno de 4 (areias grossas). O graute é composto dos mesmos materiais usados para produzir concreto convencional. As diferenças estão no tamanho do agregado graúdo (mais fino, 100% passando na peneira 12,5 mm) e na relação água/cimento (RICHTER, 2007).

Como se deseja uma elevada trabalhabilidade, o concreto deve ser bastante fluido. O ensaio de slump deve mostrar um abatimento entre 10 e 14 cm. A relação água/cimento deve estar entre 0,8 e 1,1 dependendo do módulo de finura da areia. A fixação do slump nesta faixa dependerá fundamentalmente da taxa de absorção inicial das unidades e da dimensão dos alvéolos. Quanto mais absorventes forem as unidades e menores forem seus alvéolos, maior deverá ser o slump da mistura. Ao

se colocar o graute na alvenaria, estas retiram grande parte do excesso de água, deixando o mesmo com uma relação água/cimento final entre 0,5 e 0,6.

A norma inglesa BS 5628 especifica que o graute deve ter a mesma resistência à compressão na área líquida do bloco. Este valor de resistência otimiza o desempenho estrutural da parede.

2.3 ASPECTOS TÉCNICOS E ECONÔMICOS

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), sempre que se fala de um novo sistema construtivo, é imprescindível que se discutam os aspectos técnicos e econômicos envolvidos. Isso significa considerar, para cada um desses itens, as principais vantagens e desvantagens desse sistema. Para tanto, optou-se não apenas por fazer um breve apanhado das principais características da alvenaria estrutural, isoladamente falando, mas, também desenvolver uma serie de comparações com o processo convencional de produção de edifícios de concreto armado.

Dessa forma pretende-se situar a alvenaria estrutural em relação às estruturas convencionais de concreto armado, um sistema construtivo bastante disseminado e muito conhecido, facilitando-se assim o entendimento de algumas características mais marcantes do sistema em análise.

Inicialmente, deve-se ressaltar que a utilização da alvenaria estrutural, para os edifícios residenciais, parte de uma concepção bastante interessante que é a de transformar a alvenaria, originalmente com função exclusiva de vedação, na própria estrutura. Dessa forma, pode-se evitar a necessidade da existência dos pilares e vigas que dão suporte a uma estrutura convencional.

Assim, a alvenaria passa a ter dupla função de servir de vedação e suporte para a edificação, o que é, em principio, muito bom para a economia. Entretanto, a alvenaria, nesse caso, precisa ter sua resistência perfeitamente controlada, de forma a se garantir a segurança da edificação. Essa necessidade demanda da utilização de materiais mais caros e também uma execução mais cuidadosa, o que evidentemente aumenta o seu custo de produção em relação à alvenaria de vedação.

2.3.1 Principais parâmetros a serem considerados para a adoção do sistema

Nos casos usuais, o acréscimo de custo para a produção da alvenaria estrutural compensa com folga a economia que se obtém com a retirada dos pilares e vigas. Entretanto, é necessário que se atente para alguns detalhes importantes para que a situação não se inverta, passando a ser a alvenaria um processo mais oneroso para a produção da estrutura.

Esses detalhes dizem respeito a determinadas características da edificação que se pretende construir, pois não é correto se considerar que um sistema construtivo seja considerado adequado a qualquer edifício. Para maior clareza, apresentam-se a seguir as três características mais importantes que devem ser levadas em conta para se decidir pelo sistema construtivo mais adequado (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

- **Altura da edificação**

No caso da altura, considerando-se os parâmetros atuas no Brasil, pode-se afirmar que a alvenaria estrutural é adequada a edifícios de no Maximo 15 ou 16 pavimentos. Para estruturas com um numero de pavimentos acima desse limite, a resistência à compressão dos blocos encontrados no mercado não permite que a obra seja executada sem um esquema de grauteamento generalizado, o que prejudica muito a economia. Além disso, mesmo que a resistência dos blocos pudesse ser adequada quanto à compressão, as ações horizontais começariam a produzir tensões de tração significativas, o que exigiria a utilização de armaduras e graute. E se o numero de pontos sob essas condições for muito grande, a economia da obra estará irremediavelmente comprometida.

- **Arranjo arquitetônico**

Vale lembrar que as afirmações feitas no item anterior referem-se a edifícios usuais. Para arranjos arquitetônicos que fujam desses padrões usuais, a situação pode ser um pouco melhor, ou bem pior. Nesse caso é importante se considerar a densidade de paredes estruturais por m² de pavimento. Um valor indicativo razoável é que haja de 0,5 a 0,7 m de paredes estruturas por m² de pavimento. Dentro desses limites, a densidade de paredes pode ser considerada usual e as condições para

seu dimensionamento também refletirão essa condição.

- **Tipo de uso**

Pelo que se menciona no item anterior, é importante ressaltar que para edifícios comerciais ou residenciais de alto padrão, onde seja necessária a utilização de vãos grandes, esse sistema construtivo normalmente não é o adequado. A alvenaria estrutural é muito mais adequada a edifícios residenciais de padrão médio ou baixo, onde os ambientes, e também os vãos, são relativamente pequenos.

Em especial para edifícios comerciais, é desaconselhável o uso indiscriminado da alvenaria estrutural. Nesse tipo de edificação é muito usual a necessidade de um rearranjo das paredes internas de forma a acomodar empresas de diversos portes. A adoção de alvenarias estruturas para esses seria inconveniente, pois a flexibilidade deixa de existir. Pode-se inclusive considerar que a adoção seja perigosa, pois com o decorrer do tempo é provável que proprietários realizem modificações sem estarem conscientes dos riscos que correm.

2.3.2 Principais pontos positivos do sistema

Continuando a discussão sobre os mais importantes aspectos técnicos e econômicos da alvenaria estrutural, Ramalho e Corrêa (2003) expõem as características que podem representar as principais vantagens da alvenaria estrutural em relação às estruturas convencionais de concreto armado, em ordem decrescente de importância.

- **Economia de fôrmas**

Quando existem, as fôrmas se limitam às necessárias para a concretagem das lajes. São, portanto, fôrmas lisas, baratas e de grande reaproveito.

- **Redução significativa nos revestimentos**

Por se utilizar blocos de qualidade controlada e pelo controle maior na execução, a redução dos revestimentos é muito significativa. Usualmente o revestimento interno é feito com uma camada de gesso aplicada diretamente sobre a superfície

dos blocos. No caso dos azulejos, eles também podem ser colados diretamente sobre os blocos.

- **Redução nos desperdícios de material e mão-de-obra**

O fato de as paredes não admitirem intervenções posteriores significativas, como rasgos ou aberturas para a colocação de instalações hidráulicas e elétricas, é uma importante causa da eliminação de desperdícios. Assim, o que poderia ser encarado como uma desvantagem, na verdade implica a virtual eliminação da possibilidade de improvisações, que encarecem significativamente o preço de uma construção.

- **Redução do número de especialidades**

Deixam de ser necessários profissionais como armadores e carpinteiros.

- **Flexibilidade no ritmo de execução da obra**

Se as lajes forem pré-moldadas, o ritmo da obra estará desvinculado ao tempo de cura que deve ser respeitado no caso das peças de concreto armado.

Dos Itens apresentados, pode-se perceber que, em termos gerais, a principal vantagem da utilização da alvenaria estrutural reside numa maior racionalidade do sistema executivo, reduzindo-se o consumo de materiais e desperdícios que usualmente se verificam em obras de concreto armado convencional.

2.3.3 Principais pontos negativos do sistema

Apesar de as vantagens apresentadas serem de grande relevância, não se pode esquecer de algumas desvantagens da alvenaria estrutural em relação às estruturas convencionais em concreto armado. Elas se encontram listadas a seguir, também em ordem decrescente de importância (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

- **Dificuldade de se adaptar arquitetura para um novo uso**

Fazendo as paredes parte da estrutura, obviamente não existe a possibilidade de adaptações significativas no arranjo arquitetônico. Em algumas situações isso se torna um problema bastante sério. Estudos realizados demonstram que ao longo de

sua vida útil uma edificação tende a sofrer mudanças para se adaptar a novas necessidades de seus usuários. No caso da alvenaria isso não só é inconveniente como tecnicamente impossível na grande maioria dos casos.

- **Interferência entre projetos de arquitetura/estruturas/instalações**

A interferência entre projetos é muito grande quando se trata de uma obra em alvenaria estrutural. A manutenção do módulo afeta de forma direta o projeto arquitetônico e a impossibilidade de se furar paredes, sem um controle cuidadoso desses furos, condiciona de forma marcante os projetos de instalações elétricas e hidráulicas.

- **Necessidade de uma mão-de-obra bem qualificada**

A alvenaria estrutural exige uma mão-de-obra qualificada e apta a fazer uso de instrumentos adequados para sua execução. Isso significa um treinamento prévio da equipe contratada para sua execução. Caso contrário, os riscos de falhas que comprometam a segurança da edificação crescem sensivelmente.

Quanto às desvantagens, deve-se ressaltar a impossibilidade de se efetuar modificações na disposição arquitetônica original. Essa limitação é um importante inibidor de vendas e até mesmo um fator que pode comprometer a segurança de uma edificação durante a sua vida útil.

2.4 PROCESSO CONSTRUTIVO

A construção de edifícios em alvenaria estrutural deve ser realizada de acordo com técnicas específicas para garantir a qualidade das edificações quanto à confiabilidade e durabilidade (SABBATINI, 2003). Segundo este autor, são muitos os fatores a serem consideradas, mas que alguns se destacam pela importância em relação à qualidade da alvenaria estrutural.

2.4.1 Ferramentas e equipamentos

Além das ferramentas e equipamentos utilizados usualmente na construção civil, há alguns que são específicos para o modo de construir em alvenaria estrutural, como, por exemplo, as ferramentas para assentamento de blocos (RICHTER, 2007).

Tabela 2 - Ferramentas e equipamentos utilizados na execução de edificações em alvenaria estrutural.

Ferramentas e Equipamentos	Uso na execução de alvenaria estrutural	
	Serviços de marcação	Serviços de elevação
Colher de pedreiro	**x**	**x**
Palheta, Canaleta ou bisnaga		**x**
Esticador de linha	**x**	**x**
Fio traçador de linha	**x**	
Caixote para argamassa e sup.	**x**	**x**
Trena de 5m e 30m	**x**	**x**
Nível à laser	**x**	
Régua prumo/nível > 1,20m	**x**	**x**
Esquadro (60x80x100) cm	**x**	
Régua de marcação	**x**	**x**
Carrinho especial - blocos	**x**	**x**
Andaimes		**x**
EPI's	**x**	**x**

Fonte: Adaptado de ABCP, 2004.

Recomenda-se a utilização da colher de pedreiro para espalhar a argamassa para o assentamento dos blocos da primeira fiada, aplicar a argamassa de assentamento nas juntas transversais e para a retirar o excesso de argamassa da parede após o assentamento dos blocos. Já a palheta, canaleta ou bisnaga, utiliza-se para distribuir os cordões de argamassa nas juntas longitudinais de assentamento dos blocos. Cabe salientar que, indiferente da ferramenta utilizada, os cordões de argamassa (horizontais e verticais) devem ser executados de acordo com o projeto (RICHTER, 2007).

Quanto ao caixote para argamassa – chamada usualmente de “masseira” – e seu suporte, recomenda-se que as paredes do caixote sejam perpendiculares entre si para possibilitar o emprego das ferramentas específicas de assentamento da alvenaria. O caixote não deve ser de material poroso que permita a perda da água da argamassa - madeira, por exemplo – perdendo assim, suas propriedades (ABCP, 2004). Recomenda-se que o suporte do caixote tenha rodas para facilitar o deslocamento dos profissionais sem a necessidade do auxílio do servente.

Para obter precisão geométrica na execução das paredes, recomenda-se que o nível seja à laser, utilizado principalmente para nivelar com maior precisão as lajes; a régua de prumo e nível deve ter comprimento maior ou igual a 1,20m, utilizada para nivelar e prumar as fiadas de blocos durante o assentamento; e o esquadro deve ter medidas mínimas de 60cm x 80cm x 100cm, utilizado principalmente para medir os esquadros das peças durante a marcação da primeira fiada de blocos (ABCP, 2004).

2.4.2 Marcação da alvenaria

A marcação da alvenaria exerce um papel fundamental na resistência, nivelamento, esquadro e planeza das alvenarias (SANTOS, 1998). A primeira fiada é referência para a elevação das fiadas superiores num mesmo pavimento e também para a primeira fiada do andar imediatamente superior (ABCP, 2004). Para execução da primeira fiada é necessário ter em mãos o projeto de execução da mesma.

Anterior à etapa de marcação propriamente dita, deve-se verificar o esquadro e o nivelamento da laje. O assentamento da primeira fiada somente pode ser realizado sobre bases de concreto niveladas e após 16 horas do término da concretagem da laje (SABBATINI, 2003). O referido autor não recomenda a execução de alvenaria diretamente sobre baldrames, sem que o piso térreo (base de concreto) esteja executado.

2.4.3 Importância da modulação

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a modulação é um procedimento absolutamente fundamental para que uma edificação em alvenaria estrutural possa resultar econômica e racional. Se as dimensões de uma edificação não forem moduladas, como os blocos não devem ser cortados, os enchimentos resultantes certamente levarão a um custo maior e uma racionalidade menor para a obra em questão.

Esse custo mais elevado se verifica não só em relação à mão-de-obra para execução dos enchimentos propriamente ditos, mas também pelo seu efeito negativo no próprio dimensionamento da estrutura como um todo. O fato de as paredes estarem trabalhando isoladas, conseqüência praticamente inevitável dos enchimentos, faz com que a distribuição das ações entre as diversas paredes de um edifício seja feita de forma a penalizar em demasia alguns elementos e conseqüentemente a economia do conjunto.

Dessa forma, pode-se concluir que uma obra de alvenaria estrutural, que se pretenda racionalizada, deve apresentar todas as suas dimensões moduladas. Ajustes até podem ser realizados, mas em pouquíssimos pontos e apenas sob condições muito particulares (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

A coordenação modular pode representar acréscimos de produtividade de cerca de 10%. Consegue-se evitar cortes e outros trabalhos de ajuste no canteiro que representariam perda de tempo, material e mão de obra. Além disso, os projetos arquitetônicos, estruturais e de instalação devem ser compatibilizados, bem como deve-se ter um adequado controle da execução das juntas (SANTOS, 1998).

2.4.4 Escolha da modulação a ser utilizada

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), à primeira vista por parecer que o único parâmetro a ser considerado na escolha do modulo horizontal a ser adotado para uma edificação seja seu arranjo arquitetônico. Isso porque, se adotado o módulo de 15 cm, por exemplo, as dimensões internas dos ambientes em planta devem ser múltiplas de 15. Assim, pode-se ter 60 cm, 1,20 m, 2,10 m, etc. No caso da utilização

do módulo de 20, as dimensões devem ser múltiplas de 20 cm, por exemplo 60 cm, 1,60 m, 2,80 m, etc. Dessa forma o módulo a ser adotado seria aquele que ocasionasse menores alterações em uma arquitetura previamente concebida que propiciasse a concepção de um partido arquitetônico interessante.

Realmente, a arquitetura é um ponto muito importante na definição do módulo a ser adotado. Entretanto, o principal parâmetro a ser considerado para a definição da distancia modular horizontal de uma edificação em alvenaria é a largura do bloco a ser adotado. Isso porque o ideal é que o modulo longitudinal dos blocos a serem utilizados seja igual à largura adotada. Dessa forma pode-se prescindir da utilização de blocos especiais e evitar uma série de problemas muito comuns, em especial na ligação de duas paredes, tanto em canto quanto em bordas. Assim sendo, o projetista, antes de sugerir o modulo a ser adotado, deve avaliar o edifício e verificar se a largura conveniente será 15 cm ou 20 cm, ou eventualmente um outro valor. Somente após esse procedimento é que deve ser discutida a modulação a ser adotada (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Todavia, nem sempre é possível definir o modulo apenas seguindo esse procedimento recomendado. Pode ocorrer de não se conseguir um fornecedor para a modulação mais adequada. O fornecedor dos blocos necessita estar a uma distância relativamente pequena da obra, de forma que se viabilize economicamente o empreendimento. Distâncias muito grandes, normalmente acima de 200 km, tornam o frete proibitivo, na prática a sua utilização.

Já quanto à modulação vertical, a situação é normalmente bem mais simples. Trata-se apenas de ajustar a distancia de piso a teto para que seja um múltiplo do modulo vertical a ser adotado, normalmente 20 cm. Esse procedimento usualmente não traz problemas significativos para a compatibilização com o projeto arquitetônico (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

2.4.5 Modulação horizontal

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), o primeiro conceito a ser aqui abordado é o das dimensões reais. Quando se adota um determinado módulo, chamado de M, esse módulo refere-se ao comprimento real do bloco mais a espessura de uma

junta, aqui chama de J.

Portanto, o comprimento real de um bloco inteiro será 2M – J e o comprimento real de um meio bloco será M – J. Considerando-se as juntas mais comuns, que são de 1 cm, tem-se que os comprimentos reais dos principais blocos serão seus comprimentos nominais (15, 20, 30, 35, etc.) diminuídos de 1 cm (14, 19, 20, 34, etc.).

Então, as dimensões reais de uma edificação entre faces dos blocos, ou seja, sem se considerar os revestimentos, serão sempre determinadas pelo número de módulos e juntas que se fizerem presentes no intervalo (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

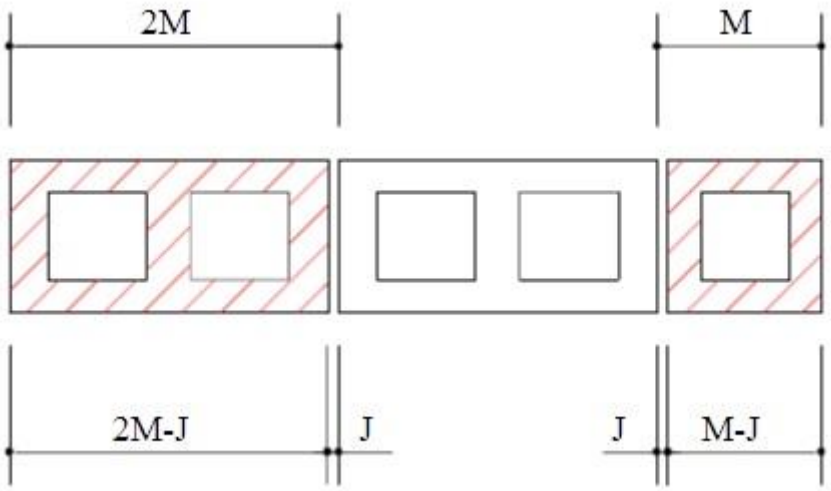


Figura 4 - Dimensões reais e dimensões nominais dos blocos
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

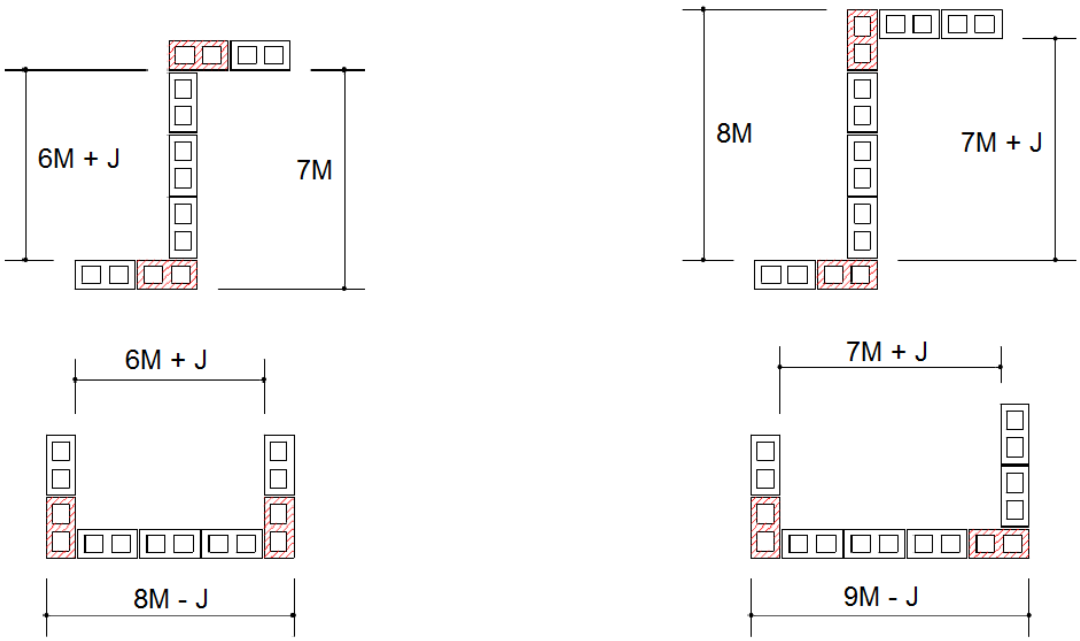


Figura 5 - Dimensões entre faces de blocos
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

Somente com esses conceitos simples apresentados já é possível definir uma das fiadas, por exemplo, a primeira. As demais fiadas devem levar em conta a preocupação de se evitar ao máximo produzir juntas a prumo. Portanto, as fiadas subseqüentes são definidas de modo a se produzir a melhor concatenação possível entre blocos. Isso significa defasar as juntas de uma distância M (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Com os conceitos apresentados, a modulação horizontal está praticamente resolvida na maior extensão das paredes. Apenas podem ocorrer alguns problemas adicionais em cantos e bordas, especialmente quando o módulo adotado não for o mesmo valor da largura.

2.4.6 Modulação vertical

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a modulação vertical raramente provoca mudanças no arranjo arquitetônico. Existem basicamente duas formas de se realizar essa modulação. A primeira é aquela em que a distância modular é aplicada de piso a teto. Assim, paredes de extremidades terminarão com um bloco J que tem uma das suas laterais com uma altura maior que a convencional, de modo a acomodar a

altura da laje. Já as paredes internas terão sua ultima fiada composta por blocos canaleta comuns.

Em casos em que não se pretenda ou não se possa utilizar blocos J, mesmo nas paredes externas, poderão ser utilizados apenas blocos canaleta convencionais, realizando-se a concretagem da laje com uma forma auxiliar convenientemente posicionada.

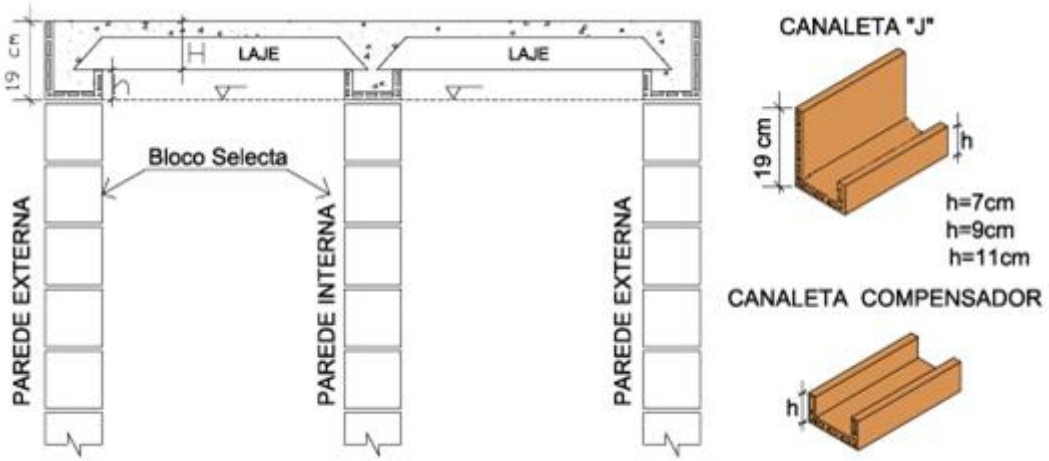


Figura 6 - Detalhe da modulação vertical com canaleta "J" e compensador.
Fonte: www.selectablocos.com.br

A segunda possibilidade de modulação vertical que pode ser utilizada é a aplicação da distancia modular de piso a piso. Nesse caso, a última fiada das paredes externas será formada por blocos J com uma das suas laterais com altura menos que a convencional, de forma a também propiciar a acomodação da espessura da laje. Já as paredes internas apresentarão, em sua última fiada, blocos compensadores, para permitir o ajuste da distância de piso a teto que não estará modulada (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

2.4.7 Elevação das paredes

Segundo Richter (2007) A execução da elevação da alvenaria é uma das etapas mais importantes da construção de uma edificação em alvenaria estrutural, Assim, garantir a qualidade da execução do levante da alvenaria é um passo fundamental para garantir a qualidade intrínseca da edificação, no que diz respeito à conformidade, confiabilidade, desempenho e durabilidade.

A seqüência de execução da alvenaria é dividida em três etapas. Primeiramente é realizada a marcação da alvenaria, constituída da preparação do local de trabalho (limpeza e verificação das condições da laje receber a alvenaria) e execução da primeira fiada. Após a marcação, inicia-se a elevação da alvenaria pelas amarrações de cantos e encontros de paredes para posterior preenchimento dos vãos. A concretagem das contra-vergas e preenchimento dos grautes devem ser realizadas juntamente com o levante da alvenaria. Por último, repete-se a seqüência de elevação da etapa anterior, mas da altura do peitoril das janelas até a altura do fechamento e finaliza-se com a concretagem da cinta de respaldo. Após a concretagem da cinta, inicia-se a montagem e concretagem das lajes.

Esta seqüência de execução de elevação da alvenaria é importante, pois favorece algumas situações. Uma delas é que, na elevação dos cantos se tem a amarração do tipo “castelinho”, havendo a interpenetração dos blocos contra-fiados (SABBATINI, 2003). Se os cantos e encontros de paredes forem executados na posição correta e aprumados, o fechamento é realizado com o auxílio de uma linha entre as extremidades. Assim, caso se utilize corretamente do prumo, nível e esquadro, espera-se que a parede fique dentro dos limites toleráveis dos padrões especificados. Em algumas situações específicas não se consegue executar a elevação nesta seqüência – levante de “castelinho” dos cantos, por exemplo – assim, deve-se prever em projeto uma solução para esta situação – junta a prumo com amarração através de grampos, por exemplo (SABBATINI, 2003).

Segundo Thomaz e Helene (2000), deve-se dar especial atenção nesta etapa para o controle do prumo das paredes, espessura e nivelamento das fiadas. Independentemente do processo, a argamassa de assentamento sempre deve ser aplicada em todas as paredes dos blocos para formação da junta horizontal e em dois cordões verticais nos bordos de uma das extremidades do bloco para a formação da junta vertical (SABBATINI, 2003). O bloco será conduzido à sua posição definitiva mediante uma pressão aplicada para baixo e para o lado, atingindo-se a espessura desejada das juntas (10mm ± 3mm), conforme NBR8798 (ABNT, 1985) e eliminando a argamassa em excesso.

2.4.8 Juntas de controle ou de movimentação

Nos edifícios com estrutura aporticada de concreto armado o uso de juntas de dilatação é usual, mas o mesmo não ocorre com as juntas de controle, recomendadas em edifícios de alvenaria estrutural. As juntas de controle ou de movimentação se diferem das juntas de dilatação, pois são verticais e existentes somente nas paredes de alvenaria, não necessitando interromper lajes ou vigas sobre as quais as paredes estão construídas (DUARTE, 1999).

Segundo Vilató e Franco (1998), as juntas de controle têm por função limitar as dimensões dos painéis de alvenaria com o objetivo de eliminar elevadas concentrações de tensões devido às deformações intrínsecas do mesmo.

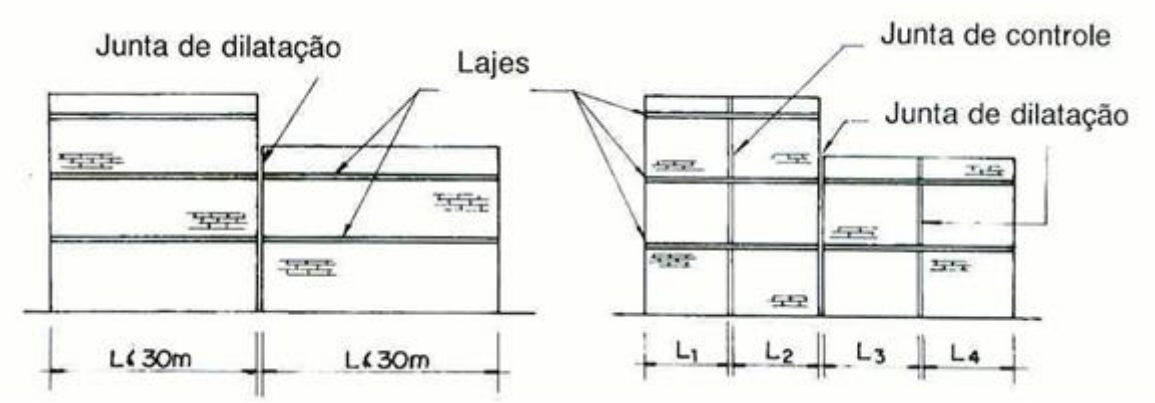


Figura 7 - Representação esquemática da diferença entre juntas de dilatação e juntas de controle
Fonte: Autoria própria.

As distâncias máximas (representadas na figura 6 como L1, L2, L3 e L4) são variáveis nas juntas de controle em função da altura das paredes e dos tipos de unidades utilizados (DUARTE, 1999).

2.4.9 Lajes

O sistema em alvenaria estrutural é um sistema laminar, já que tanto as paredes estruturais como as lajes atuam como lâminas (DUARTE, 1999). As lajes devem ser projetadas e executadas considerando não apenas o desempenho estrutural, mas os efeitos de suas deformações (SABBATINI, 2003).

As lajes podem ser moldadas no local, parcialmente pré-fabricadas ou totalmente

pré-fabricadas. No entanto, qualquer um destes casos impõe a adoção de execução prévia da cinta de respaldo. Segundo Duarte (1999), as lajes maciças armadas nas duas direções são as mais indicadas pela rigidez que conferem na distribuição das pressões devidas ao vento e cargas verticais. O mesmo autor argumenta ainda que, como apóiam em mais de duas paredes, possuem o benefício adicional de apresentar maior resistência no caso de uma parede resistente de apoio seja retirada pelo usuário da edificação.

As lajes de cobertura podem se movimentar por efeito de deformações térmicas. Esta movimentação pode ocasionar manifestações patológicas caso não se adote algumas medidas preventivas, tais como a inserção de juntas de movimentação horizontal ou a adoção de apoios deslizantes (neoprene, teflon, manta asfáltica, camada dupla de manta de PVC, dentre outros) entre a interface da laje de cobertura com a alvenaria (THOMAZ; HELENE, 2000). Estes autores explicam que outros cuidados podem minimizar a ocorrência de problemas nesta situação, tais como a ventilação dos áticos, a isolação térmica das lajes, juntas de dilatação das lajes de cobertura e outros detalhes técnicos pertinentes a cada edificação.

2.4.10 Cintas de respaldo

Segundo a NBR8798 (ABNT, 1985), cinta é o elemento estrutural apoiado continuamente na parede, ligado ou não às lajes ou às vergas dos vãos de aberturas, com a finalidade de transmitir cargas uniformes à parede que lhe dá apoio ou ainda servir de travamento e amarração.

Este elemento estrutural é considerado fundamental para obras em alvenaria estrutural (SABBATINI, 2003). Segundo o mesmo autor, a cinta pode ser executada com blocos especiais tipo canaleta e deve preceder a montagem das formas de laje ou do posicionamento das peças pré-fabricadas (quando a laje incorporar elementos pré-fabricados).

2.5 ANÁLISE ESTRUTURAL PARA CARGAS VERTICAIS.

2.5.1 Principais sistemas estruturais

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a concepção da estrutura consiste em se determinar, a partir de uma planta básica, quais as paredes que serão consideradas estruturais ou não-estruturais, no presente caso, em relação às cargas verticais. Alguns fatores podem condicionar esta escolha: utilização da edificação, simetria da estrutura, etc. Esse conjunto de elementos portantes é denominados sistema estrutural.

Apenas com objetivos didáticos, os sistemas estruturais podem ser classificados em alguns tipos notáveis. Segundo Hendry (1981), que criou uma classificação que se pode considerar clássica, os sistemas estruturais podem ser nomeados de acordo com a disposição das paredes estruturais nos tipos apresentados nos itens que se seguem.

- **Paredes transversais**

Utilizável em edifícios de planta retangular e alongada. As paredes externas, na direção do maior comprimento, são não estruturais, de forma a permitir a colocação de grandes caixilhos. As lajes são armadas em uma direção, de forma a apoiarem-se sobre as paredes estruturais. Algumas aplicações principais podem ser mencionadas: hotéis, hospitais, escolas, etc. (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

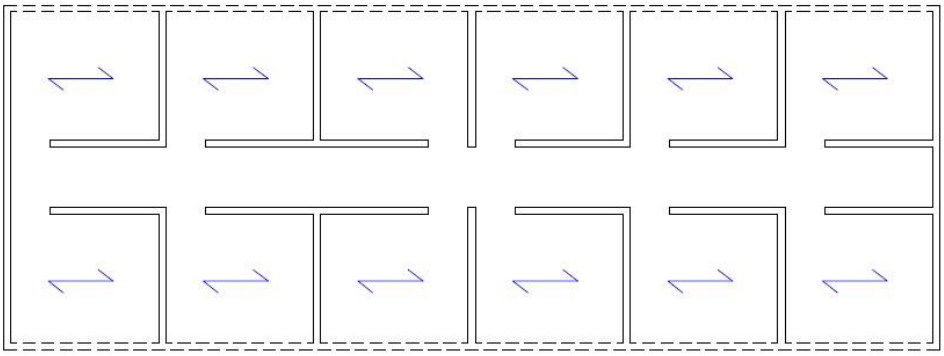


Figura 8 - Sistema estrutural em paredes transversais
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

- **Paredes celulares**

Sistema adequado a edificações de plantas mais gerais. Todas as paredes são estruturais. As lajes podem ser armadas em duas direções, pois há a possibilidade de apoiarem-se em todo o seu contorno. Suas aplicações principais são em edifícios residenciais em geral.

Por conferir uma maior rigidez ao conjunto, o sistema de paredes celulares é bastante interessante de ser utilizado, sempre que possível (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

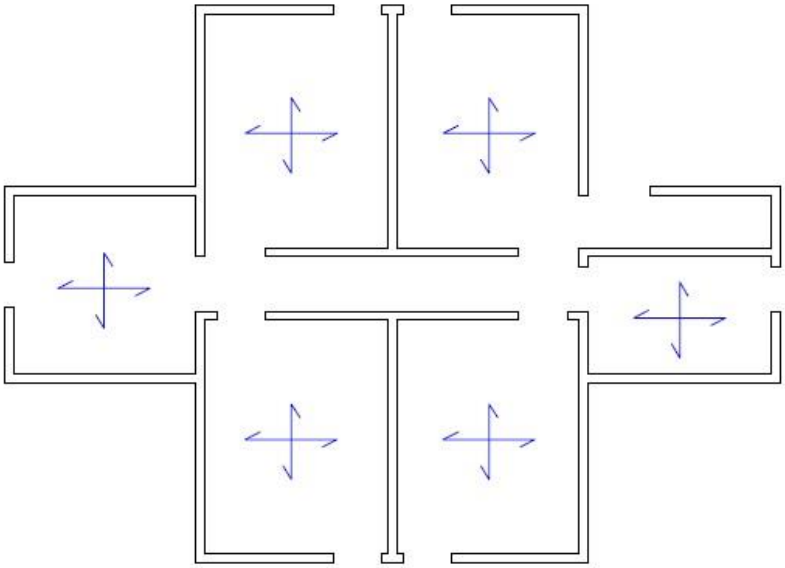


Figura 9 - Sistema estrutural em paredes celulares
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

- **Sistema complexo**

Trata-se da utilização simultânea dos tipos anteriores, normalmente em regiões diferentes da planta da edificação. Interessante para edificações onde se necessita de alguns painéis externos não estruturais, sendo, entretanto, possível manter-se uma região mais rígida, com todas as paredes com função estrutural (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

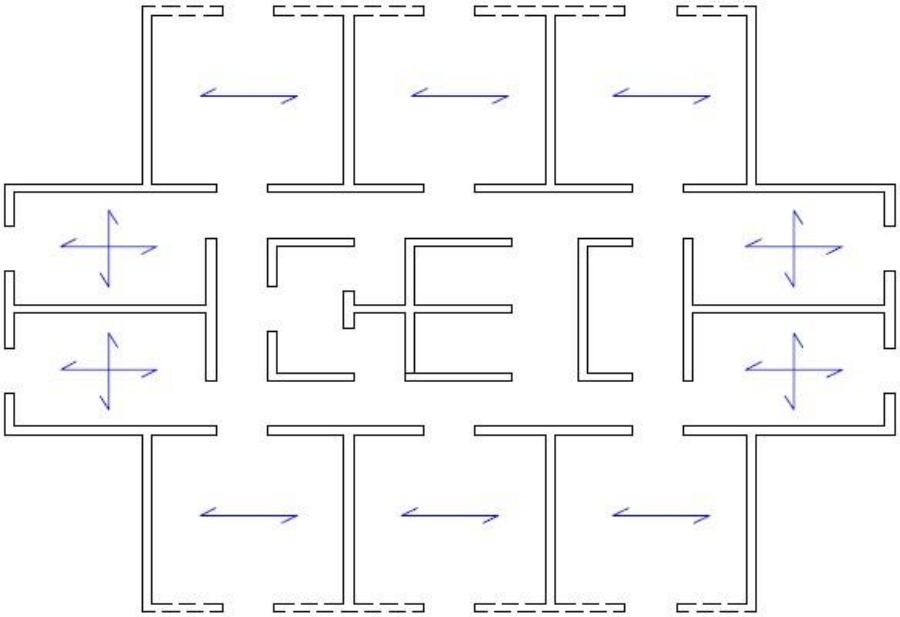


Figura 10 - Sistema estrutural complexo
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

2.5.2 Carregamento vertical

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), as cargas a serem consideradas em uma edificação dependem do tipo e da utilização desse edifício. Por exemplo, em um edifício industrial pode ser necessária a consideração de cargas provenientes de pontes rolantes.

Neste trabalho, entretanto, as atenções principais estão voltadas para edificações residenciais. Sendo assim, para edifícios residenciais em alvenaria estrutural as principais cargas a serem consideradas nas paredes são:

a) Ações das lajes;
b) Peso Próprio das paredes;

Os valores mínimos a serem adotados para os carregamentos podem ser obtidos consultando-se a NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.

- **Cargas provenientes das lajes**

As principais cargas atuantes nas lajes de edifícios residenciais podem ser divididas em dois grandes grupos: cargas permanentes e cargas variáveis. As

principais cargas permanentes normalmente atuantes são:

a) Peso Próprio;
b) Contrapiso;
c) Revestimento ou Piso;
d) Paredes Não-Estruturais;

Já as variáveis são cobertas pela sobrecarga de utilização, que para os edifícios residenciais variam de 1,5 a 2,0 kN/m² (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

As lajes descarregam todas essas cargas sobre as paredes estruturais que lhe servem de apoio. Para o cálculo dessas ações, dois casos podem ser destacados:

a) Lajes armadas em uma direção;
b) Lajes armadas em duas direções;

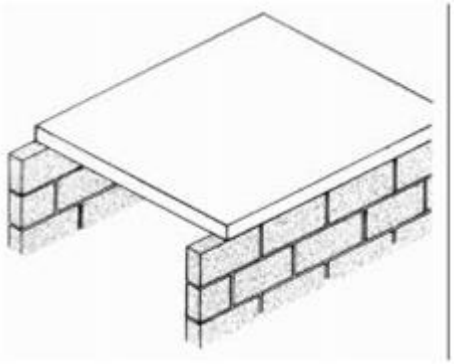


Figura 11 - Laje apoiada sobre paredes portantes.
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

Para os casos de lajes pré-moldadas ou armadas em uma direção, deve-se considerar simplesmente a região de influencia de cada apoio, ou seja, os lados perpendiculares à direção da armadura. Nesse caso pode-se imaginar a existência de uma linha, paralela aos apoios, que delimita as regiões de influencia. Considerando-se um vão L, essa linha pode ser tomada nas seguintes posições:

a) 0,5 L entre dois apoios do mesmo tipo;
b) 0,38 L do lado simplesmente apoiado e 0,62 L do lado engastado;
c) 1,0 L do lado engastado quando a outra borda for livre.

Já no caso de ações de lajes maciças, armadas em duas direções, pode-se utilizar o procedimento das linhas de ruptura, recomendado pela NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

- **Peso próprio das paredes**

Para considerar o peso próprio das paredes, basta utilizar a expressão:

$$p = \gamma\ e\ h$$

Em que:

p = peso da alvenaria (por unidade de comprimento)

γ = peso específico da alvenaria.

e = espessura da parede (bloco + revestimento)

h = altura da parede (não esquecer eventuais aberturas)

Quanto ao valor de γ, o parâmetro mais importante da expressão, devem ser consideradas as condições especificas da alvenaria utilizada. Para os principais tipos presentes em edifícios residenciais, pode-se montar a tabela abaixo.

Tabela 3 - Pesos específicos de acordo com o tipo de alvenaria utilizado.

Tipo de Alvenaria	**Peso Específico kN/m²**
Blocos vazados de concreto	14
Blocos vazados de concreto preenchidos com graute	24
Blocos cerâmicos	12

2.5.3 Interação das Paredes

Segundo Ramalho e Corrêa, numa parede de alvenaria, quando se coloca um carregamento localizado sobre apenas uma parte de seu comprimento, tende a haver um espalhamento dessa carga ao longo de sua altura. A própria NBR 10837 - Cálculo de Estruturas de Alvenaria de Blocos Vazados de Concreto prescreve que esse espalhamento deve-se dar segundo um ângulo de 45°.

Se esse espalhamento pode ser observado em paredes planas, é de se supor que também possa ocorrer em canto e bordas, especialmente quando a amarração é realizada intercalando-se blocos numa e noutra direção, ou seja, sem a existência de juntas a prumo. Isso se dá porque um canto assim executado guarda muita semelhança com a própria parede plana, devendo ser, portanto, o seu comportamento também semelhante.

É claro que somente haverá espalhamento da carga através de um canto se nesse ponto puderem se desenvolver forças de interação. Se essas forças não estiverem presentes por um motivo qualquer, como a existência de uma junta a prumo no local, evidentemente o espalhamento também não se verificará. E não ocorrendo o espalhamento não ocorrerá a uniformização das cargas que atuam sobre essas paredes (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

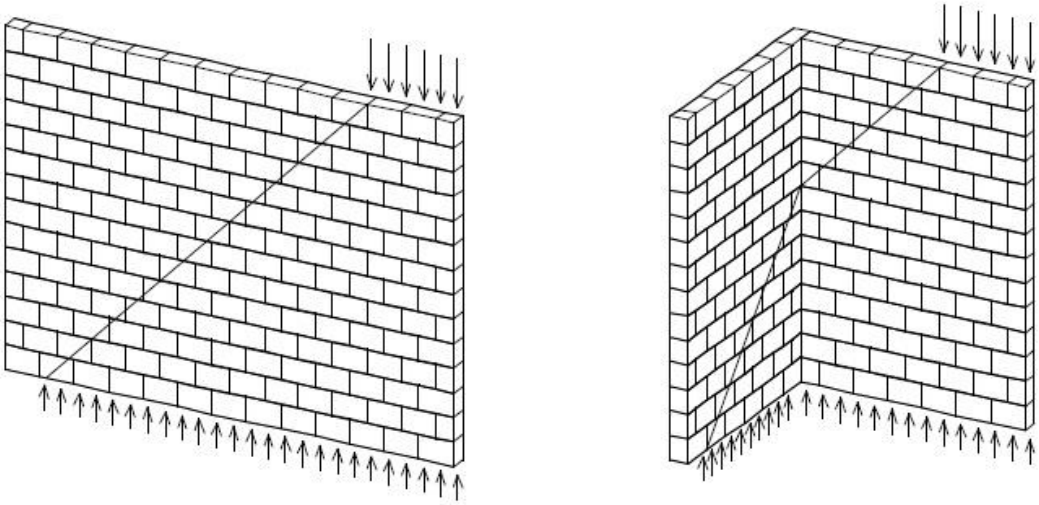


Figura 12 - Espalhamento do carregamento em paredes planas e em "L"
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

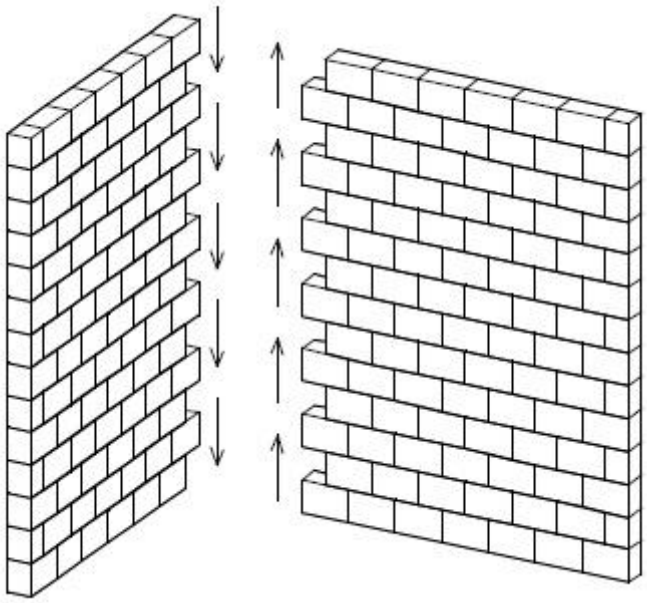


Figura 13 - Interação entre paredes em um canto.
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

Outro ponto onde se pode discutir a existência ou não de forças de interação são as aberturas. Usualmente, considera-se que a existência de uma abertura também representa um limite entre paredes, ou seja, a abertura caracteriza a interrupção do elemento. Assim sendo uma parede com aberturas normalmente é considerada como uma seqüência de paredes independentes. Entretanto, também nesse caso, costuma haver forças de interação entre esses diferentes elementos e, portanto, haverá espalhamento e uniformização de cargas. Não se pode esquecer que em casos usuais de janelas ainda se tem aproximadamente 2/3 do pé-direito preenchido com material, sendo que essa altura se reduz a aproximadamente 1/3 no caso de portas (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

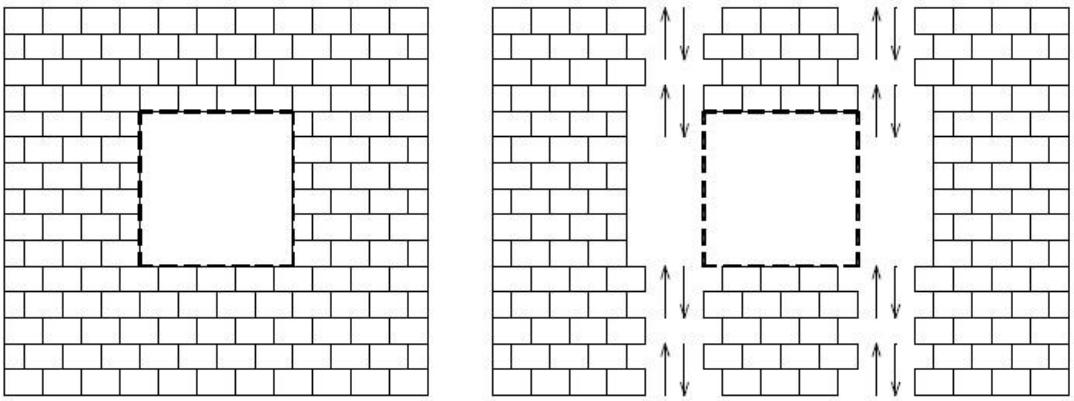


Figura 14 - Interação entre paredes na região da janela.
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

.

Dessa forma, é importante deixar bem claro que o procedimento de distribuição de cargas verticais somente pode ser definido após uma clara avaliação desses níveis de interação entre paredes, de modo a não se violar condições reais de trabalho da estrutura. Se for possível a ocorrência de forças de interação relativamente grandes isso significará um espalhamento do carregamento e, portanto, uma uniformização das cargas entre essas paredes. Em caso contrário, o espalhamento e a uniformização do carregamento podem se dar em níveis muito baixos (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

2.5.4 Importância da uniformização de cargas

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), normalmente, as cargas verticais que atuam sobre as paredes, num determinado nível da edificação, apresentam valores que podem ser muito diferentes. Por exemplo, as paredes internas tendem a receber carregamentos bem maiores que as paredes externas.

Mesmo assim, não é recomendável que, para um determinado pavimento, sejam utilizadas resistências diferentes para os blocos. Seria muito perigosa uma troca de resistências, fazendo com que uma parede que necessitasse de um bloco mais resistente acabasse sendo construída com um menos resistente e vice-versa. Isso porque os blocos normalmente não possuem nenhuma indicação explícita dessa resistência, podendo ser facilmente confundidos.

Desse modo, a parede mais carregada acaba definindo a resistência dos blocos a serem utilizados para todas as paredes do pavimento. Vale destacar que podem ser previstos pontos grauteados, o que aumenta a resistência da parede mantendo-se a resistência do bloco. Entretanto, o grauteamento não é uma solução para ser utilizada de modo extensivo, devido ao custo e às dificuldades de execução.

Portanto, pode-se concluir que quanto maior a uniformização das cargas verticais ao longo da altura da edificação, maiores os benefícios para a economia, pois haverá uma tendência a uma redução das resistências dos blocos a serem especificados. Por outro lado, se a suposta uniformização não ocorrer na prática, pode-se ter uma redução significativa da segurança da edificação (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Logo, o projetista deve ter em mente esses parâmetros para considerar a distribuição desses carregamentos verticais, de modo a não onerar em excesso o custo da obra e não comprometer a segurança da estrutura. É bastante claro que, em maior ou menor grau, sempre ocorrerá uma uniformização dos carregamentos ao longo da altura da edificação. Entretanto, quantificar como se processa essa uniformização é o ponto relevante da questão.

2.5.5 Influência do processo construtivo

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), quando se fala de distribuição de cargas verticais entre as diversas paredes de um pavimento deve-se levar em consideração que o processo executivo é uma variável de grande importância. Pode-se citar algumas das providências construtivas que mais contribuem para a existência de forças de interação elevadas e, portanto, uma maior uniformização das cargas verticais, em caso de canto e bordas, como:

a) Amarração das paredes em cantos e bordas sem juntas a prumo.
b) Existência de cintas sob a laje do pavimento e à meia altura.
c) Pavimento em laje maciça.

A primeira característica apresentada é considerada a mais importante. Quando se utiliza qualquer procedimento de amarração que não seja a colocação dos blocos de forma a se evitar a formação de juntas a prumo, o desenvolvimento de forças de

interação, o espalhamento das cargas e logicamente a uniformização desse carregamento, torna-se um procedimento duvidoso.

Cintas sob a laje e à meia altura e pavimentos em laje maciça trabalham a favor da uniformização, pois tendem a aumentar as forças de interação. Entretanto, é difícil se quantificar essa influência benéfica, especialmente se for considerada a grande variabilidade dessas providências. Cintas podem ser executadas com diversas alturas e armadas com ferros de diversos diâmetros. Lajes também podem apresentar espessuras diferentes e diversos esquemas de armação (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Quanto às aberturas, os detalhes construtivos que mais colaboram no sentido do aumento das forças de interação e, portanto da uniformização são:

a) Existência de vergas.

b) Existência de contra-vergas.

Evidentemente, essas vergas e contra-vergas devem ser previstas com uma penetração apropriada nas paredes a que se ligam. Quanto maiores forem essas penetrações melhores condições de desenvolvimento de forças de interação serão criadas.

2.5.6 Procedimentos de distribuição

Para auxiliar a definição da distribuição de cargas verticais, pode-se apresentar alguns dos procedimentos mais indicados. Cada um tem suas vantagens, desvantagens e aplicações apropriadas, o que se tentará destacar nos itens específicos (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

- **Paredes isoladas**

Neste procedimento trata-se de considerar cada parede como um elemento independente, não interagindo com os demais elementos da estrutura. É um procedimento simples e rápido. Para encontrar a carga numa parede, num determinado nível, basta multiplicar a valor obtido para um pavimento pelo número de pavimentos que estão acima do nível considerado.

Além de simples é também muito seguro, pois na ausência da uniformização das

cargas as resistências prescritas para os blocos resultarão sempre mais elevadas que se a uniformização fosse considerada.

O ponto negativo é obviamente a economia, que sai penalizada, pois blocos mais resistentes são também blocos mais caros. Além disso, considerar as paredes completamente isoladas não é verossímil para a maioria das edificações, pelas razões anteriormente citadas. Isso pode causar uma estimativa errada das ações sobre estruturas complementares, como pavimentos de pilotis e fundações em concreto armado.

A recomendação que se pode fazer é que este procedimento de se considerar as paredes isoladas seja utilizado para edificações de altura relativamente pequena, onde os seus efeitos negativos são menos perceptíveis.

- **Grupos de paredes isoladas**

Um grupo é um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias e, geralmente, os limites dos grupos são as aberturas, portas e janelas, conforme se mostra como exemplo na figura abaixo. Neste procedimento consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado. Isso significa que as forças de interação em canto e bordas são consideradas suficientes para garantir um espalhamento e uma uniformização total em uma pequena altura. Por outro lado, desconsideram-se as forças de interação nas aberturas, limites dos grupos. Dessa forma, cada grupo definido trabalhará isolado dos demais.

É um procedimento bem aceito na literatura internacional. Sutherland (1968) propõe que se divida a laje em triângulos e trapézios e que essas áreas de contribuição sejam levadas a grupos de paredes que estariam trabalhando solidárias. Esse é, em suma, o procedimento aqui recomendado. Os triângulos e trapézios mencionados nada mais são do que as regiões formadas por linhas de ruptura das lajes de concreto. E as evidências de uniformização do carregamento vertical dentro dos grupos foram levantadas por Stockbridge apud Hendry (1981) que mediu deformações em paredes na base de um edifício de cinco pavimentos enquanto este era construído. Essas medidas evidenciaram que as cargas acabavam se uniformizando na medida em que os pavimentos eram acrescentados à edificação.

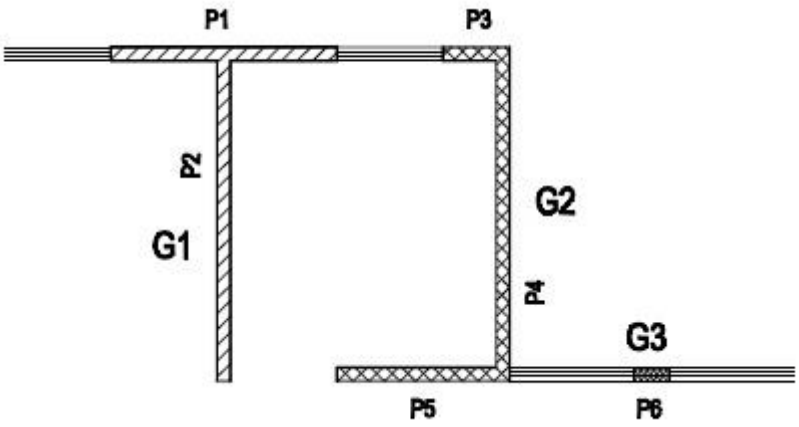


Figura 15 - Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

É um procedimento simples de ser implementado, embora implique em um trabalho um pouco maior do que para o procedimento de paredes isoladas. Basta que todas as cargas a serem aplicadas em qualquer parede de um determinado grupo sejam somadas e posteriormente distribuídas pelo comprimento total dessas paredes do grupo. Encontrada a carga para o grupo correspondente a um pavimento basta multiplicar pelo número de pavimentos que se encontram acima do nível que se pretende verificar.

Usualmente, também é um procedimento seguro, em especial quando as aberturas são consideradas como o limite entre os grupos. Entretanto, como essa definição pode basear-se em outros parâmetros, o procedimento pode apresentar distorções, dependendo de quais paredes serão consideradas como pertencentes a tal ou qual grupo. Considera-se ainda que produza reações adequadas para eventuais estruturas de apoio, o que é um detalhe bastante importante a ser considerado.

Quanto à economia, sempre se admitindo uma escolha tecnicamente correta dos grupos a serem considerados, é um procedimento bastante racional e que normalmente resulta em especificações de blocos adequadas. A redução das resistências necessárias para os blocos costuma ser bastante significativa em relação ao procedimento das paredes isoladas.

Pelas suas qualidades, pode-se considerá-lo um procedimento adequado a edificações de qualquer altura. Entretanto, é fundamental que se avalie corretamente a possibilidade de realmente ocorrerem as mencionadas forças de interação em

cantos e bordas, condição fundamental para sua correta aplicação.

- **Grupos de paredes com interação**

Este procedimento é uma extensão do anterior, com uma sofisticação adicional de modo que os próprios grupos de paredes interagem entre si. Portanto, a diferença entre este procedimento e o anterior, que apenas considerava a interação em canto e bordas, é a existência de forças de interação também nas aberturas.

Claro que essa interação não pode se limitar a uma uniformização total do carregamento, pois isso equivaleria a encontrar a carga vertical total de um pavimento e dividi-la pelo comprimento total das paredes, obtendo uma carga média igual para todos os elementos. Na verdade é conveniente que seja definida uma taxa de interação, que representa quanto da diferença de cargas entre grupos que interagem deve ser uniformizada em cada nível. Além disso, é também importante que se possa especificar quais grupos de paredes estão interagindo, de modo que o projetista tenha total controle sobre o processo.

É bem mais trabalhoso que os dois procedimentos anteriormente mencionados. Assim, de forma a reduzir a possibilidade da ocorrência de erros, recomenda-se que seja automatizado através de computadores, até mesmo com a utilização de um programa de planilha eletrônica. Uma sugestão interessante para se considerar essa interação através de um algoritmo seguro e relativamente fácil de ser implementado é apresentada em Corrêa e Ramalho (1994a) ou Corrêa e Ramalho (1998b). Resumidamente trata-se de fazer a distribuição através das seguintes equações:

$$qm = (q1 + q2 + ... + qn) / n$$

$$di = (qi – qm) * (1 – t)$$

$$qi = qm + di$$

onde:

n = número de grupos que estão interagindo.

qi = carga do grupo i.

qm = carga média dos grupos que estão interagindo.

di = diferencial de carga.

t = taxa de interação.

Quanto à segurança do procedimento aqui exposto, é difícil adotar uma posição simplista. Como devem ser definidos os grupos, quais grupos interagem entre si e ainda a taxa de interação adotada, é um procedimento que exige bastante experiência do projetista. Quando bem utilizado é seguro, produzindo inclusive cargas adequadas para eventuais estruturas de suporte.

A economia é seu grande atrativo. As especificações de resistências de blocos resultantes de sua utilização tendem a ser as menores entre os procedimentos discutidos até aqui. Especialmente quando se tem paredes de pequenas dimensões e isoladas por aberturas, as diferenças costumam ser muito significativas, mesmo em relação ao procedimento de grupos isolados.

De forma semelhante ao procedimento que considera os grupos isolados, é adequado a edificações de qualquer altura. Entretanto, aqui também é fundamental que se avalie corretamente a possibilidade de realmente ocorrerem as forças de interação, tanto em cantos e bordas como nas regiões de aberturas. Serão essas, sem dúvida, as condições fundamentais para sua utilização.

2.5.7 Método das charneiras plásticas

O Método das Charneiras Plásticas ou Método das Linhas de Ruptura, para lajes de concreto armado, foi inicialmente desenvolvido por INGERSLEV (1923) e contou com uma extensa contribuição de outros autores como JOHANSEN (1943) e "LANGENDONCK (1970)". A carga última da laje é obtida estudando-se vários mecanismos possíveis de colapso compatíveis com as condições de contorno. Os momentos nas linhas de plastificação são os últimos plásticos, resistidos pela seção de concreto armado. Com estas hipóteses básicas, a carga última é determinada usando-se o princípio dos trabalhos virtuais ou as equações de equilíbrio. A carga última assim determinada é uma carga maior ou igual à correta.

O fato de não se ter nenhuma garantia de que o mecanismo de colapso adotado é o correto torna necessária a verificação de todos os mecanismos de colapso possíveis, para garantir que a capacidade de suporte de carga da laje não foi superestimada. Entretanto, em vários casos usuais, a pesquisa da configuração de ruína já foi estudada, sendo conhecida com boa precisão.

Admite-se que as seções transversais da laje tenham comportamento plástico, ou seja, que, a partir de determinada rotação o momento resistente passa a ser o de plastificação, que permanece constante. Conforme "LORIGGIO (1998)", as lajes dimensionadas no Domínio 2 e uma grande parte das lajes dimensionadas no Domínio 3 possuem um patamar de plastificação bem definido. O texto conclusivo do Projeto de Revisão da NBR 6118 limita a posição da linha neutra a 0,30 da altura útil quando for utilizado um método plástico de análise, garantindo a ductilidade das seções transversais.

- **Determinação da carga última**

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

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

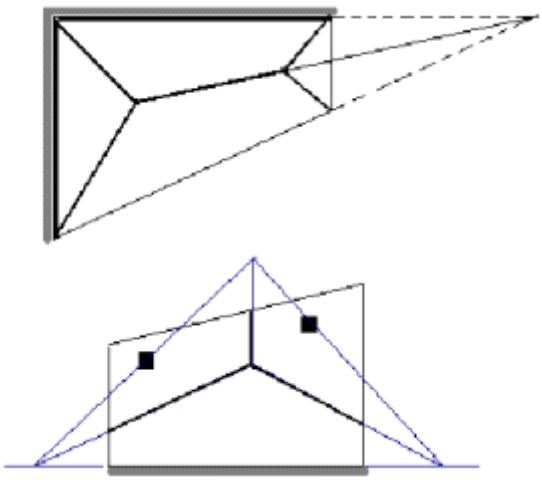


Figura 16 - Traçado de linha de ruptura em charneiras plásticas.

- **Vantagens na aplicação**

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

No estudo de configurações de ruína para lajes retangulares de edifícios, Loriggio (1998) propõe um processo iterativo de rápida convergência para a compensação entre os momentos positivos em cada laje e os negativos nos bordos. Em um exemplo numérico utilizando um painel de seis lajes, verificou-se uma redução nos momentos de dimensionamento da ordem de 30% quando comparados a uma solução elástica. Segundo o autor, o valor da redução depende das condições de apoio da laje. Nas lajes sem qualquer armadura negativa, esta redução é bem menor ou até inexistente.

A Teoria das Charneiras Plásticas é capaz de prever a carga última das lajes com notável precisão em relação aos resultados obtidos através de ensaios. Além disso, permite aproveitar melhor a capacidade resistente da laje, resultando em dimensionamentos mais econômicos.

2.5.8 Efeito Arco

O efeito arco é relevante quando se analisa a interação entre a parede de alvenaria e sua estrutura de suporte. Interpreta-se que uma parede estrutural apoiada sobre uma viga em concreto armado comporta-se como um arco atirantado. O arco forma-se na parede e a viga funciona como tirante (Figura abaixo). Esse comportamento influencia a transferência da carga vertical da parede para seu elemento de apoio. Parte da carga antes localizada no centro da viga encaminha-se para a região dos apoios. Dessa forma, os esforços solicitantes da viga, em especial o momentos fletores, tendem a ser diminuídos, verificando-se por conseqüência concentrações de tensões nos extremos das paredes.

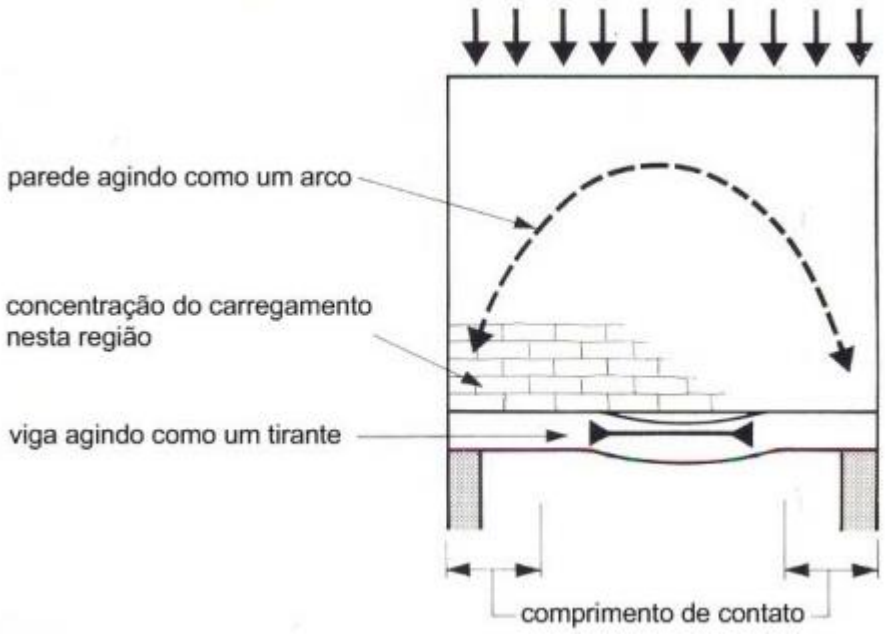


Figura 17 – Ação conjunta do sistema parede-viga.
Fonte: HASELTINE; MOORE (1981).

O efeito arco é um tema que tem sido amplamente discutido no meio técnico, mas, de fato, ainda não se chegou a um procedimento seguro e prático de forma a se poder considerá-lo em projetos usuais. Wood (1952) foi o primeiro a discutir a ação conjunta parede-viga sobre apoios discretos. Posteriormente, na tentativa de criar métodos adequados para o dimensionamento das vigas, foram realizados ensaios experimentais por Rosenhaupt (1962), Burhouse (1969), Stafford Smith, Khan e Wickens (1977) e Navaratnarajah (1981) e propostos modelos matemático

simplificados por Stafford Smith e Riddington (1973), Davies e Ahmed (1977) e Riddington e Stafford Smith (1978). Barbosa (2000) e Silva (2005) não recomendam a aplicação de modelos matemáticos simplificados para determinação de esforços em vigas contínuas.

Segundo Stafford Smith e Riddington (1977), para uma razão entre a altura da parede e o vão da viga maior que 0,7, a porção acima de 0,7L não influencia na formação do arco podendo ser representada como acréscimo de carga (Figura abaixo). Esse procedimento foi demonstrado por Tomazela (1995) e posteriormente adotado por Barbosa (2000) e por Silva (2005). Dessa forma, a consideração do efeito arco pode ser simplificada, modelando-se apenas o primeiro nível da alvenaria.

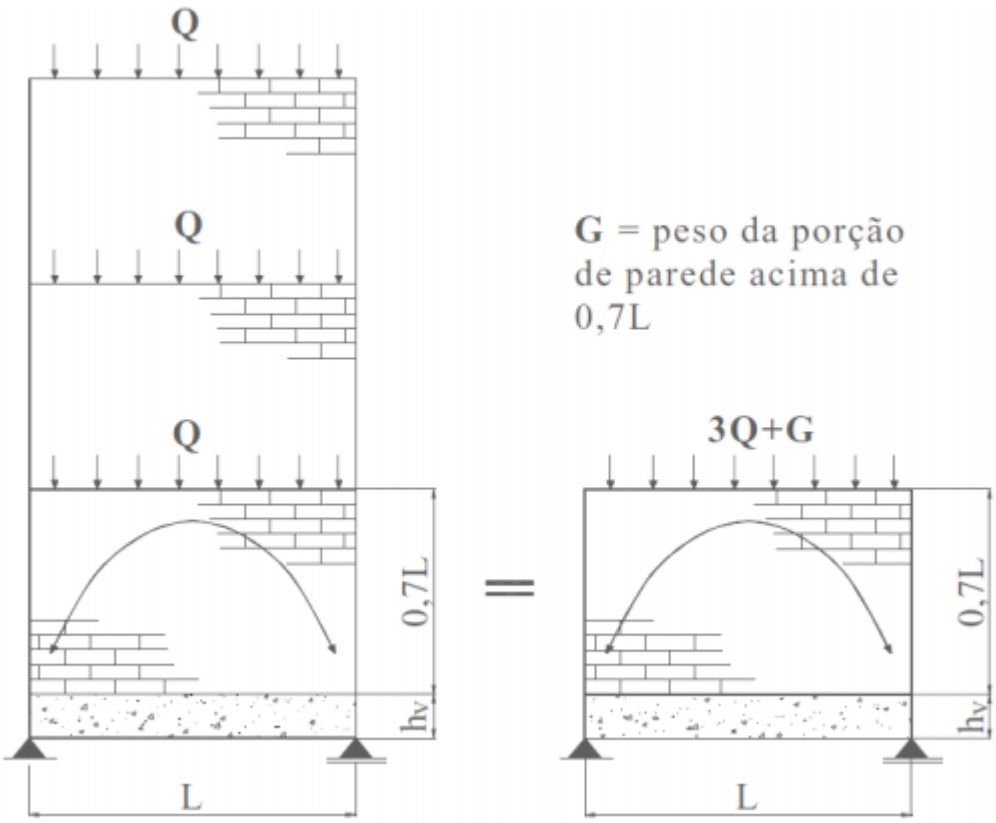


Figura 18 – Situação de cálculo com carregamento equivalente a situação de projeto.
Fonte: BARBOSA (2000).

De acordo com Haseltine e Moore (1981), existem três condições principais para se determinar a capacidade da alvenaria de formar um arco. A primeira é que a razão entre a altura e o comprimento da parede seja maior que 0,6. A segunda é que as aberturas não estejam localizadas na região do arco imaginário, geralmente

definida por dois arcos com centro no meio da viga de comprimento L e raios 0,25.L e 0,60.L (Figura abaixo). A terceira é que a tensão majorada imposta pela ação do arco não exceda a capacidade de compressão local da alvenaria.

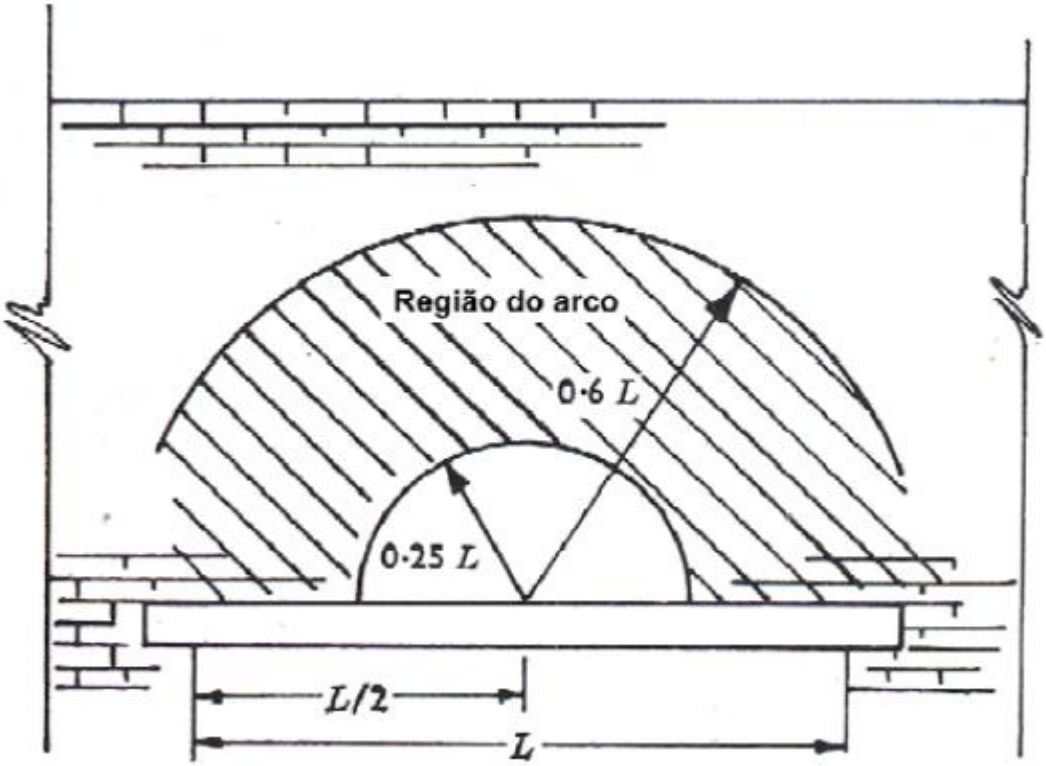


Figura 19 – Situação de cálculo com carregamento equivalente a situação de projeto.
Fonte: BARBOSA (2000).

Um procedimento simplificado que pode ser utilizado para definir o modo como a formação do arco interfere na distribuição das cargas verticais é a determinação da rigidez relativa do sistema parede-viga. Segundo Riddington e Stafford Smith (1978) a rigidez relativa é obtida através da Equação:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t \cdot L^3}{E \cdot I}}$$

Já Davies e Ahmed (1977) utilizam como parâmetro a altura da parede ao invés do comprimento do vão da viga, recomendando a Equação:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t \cdot H^3}{E \cdot I}}$$

Nas Equações anteriormente mostradas:

Ew é o módulo de elasticidade longitudinal da parede;

E é o módulo de elasticidade longitudinal da viga;

I é a inércia da viga de apoio;

t é a espessura da parede;

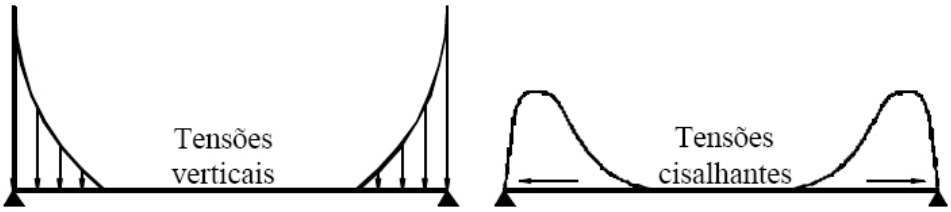
L é a distância entre apoios;

H é a altura da parede.

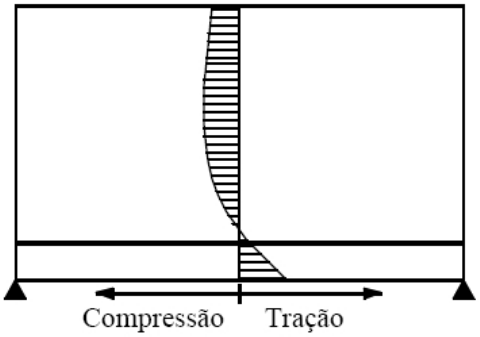
Quando a rigidez relativa é alta, isso significa que o efeito arco tende a ser bem pronunciado. Quando resulta um valor pequeno, pode-se dizer que o efeito arco não mudará significativamente os resultados da viga.

Observa-se nas figuras abaixo a distribuição de tensões e esforços em conseqüência da consideração do efeito arco para o caso de uma viga bi-apoiada. Destacam-se principalmente:

- Redução do momento fletor;
- Surgimento de tração axial na viga;
- Concentrações de tensões na alvenaria nas regiões próximas aos apoios.

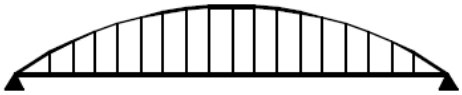


(a) Concentrações de tensões na base da parede

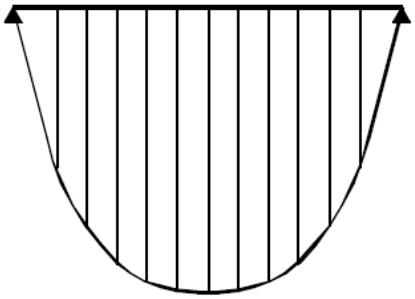


(b) Tensões horizontais ao longo da linha média do sistema parede-viga

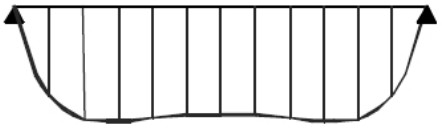
Figura **Erro! Indicador não definido.** – Distribuição de tensões no sistema parede-viga.
Fonte: BARBOSA (2000).



(a) Esforços de tração na viga



(b) Momento fletor na viga sem a consideração do efeito arco



(c) Momento fletor na viga com a consideração do efeito arco

Figura 21 – Esforços na viga.
Fonte: BARBOSA (2000).

3 METODOLOGIA

3.1 CLASSIFICAÇÃO DE ESTUDO

A pesquisa em questão é classificada com natureza exploratória e descritiva, pois além de assumir a forma de um estudo de caso, ela também tem por objetivo descrever as características do objeto em estudo. Sobre os procedimentos, ela se enquadra como documental e bibliográfica, pois se utiliza de fonte de papel e documentos para construir um modelo da realidade.

Durante a pesquisa será realizada uma abordagem indireta, não sendo necessária a atividade de campo ou laboratorial.

3.2 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa será realizada com base em uma edificação residencial multifamiliar, cuja área por pavimento é de 256 m². A planta é composta por 4 apartamentos de 60 m², cada um contendo um hall/cozinha, estar/jantar, circulação, BWC, 2 dormitórios, sacada e lavanderia.

A planta baixa será levemente modificada para atender às necessidades decorridas da modulação a ser executada. Também será modificada para a inserção de um elevador junto à área de acesso comum da edificação.

O empreendimento será composto de 8 pavimentos tipo e cobertura.

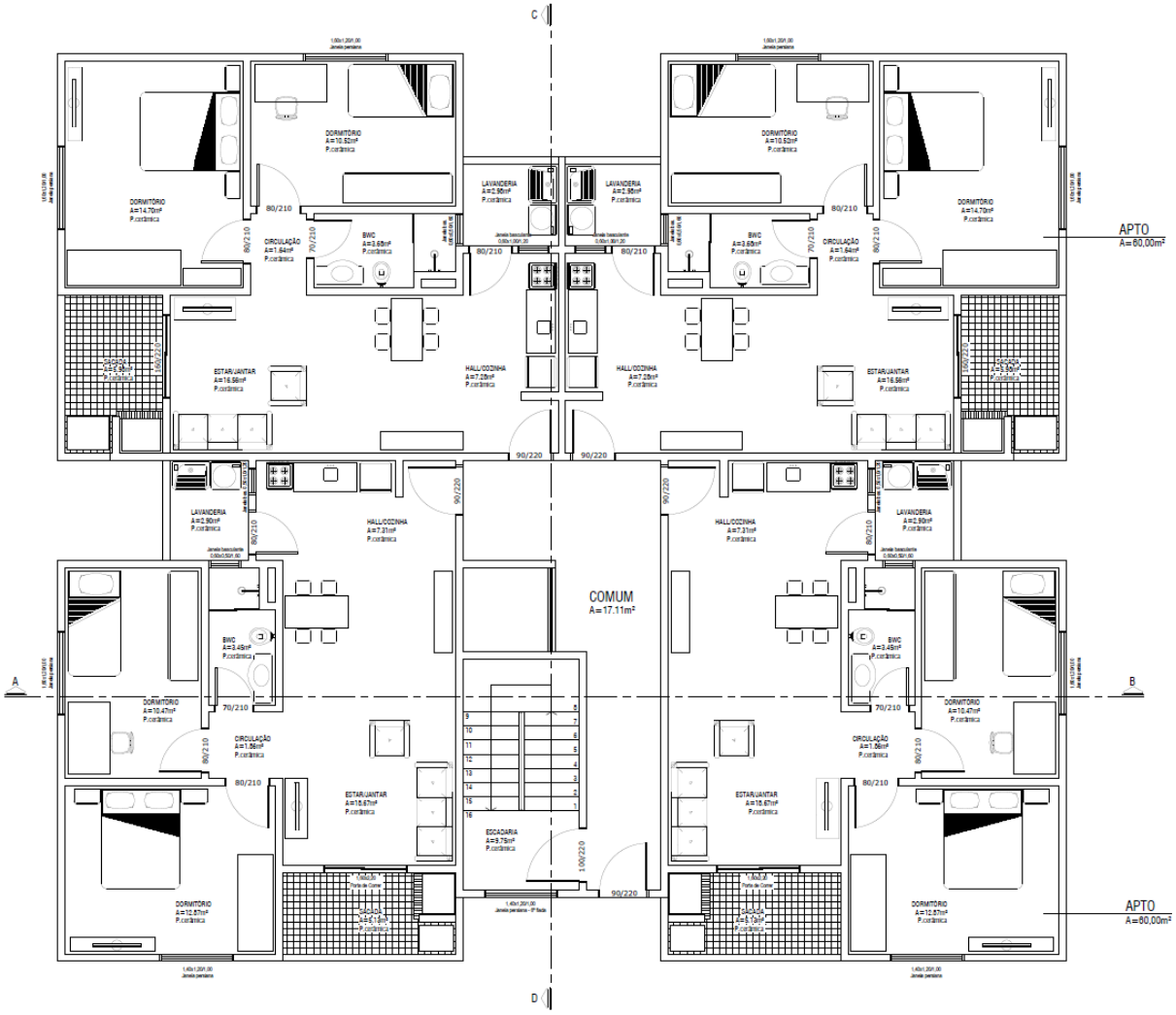
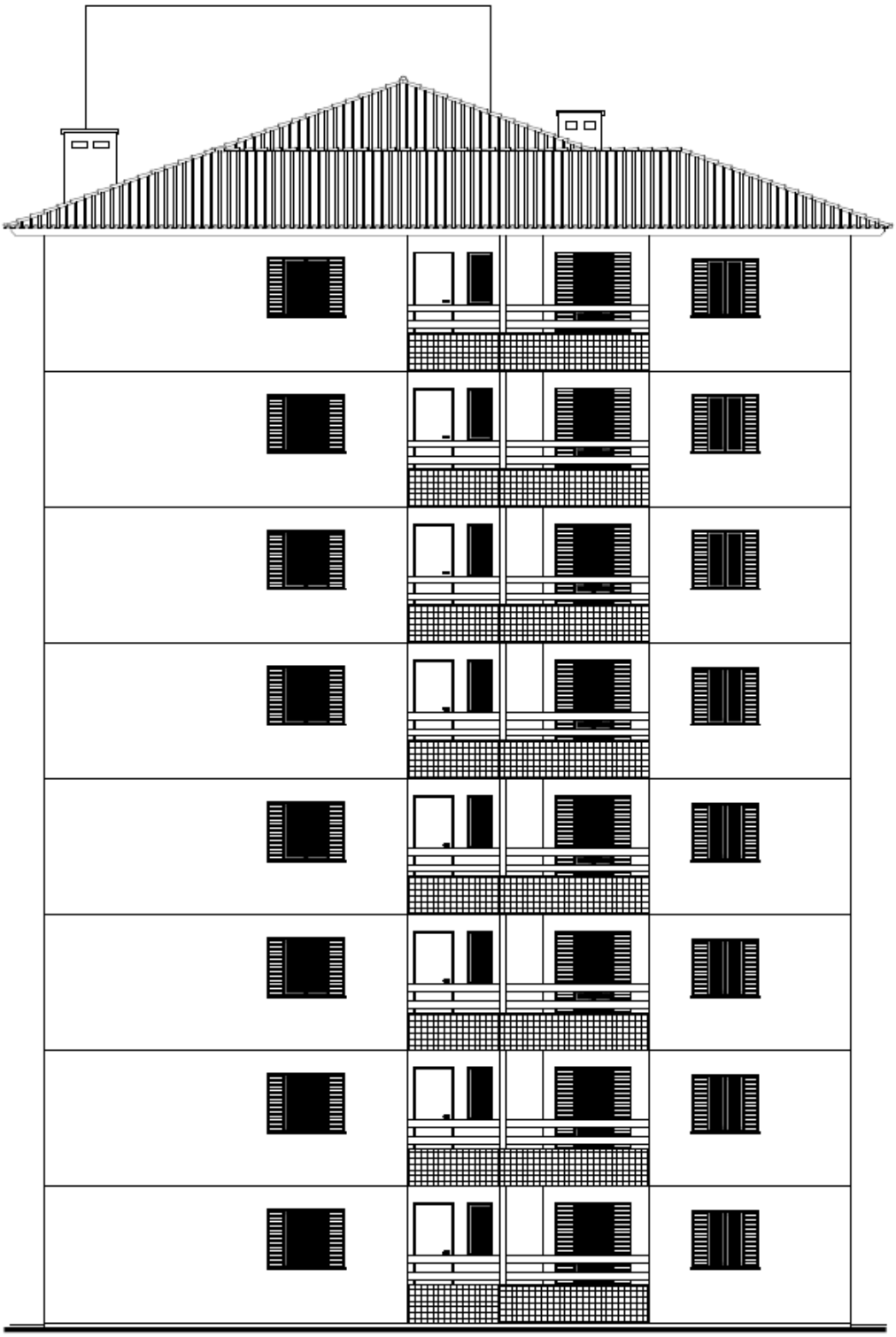


Figura 22 – Planta baixa do pavimento tipo.



FACHADA

Figura 23 – Fachada lateral da edificação.

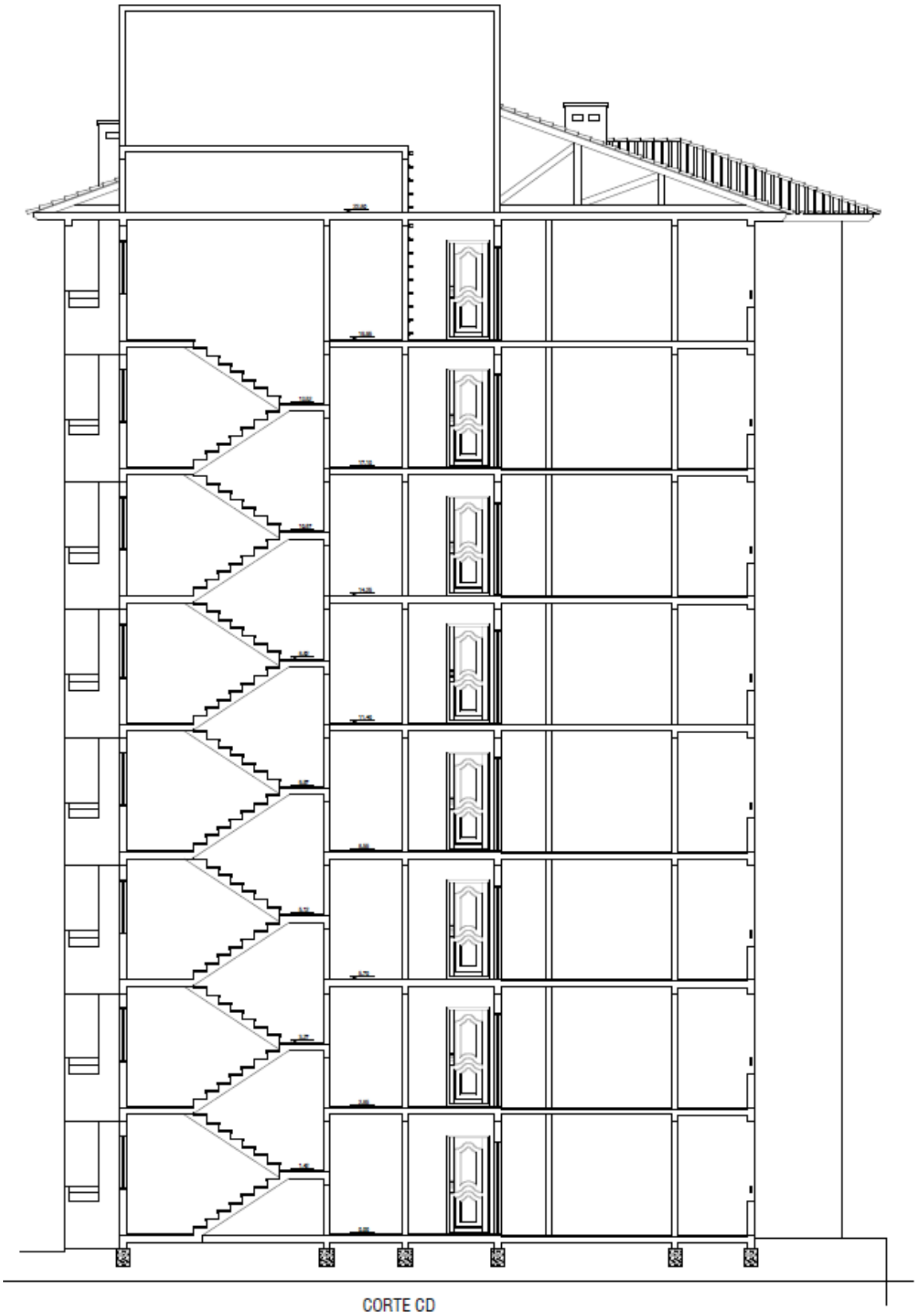


Figura 24 – Corte CD.

As unidades utilizadas serão as de blocos de concreto com função estrutural e de vedação em alguns poucos setores.

Primeiramente será modificada a planta baixa para a inserção do elevador junto à área comum e também para as modulações ocorrerem sem defeitos. Após ser alterada a planta baixa efetuarei a modulação da 1ª e 2ª fiadas de acordo com a NBR 15961 – Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto.

A partir da planta básica já modulada será definido qual o sistema estrutural adotado na edificação, decorrente de quais as paredes que serão consideradas estruturais ou não estruturais e de sua disposição em projeto.

As cargas verticais a serem consideradas nas paredes edificação deverão ser relatadas agora, compondo a ação das lajes e o peso próprio das paredes regulamentados de acordo com a NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.

Para o cálculo das reações das lajes será utilizado o método das charneiras plásticas como instrumento para a definição das cargas ultimas geradas.

Após todos os passos anteriores estiverem definidos serão realizados os procedimentos de distribuição das cargas verticais, utilizando-se dos procedimentos mais indicados. Para cada um serão relatados os seus resultados, vantagens, desvantagens e aplicações apropriadas.

- *Paredes isoladas:* Nesse método serão separadas paredes por paredes do pavimento tipo, considerando cada parede como um elemento independente da edificação. Para o cálculo será utilizada uma planilha do Excel contendo todos os valores e fórmulas necessárias para a determinação dos resultados desejados.
- *Grupo de paredes isoladas:* Aqui as paredes já serão consideradas como grupo de paredes, se dando os limites em aberturas, portas e janelas. A partir de um desenvolvimento no AutoCAD a estrutura ficará corretamente separada pelos grupos onde cada um trabalhará isolado dos demais. Para o cálculo será utilizada uma planilha do Excel contendo todos os valores e fórmulas necessárias para a determinação dos resultados desejados.
- *Grupos de paredes com interação:* É considerada uma extensão do procedimento anterior, com a única diferença em relação aos grupos de paredes, os quais aqui interagem entre si. Para o cálculo será utilizada

uma planilha do Excel contendo todos os valores e fórmulas necessárias para a determinação dos resultados desejados.

Serão realizados procedimentos para cada um dos métodos relatados acima e, com o auxílio do software CYPECAD, será efetuado o cálculo da estrutura com as devidas cargas e reações.

No final serão realizados os comparativos entre cada caso, utilizando-se de planilhas e gráficos para uma melhor compreensão dos resultados obtidos. Será enfatizado principalmente o fator econômico sobre cada caso, checando se a resistência de bloco alcançada com os cálculos realizados de forma manual podem ser utilizados da mesma forma que o cálculo realizado com o software.

3.3 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

- **AutoCad**

O AutoCad é um software do tipo CAD (computer aided design ou desenho auxiliado por computador) criado e comercializado pela Autodesk, Inc. desde 1982. É utilizado principalmente para a elaboração de peças de desenho técnico em duas dimensões (2D) e para criação de modelos tridimensionais (3D)

- **Microsoft Office Excel**

O Microsoft Office Excel é um editor de planilhas produzido pela Microsoft para computadores que utilizam o sistema operacional Microsoft Windows e também computadores Macintosh da Apple Inc. Seus recursos incluem uma interface intuitiva e capacitadas ferramentas de cálculo e de construção de gráficos que, juntamente com marketing agressivo, tornaram o Excel um dos mais populares aplicativos de computador até hoje.

- **CYPECAD**

O CYPECAD é um software para cálculo, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado e estruturas mistas concreto-aço.

O software trabalha em um ambiente CAD próprio sem a necessidade de outros

softwares CAD. Ele permite trabalhar com ampla gama de elementos estruturas, verificando a estrutura em diversas situações, fornecendo ao engenheiro uma solução completa sem a necessidade de calcular manualmente situações como: Reservatórios, Estruturas Mistas, Alvenaria Estrutural, Consolos, e outros.

No Brasil o software é distribuído pela empresa MULTIPLUS, sediada em São Paulo.

4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

4.1 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Cobertura do reservatório

a) Carga permanente:

Laje (25 x 0,1 x 1 x 1) :	2,50 kN/m²
Regularização da laje (21 x 0,03 x 1 x 1):	0,63 kN/m²
Impermeabilização superior (19 x 0,03 x 1 x 1):	0,57 kN/m²
Total:	3,70 kN/m²

b) Carga acidental:

Inacessível a pessoas:	0,50 kN/m²

Reservatório + elevador

a) Carga permanente:

Laje (25 x 0,15 x 1 x 1) :	3,75 kN/m²
Impermeabilização superior (21 x 0,05 x 1 x 1):	1,05 kN/m²
Total:	4,80 kN/m²

b) Carga acidental:

Casa de máquinas, caixa d'água e equipamentos:	10,00 kN/m²

Cobertura

a) Carga permanente:

Telhado de Madeira + fibrocimento:	0,89 kN/m²
Laje (25 x 0,15 x 1 x 1) :	2,50 kN/m²
Impermeabilização superior (21 x 0,03 x 1 x 1):	0,63 kN/m²

Revestimento argamassado inf. (19 x 0,015 x 1 x 1):	0,28 kN/m²
Total:	4,30 kN/m²

b) Carga acidental:

Inacessível a pessoas:	0,50 kN/m²

Pavimento tipo

a) Carga permanente:

Laje (25 x 0,15 x 1 x 1) :	2,50 kN/m²
Regularização da laje (21 x 0,03 x 1 x 1):	0,63 kN/m²
Revestimento cerâmico superior (19 x 0,015 x 1 x 1):	0,28 kN/m²
Revestimento argamassado inf. (19 x 0,015 x 1 x 1):	0,28 kN/m²
Total:	3,70 kN/m²

b) Carga acidental:

Dormitório, sala, cozinha e banheiro:	1,50 kN/m²
Lavanderia:	2,00 kN/m²
Escadas:	2,50 kN/m²

Paredes

a) Carga permanente:

Parede bloco de concreto (14 x 0,14 x 2,5 x 1):	4,90 kN/m²
Cintas (25 x 0,14 x 0,2 x 1):	0,70 kN/m²
Revestimento argamassado inf. (19 x 0,02 x 2,5 x 1):	0,95 kN/m²
Total:	6,55 kN/m²

4.2 PROJETO PILOTO

O projeto piloto foi modulado com bloco de concreto da família 39. Toda a modulação foi feita pensando na melhor amarração da estrutura, para que assim a estrutura pudesse proporcionar a melhor interação entre as paredes estruturais, e assim, uma melhor distribuição da carga vertical pela estrutura gerando maiores economias.

A seguir podem ser vistas a primeira e a segunda fiada.

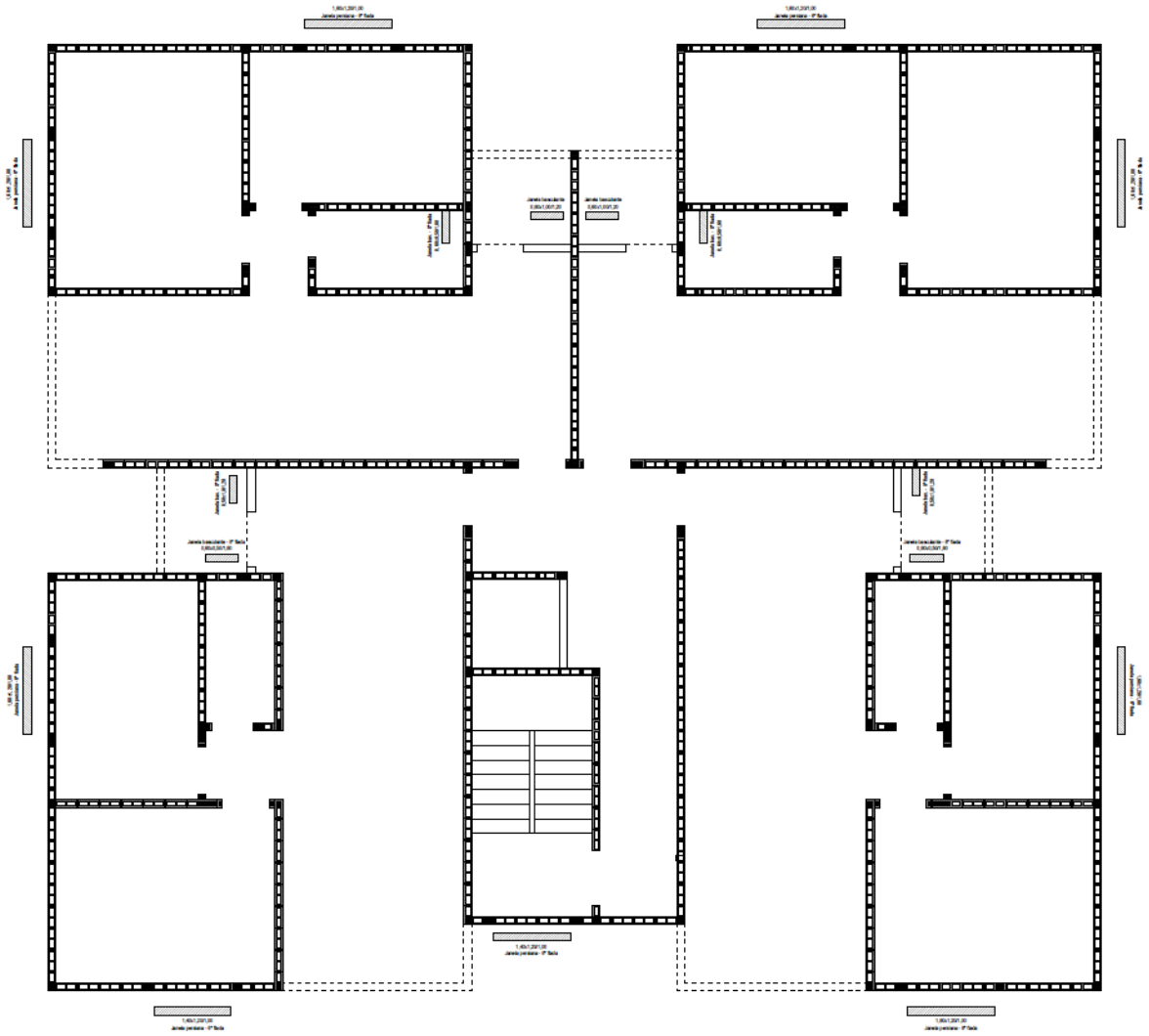


Figura 25 – Modulação (1ª Fiada).

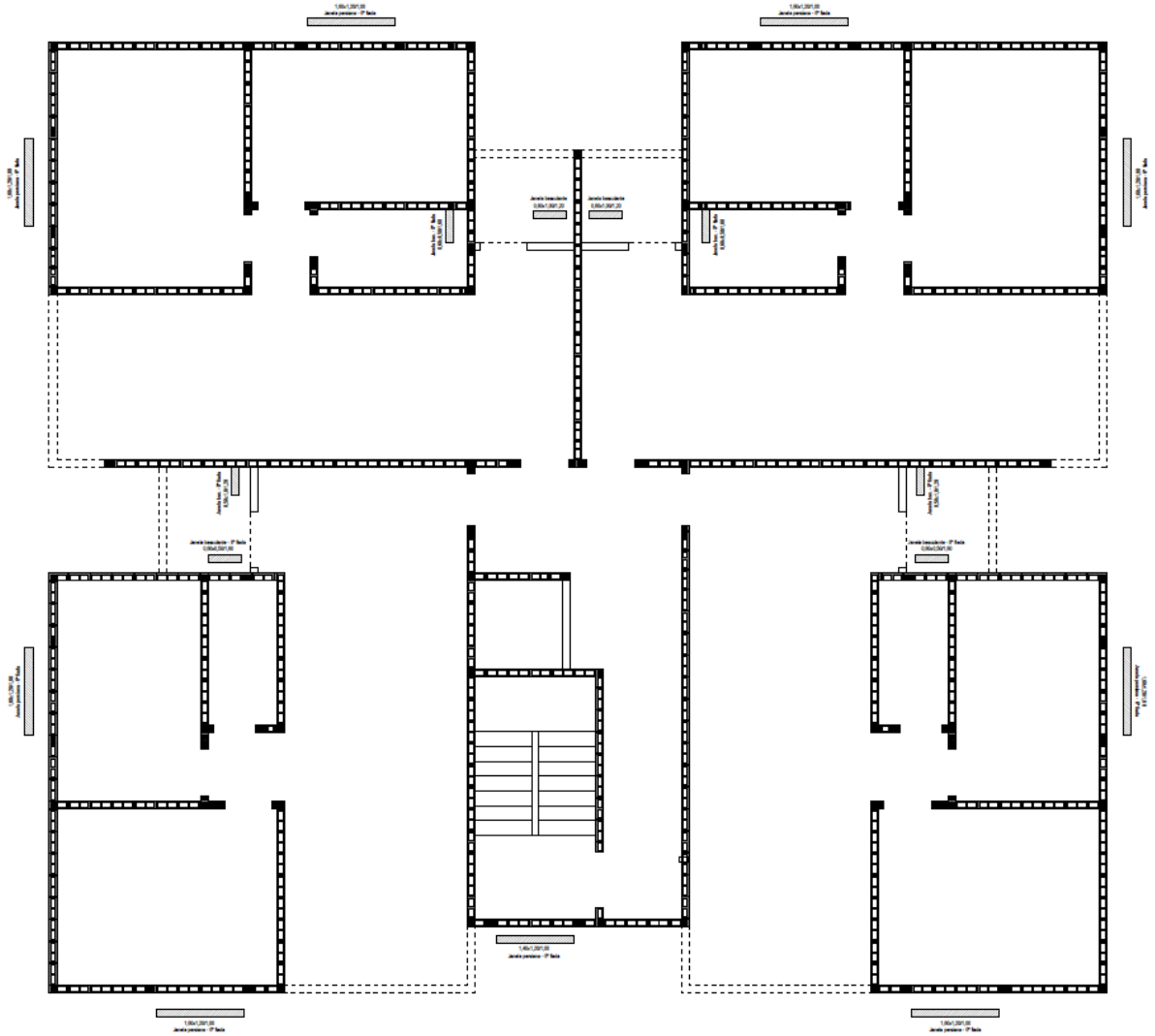


Figura 26 – Modulação (2ª Fiada).

4.3 PAREDES ISOLADAS

Primeiramente para o método das paredes isoladas foi realizada a distribuição das reações das lajes nas paredes. Como método de definição para essas reações foi utilizado o das charneiras plásticas, com o qual foi possível determinar as superfícies de ruptura de cada laje.

Abaixo segue imagem demonstrando como ficaram as rupturas das lajes maciças e suas respectivas áreas de reação.

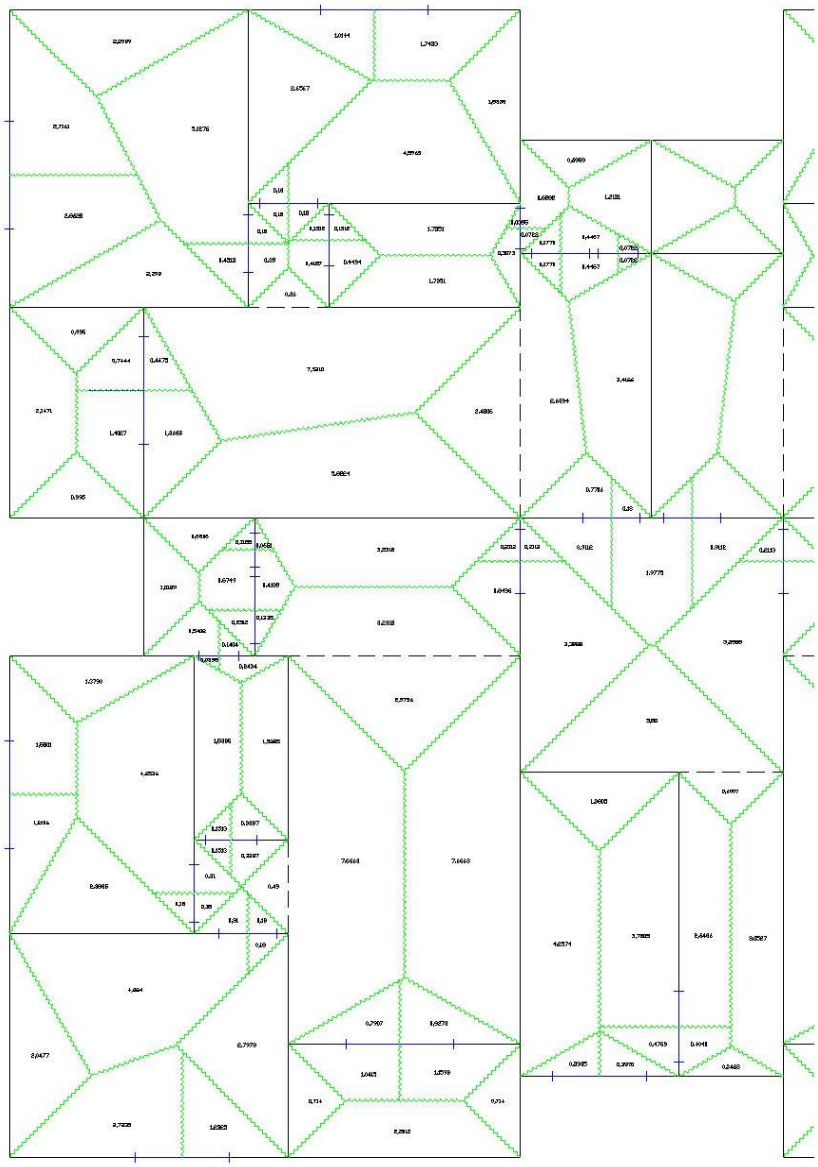


Figura 27 – Superfície de ruptura das lajes maciças.

Segundo Parsekian (2012), o modelo mais simples, e adequado para casos onde não há amarração entre paredes, considera que não existe nenhuma distribuição de esforço entre paredes que se cruzam - o carregamento aplicado na parede N chegará à estrutura de apoio pela parede N apenas.

Por o procedimento de paredes isoladas considerar cada parede como um elemento independente o projeto foi separado em paredes que vão da P1 à P34, totalizando 34 paredes com cargas e comprimentos diferentes, sendo consideradas também as cargas das vigas de concreto armado que causam reações de apoio nas paredes.

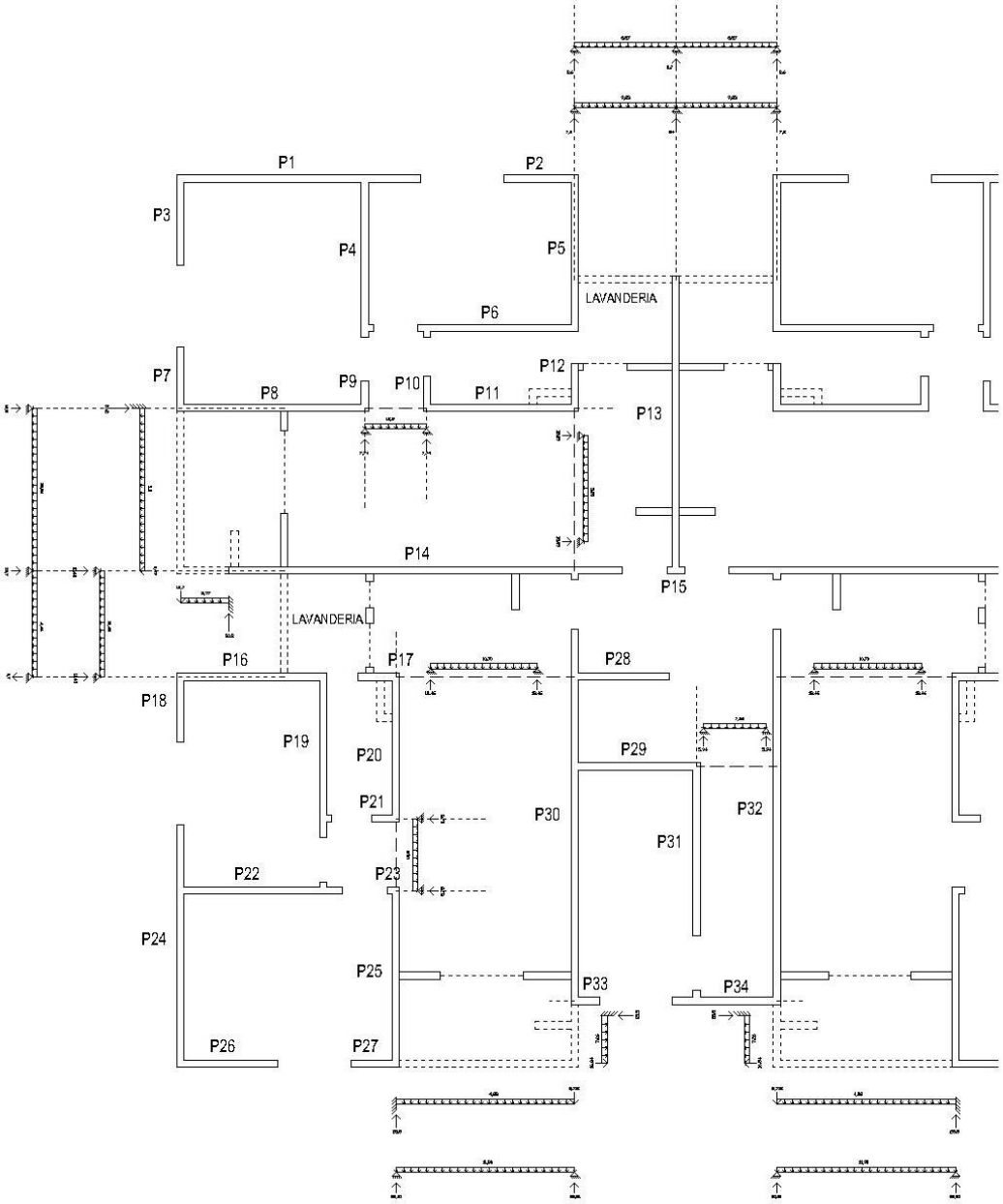


Figura 28 – Paredes isoladas / reações das vigas.

O procedimento de paredes isoladas além de simples e rápido é também muito seguro, basta encontrar a carga numa parede e somar todas as cargas atuantes nela nos pavimentos que estão acima do nível considerado. Fica fácil de perceber que uma que outra parede que sofra um esforço maior definirá as resistências prescritas para os blocos, resultando sempre num valor mais elevado (seguro) do que se fosse considerada a uniformização.

As cargas utilizadas para modelagem da estrutura foram de 5,2 kN/m² para as lajes em geral (todas maciças com 10 cm de espessura), excluindo-se áreas de serviço e escadas onde foram utilizados 5,7 kN/m² e 6,2 kN/m² respectivamente (cargas permanentes + acidentais). Para as paredes de alvenaria foi utilizado bloco de concreto com 14 cm de espessura e peso específico de 14 kN/m³, totalizando 6,55 kN/m em parede acabada (parede em osso + revestimento argamassado + cinta de concreto armado 14x20 cm²).

A tabela abaixo contempla os valores dos carregamentos encontrados para cada parede integrante do projeto.

Tabela 4 – Carregamentos individuais das paredes.

Paredes	Comprimento real das paredes (m)	Reação das lajes (kN)	Demais Reações (kN)	Comprimento equivalente das paredes (m)	Peso próprio das paredes (kN/m)	Carga distribuída nas paredes (kN/m)	Total distribuído (kN/m)	Total concentrado (kN)
P1	4,62	17,57		5,42	6,55	7,68	11,49	53,07
P2	1,38	9,24		2,18	6,55	10,36	17,08	23,49
P3	1,67	14,40		2,47	6,55	9,69	18,31	30,57
P4	3,07	42,21		3,50	6,55	7,47	21,22	65,14
P5	2,90	11,98	2,60	3,27	6,55	7,39	12,41	36,00
P6	3,00	34,51		3,45	6,55	7,53	19,04	57,11
P7	1,18	15,17	10,10	1,98	6,55	11,01	32,52	38,21
P8	3,55	27,70	30,47	3,55	6,55	6,55	22,94	81,42
P9	0,52	4,46	3,87	0,95	6,55	11,97	27,99	14,55
P10	0,62	4,60	3,87	1,00	6,55	10,56	24,23	15,02
P11	2,85	27,05	11,42	2,85	6,55	6,55	20,05	57,14
P12	0,87	3,73	14,75	1,18	6,55	8,88	30,13	26,21
P13	5,72	50,29	40,20	5,72	6,55	6,55	22,37	127,96
P14	7,60	63,86	78,44	8,00	6,55	6,89	25,62	194,70
P15	0,34	12,39		1,20	6,55	23,12	59,56	20,25
P16	2,74	10,65		3,11	6,55	7,43	11,32	31,02
P17	0,73	3,25	19,68	1,03	6,55	9,24	40,65	29,68
P18	1,28	8,38		2,08	6,55	10,66	17,23	21,97
P19	3,12	34,46		3,55	6,55	7,45	18,50	57,71
P20	2,75	25,41	13,61	2,75	6,55	6,55	20,74	57,03
P21	0,47	3,59	4,38	0,85	6,55	11,85	28,80	13,54
P22	3,12	40,19		3,55	6,55	7,45	20,36	63,41
P23	0,17	1,91	4,38	0,60	6,55	23,12	60,12	10,22
P24	4,62	17,27		5,42	6,55	7,68	11,42	52,77

P25	3,35	29,21	37,64	3,35	6,55	6,55	26,51	88,79
P26	1,88	14,44		2,58	6,55	8,99	16,67	31,34
P27	0,87	6,53	12,75	1,57	6,55	11,82	33,98	29,56
P28	1,82	17,97	9,23	1,82	6,55	6,55	21,50	39,12
P29	2,35	22,47	2,97	2,35	6,55	6,55	17,38	40,83
P30	7,22	90,60	42,49	7,70	6,55	6,99	25,42	183,53
P31	3,28	37,85	2,97	3,80	6,55	7,59	20,03	65,71
P32	7,22	79,96	54,69	7,70	6,55	6,99	25,64	185,09
P33	0,48	2,51	12,75	1,18	6,55	16,20	48,33	22,96
P34	2,03	1,84	12,75	2,73	6,55	8,81	16,02	32,44

A tabela a seguir resume os carregamentos encontrados para cada parede isolada na base da fundação, já acrescidas as sobrecargas dos reservatórios e elevador.

Tabela 5 – Carregamentos acumulados das paredes.

Paredes	Carga distribuída (kN/m)	Tensão na base (MPa)	Resistência do bloco (MPa)	Resistência da Parede (MPa)
P1	91,89	0,66	5,36	6,00
P2	136,65	0,98	7,97	8,00
P3	146,46	1,05	8,54	9,00
P4	169,73	1,21	9,90	10,00
P5	99,31	0,71	5,79	6,00
P6	152,29	1,09	8,88	9,00
P7	260,14	1,86	15,17	16,00
P8	183,49	1,31	10,70	11,00
P9	223,88	1,60	13,05	14,00
P10	193,81	1,38	11,30	12,00
P11	160,39	1,15	9,35	10,00
P12	241,00	1,72	14,05	15,00
P13	178,96	1,28	10,43	11,00
P14	204,95	1,46	11,95	12,00
P15	476,47	3,40	27,78	28,00
P16	90,57	0,65	5,28	6,00
P17	325,22	2,32	18,96	19,00
P18	137,86	0,98	8,04	9,00
P19	147,98	1,06	8,63	9,00
P20	165,91	1,19	9,67	10,00
P21	230,43	1,65	13,44	14,00
P22	162,85	1,16	9,50	10,00
P23	480,94	3,44	28,04	29,00
P24	91,38	0,65	5,33	6,00
P25	212,04	1,51	12,36	13,00
P26	133,36	0,95	7,78	8,00
P27	271,85	1,94	15,85	16,00
P28	171,96	1,23	10,03	11,00
P29	139,00	0,99	8,11	9,00
P30	203,35	1,45	11,86	12,00
P31	160,27	1,14	9,35	10,00
P32	205,08	1,46	11,96	12,00
P33	386,63	2,76	22,54	23,00
P34	128,15	0,92	7,47	8,00

4.4 GRUPOS DE PAREDES ISOLADAS

Os grupos foram formados com as paredes citadas no modelo anterior (paredes isoladas), formando um total de 12 grupos com carregamentos diferentes. Os grupos foram separados de acordo com as aberturas existentes, como mostra a figura a seguir.

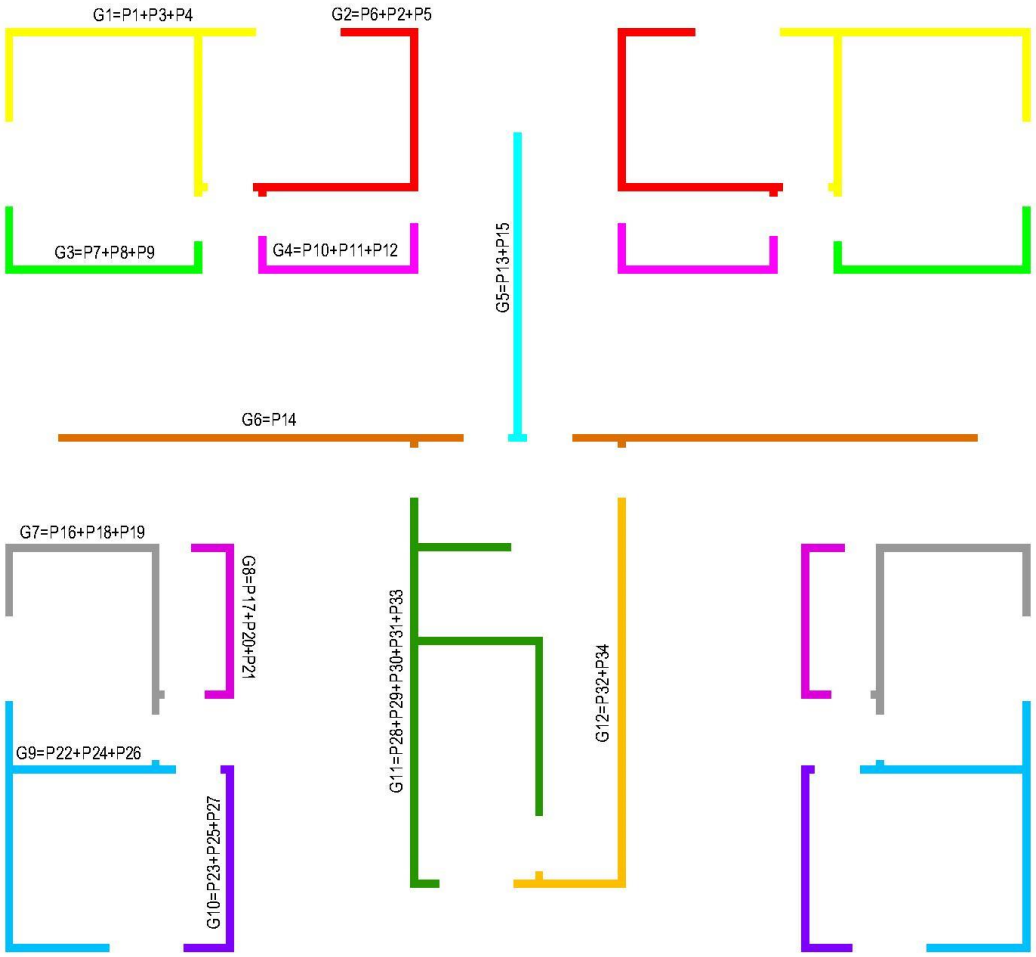


Figura 29 – Grupos do projeto piloto.

As reações das lajes seguem no mesmo padrão das paredes isoladas, sendo as cargas utilizadas para modelagem da estrutura de 5,2 kN/m² para as lajes em geral e para as áreas de serviço e escadas foram utilizados 5,7 kN/m² e 6,2 kN/m² respectivamente (cargas permanentes + acidentais).

A figura abaixo mostra como ficaram as delimitações das lajes para cada grupo de paredes.

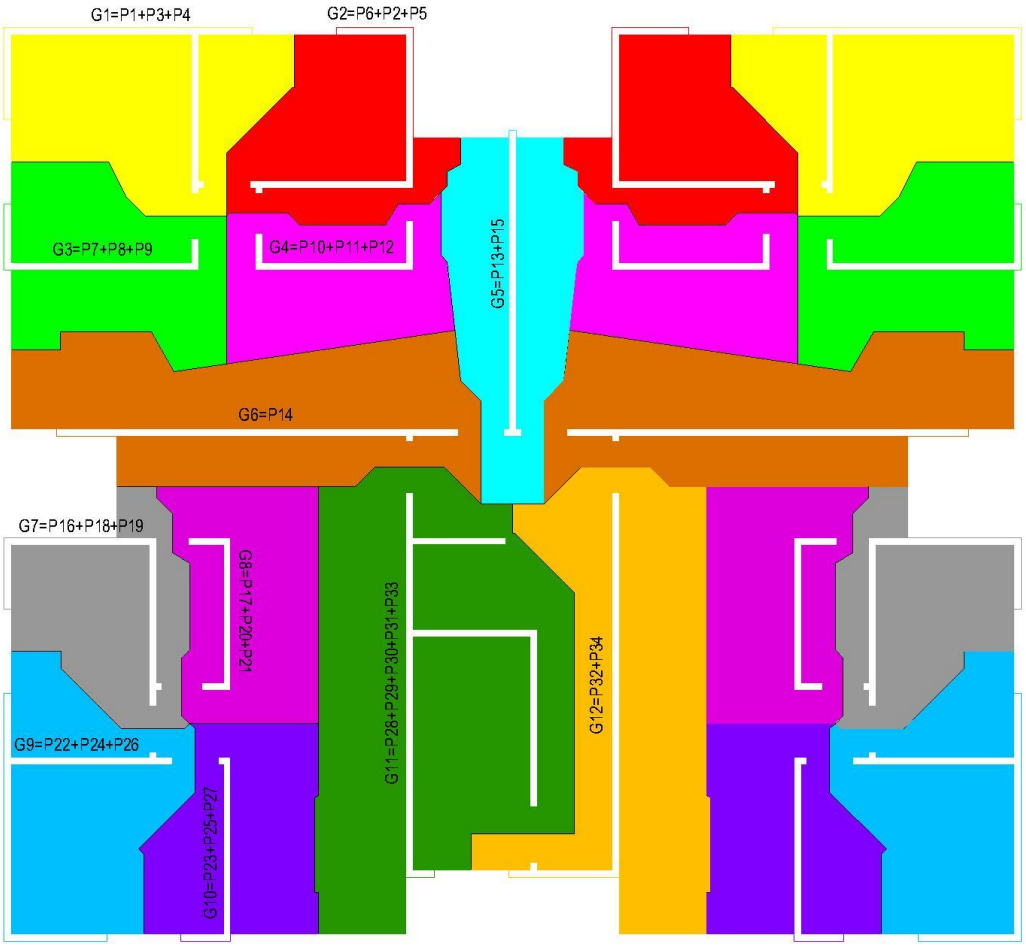


Figura 30 – Reação das lajes para cada grupo de paredes.

As tabelas seguintes resumem os carregamentos encontrados para cada grupo na base da fundação, já acrescidas as sobrecargas do reservatório, elevador e casa de máquinas.

Tabela 6 – Carregamentos acumulados dos grupos sem interação.

Grupos	Pavimento	Carregamentos Lajes					Paredes	Cargas no Pavimento		Cargas Acumuladas		
		g		q				g	q	g	q	g+q
		kN/m²	kN/m	kN/m²	r (%)	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
G1	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

	Tipo 8	4,3	6,04	0,50	0%	0,70	7,94	13,98	0,70	13,98	0,70	14,68
	Tipo 7	3,7	5,19	1,50	0%	2,11	7,94	13,13	2,11	27,11	2,81	29,92
	Tipo 6	3,7	5,19	1,50	0%	2,11	7,94	13,13	2,11	40,24	4,91	45,16
	Tipo 5	3,7	5,19	1,50	20%	1,68	7,94	13,13	1,68	53,38	6,60	59,97
	Tipo 4	3,7	5,19	1,50	40%	1,26	7,94	13,13	1,26	66,51	7,86	74,37
	Tipo 3	3,7	5,19	1,50	60%	0,84	7,94	13,13	0,84	79,64	8,70	88,35
	Tipo 2	3,7	5,19	1,50	60%	0,84	7,94	13,13	0,84	92,78	9,54	102,32
	Tipo 1	3,7	5,19	1,50	60%	0,84	7,94	13,13	0,84	105,91	10,39	116,30
G2	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	5,91	0,50	0,00	0,69	7,95	13,86	0,69	13,86	0,69	14,55
	Tipo 7	3,70	5,09	1,55	0,00	2,13	7,95	13,04	2,13	26,90	2,82	29,72
	Tipo 6	3,70	5,09	1,55	0,00	2,13	7,95	13,04	2,13	39,94	4,95	44,89
	Tipo 5	3,70	5,09	1,55	0,20	1,70	7,95	13,04	1,70	52,98	6,65	59,64
	Tipo 4	3,70	5,09	1,55	0,40	1,28	7,95	13,04	1,28	66,02	7,93	73,96
	Tipo 3	3,70	5,09	1,55	0,60	0,85	7,95	13,04	0,85	79,06	8,79	87,85
	Tipo 2	3,70	5,09	1,55	0,60	0,85	7,95	13,04	0,85	92,10	9,64	101,74
	Tipo 1	3,70	5,09	1,55	0,60	0,85	7,95	13,04	0,85	105,14	10,49	115,63
G3	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	9,61	0,50	0,00	1,12	8,08	17,69	1,12	17,69	1,12	18,81
	Tipo 7	3,70	8,27	1,50	0,00	3,35	8,08	16,35	3,35	34,04	4,47	38,51
	Tipo 6	3,70	8,27	1,50	0,00	3,35	8,08	16,35	3,35	50,39	7,82	58,21
	Tipo 5	3,70	8,27	1,50	0,20	2,68	8,08	16,35	2,68	66,75	10,50	77,25
	Tipo 4	3,70	8,27	1,50	0,40	2,01	8,08	16,35	2,01	83,10	12,51	95,61
	Tipo 3	3,70	8,27	1,50	0,60	1,34	8,08	16,35	1,34	99,45	13,85	113,30
	Tipo 2	3,70	8,27	1,50	0,60	1,34	8,08	16,35	1,34	115,80	15,19	130,99
	Tipo 1	3,70	8,27	1,50	0,60	1,34	8,08	16,35	1,34	132,15	16,53	148,69
G4	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	9,67	0,50	0,00	1,12	7,61	17,28	1,12	17,28	1,12	18,40
	Tipo 7	3,70	8,32	1,52	0,00	3,42	7,61	15,93	3,42	33,20	4,54	37,75
	Tipo 6	3,70	8,32	1,52	0,00	3,42	7,61	15,93	3,42	49,13	7,96	57,09
	Tipo 5	3,70	8,32	1,52	0,20	2,73	7,61	15,93	2,73	65,06	10,70	75,75
	Tipo 4	3,70	8,32	1,52	0,40	2,05	7,61	15,93	2,05	80,99	12,75	93,73
	Tipo 3	3,70	8,32	1,52	0,60	1,37	7,61	15,93	1,37	96,91	14,11	111,03
	Tipo 2	3,70	8,32	1,52	0,60	1,37	7,61	15,93	1,37	112,84	15,48	128,32
	Tipo 1	3,70	8,32	1,52	0,60	1,37	7,61	15,93	1,37	128,77	16,85	145,62
G5	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	9,16	0,50	0,00	1,07	7,48	16,64	1,07	16,64	1,07	17,71
	Tipo 7	3,70	7,88	1,65	0,00	3,52	7,48	15,36	3,52	32,00	4,58	36,58
	Tipo 6	3,70	7,88	1,65	0,00	3,52	7,48	15,36	3,52	47,36	8,10	55,46
	Tipo 5	3,70	7,88	1,65	0,20	2,81	7,48	15,36	2,81	62,73	10,91	73,63
	Tipo 4	3,70	7,88	1,65	0,40	2,11	7,48	15,36	2,11	78,09	13,02	91,10
	Tipo 3	3,70	7,88	1,65	0,60	1,41	7,48	15,36	1,41	93,45	14,42	107,87
	Tipo 2	3,70	7,88	1,65	0,60	1,41	7,48	15,36	1,41	108,81	15,83	124,64

	Tipo 1	3,70	7,88	1,65	0,60	1,41	7,48	15,36	1,41	124,17	17,23	141,41
G6	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	10,81	0,50	0,00	1,26	6,96	17,76	1,26	17,76	1,26	19,02
	Tipo 7	3,70	9,30	1,54	0,00	3,87	6,96	16,25	3,87	34,01	5,13	39,14
	Tipo 6	3,70	9,30	1,54	0,00	3,87	6,96	16,25	3,87	50,27	9,00	59,26
	Tipo 5	3,70	9,30	1,54	0,20	3,10	6,96	16,25	3,10	66,52	12,09	78,61
	Tipo 4	3,70	9,30	1,54	0,40	2,32	6,96	16,25	2,32	82,77	14,41	97,19
	Tipo 3	3,70	9,30	1,54	0,60	1,55	6,96	16,25	1,55	99,02	15,96	114,99
	Tipo 2	3,70	9,30	1,54	0,60	1,55	6,96	16,25	1,55	115,28	17,51	132,79
	Tipo 1	3,70	9,30	1,54	0,60	1,55	6,96	16,25	1,55	131,53	19,06	150,59
G7	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	5,83	0,50	0,00	0,68	7,60	13,43	0,68	13,43	0,68	14,11
	Tipo 7	3,70	5,02	1,55	0,00	2,10	7,60	12,62	2,10	26,05	2,78	28,83
	Tipo 6	3,70	5,02	1,55	0,00	2,10	7,60	12,62	2,10	38,66	4,88	43,55
	Tipo 5	3,70	5,02	1,55	0,20	1,68	7,60	12,62	1,68	51,28	6,57	57,84
	Tipo 4	3,70	5,02	1,55	0,40	1,26	7,60	12,62	1,26	63,89	7,83	71,72
	Tipo 3	3,70	5,02	1,55	0,60	0,84	7,60	12,62	0,84	76,51	8,67	85,18
	Tipo 2	3,70	5,02	1,55	0,60	0,84	7,60	12,62	0,84	89,13	9,51	98,64
	Tipo 1	3,70	5,02	1,55	0,60	0,84	7,60	12,62	0,84	101,74	10,35	112,09
G8	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	12,05	0,50	0,00	1,40	7,69	19,75	1,40	19,75	1,40	21,15
	Tipo 7	3,70	10,37	1,53	0,00	4,29	7,69	18,06	4,29	37,81	5,69	43,50
	Tipo 6	3,70	10,37	1,53	0,00	4,29	7,69	18,06	4,29	55,87	9,98	65,85
	Tipo 5	3,70	10,37	1,53	0,20	3,43	7,69	18,06	3,43	73,94	13,41	87,34
	Tipo 4	3,70	10,37	1,53	0,40	2,57	7,69	18,06	2,57	92,00	15,98	107,98
	Tipo 3	3,70	10,37	1,53	0,60	1,72	7,69	18,06	1,72	110,06	17,70	127,76
	Tipo 2	3,70	10,37	1,53	0,60	1,72	7,69	18,06	1,72	128,13	19,41	147,54
	Tipo 1	3,70	10,37	1,53	0,60	1,72	7,69	18,06	1,72	146,19	21,13	167,32
G9	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	5,71	0,50	0,00	0,66	8,14	13,85	0,66	13,85	0,66	14,51
	Tipo 7	3,70	4,91	1,50	0,00	1,99	8,14	13,05	1,99	26,91	2,65	29,56
	Tipo 6	3,70	4,91	1,50	0,00	1,99	8,14	13,05	1,99	39,96	4,65	44,61
	Tipo 5	3,70	4,91	1,50	0,20	1,59	8,14	13,05	1,59	53,01	6,24	59,25
	Tipo 4	3,70	4,91	1,50	0,40	1,19	8,14	13,05	1,19	66,07	7,43	73,50
	Tipo 3	3,70	4,91	1,50	0,60	0,80	8,14	13,05	0,80	79,12	8,23	87,35
	Tipo 2	3,70	4,91	1,50	0,60	0,80	8,14	13,05	0,80	92,18	9,02	101,20
	Tipo 1	3,70	4,91	1,50	0,60	0,80	8,14	13,05	0,80	105,23	9,82	115,05
G10	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	10,59	0,50	0,00	1,23	8,24	18,82	1,23	18,82	1,23	20,06

	Tipo 7	3,70	9,11	1,50	0,00	3,69	8,24	17,35	3,69	36,17	4,92	41,10
	Tipo 6	3,70	9,11	1,50	0,00	3,69	8,24	17,35	3,69	53,52	8,62	62,14
	Tipo 5	3,70	9,11	1,50	0,20	2,95	8,24	17,35	2,95	70,87	11,57	82,44
	Tipo 4	3,70	9,11	1,50	0,40	2,22	8,24	17,35	2,22	88,21	13,79	102,00
	Tipo 3	3,70	9,11	1,50	0,60	1,48	8,24	17,35	1,48	105,56	15,27	120,83
	Tipo 2	3,70	9,11	1,50	0,60	1,48	8,24	17,35	1,48	122,91	16,74	139,65
	Tipo 1	3,70	9,11	1,50	0,60	1,48	8,24	17,35	1,48	140,25	18,22	158,47
G11	Cobertura Reservatório	3,70	1,51	0,50	0,00	0,20	0,00	1,51	0,20	1,51	0,20	1,71
	Reservatório + Elevador	4,80	3,00	10,00	0,00	6,24	10,29	13,29	6,24	14,79	6,45	21,24
	Tipo 8	4,30	9,28	0,50	0,00	1,08	7,28	16,57	1,08	31,36	7,53	38,89
	Tipo 7	3,70	7,99	1,78	0,00	3,84	7,28	15,27	3,84	46,64	11,37	58,01
	Tipo 6	3,70	7,99	1,78	0,00	3,84	7,28	15,27	3,84	61,91	15,21	77,12
	Tipo 5	3,70	7,99	1,78	0,20	3,07	7,28	15,27	3,07	77,18	18,29	95,47
	Tipo 4	3,70	7,99	1,78	0,40	2,31	7,28	15,27	2,31	92,46	20,59	113,05
	Tipo 3	3,70	7,99	1,78	0,60	1,54	7,28	15,27	1,54	107,73	22,13	129,86
	Tipo 2	3,70	7,99	1,78	0,60	1,54	7,28	15,27	1,54	123,00	23,67	146,67
	Tipo 1	3,70	7,99	1,78	0,60	1,54	7,28	15,27	1,54	138,28	25,21	163,48
G12	Cobertura Reservatório	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Reservatório + Elevador	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Tipo 8	4,30	10,27	0,50	0,00	1,19	7,25	17,52	1,19	17,52	1,19	18,71
	Tipo 7	3,70	8,84	1,54	0,00	3,68	7,25	16,09	3,68	33,61	4,87	38,48
	Tipo 6	3,70	8,84	1,54	0,00	3,68	7,25	16,09	3,68	49,69	8,55	58,24
	Tipo 5	3,70	8,84	1,54	0,20	2,94	7,25	16,09	2,94	65,78	11,49	77,27
	Tipo 4	3,70	8,84	1,54	0,40	2,21	7,25	16,09	2,21	81,87	13,70	95,57
	Tipo 3	3,70	8,84	1,54	0,60	1,47	7,25	16,09	1,47	97,95	15,17	113,12
	Tipo 2	3,70	8,84	1,54	0,60	1,47	7,25	16,09	1,47	114,04	16,64	130,68
	Tipo 1	3,70	8,84	1,54	0,60	1,47	7,25	16,09	1,47	130,12	18,12	148,24

Tabela 7 – Tensão e resistência das paredes dos grupos sem interação.

Grupo	Tensão (MPa)	Resistência Bloco (MPa)	Resistência Parede (MPa)
G1	0,83	6,78	7,00
G2	0,83	6,74	7,00
G3	1,06	8,67	9,00
G4	1,04	8,49	9,00
G5	1,01	8,25	9,00
G6	1,08	8,78	9,00
G7	0,80	6,54	7,00
G8	1,20	9,76	10,00
G9	0,82	6,71	7,00
G10	1,13	9,24	10,00
G11	1,17	9,53	10,00
G12	1,06	8,64	9,00

4.4 GRUPOS DE PAREDES COM INTERAÇÃO

Esse procedimento é considerado como uma extensão do interior, sendo que a diferença entre os dois é que no procedimento anterior só era considerada a interação nos cantos e bordas, e agora é considerada também a interação sobre as aberturas. Como é conveniente que se defina uma taxa de interação entre as paredes, para esse projeto piloto foram definidas as taxas de 50% e 100%.

As tabelas abaixo demonstram os valores encontrados na base da fundação para uma interação com taxas de 50% e 100% respectivamente, já acrescidas as sobrecargas do reservatório, elevador e casa de máquinas.

Tabela 8 – Carregamentos acumulados dos grupos com interação de 50%.

Pav.	C. Média	Grupo	Carga (kN/m)	Var. Carga	C. Unif. (kN/m)	Tensão (Kn/m²)	Tensão (Mpa)	Bloco (Mpa)	Parede (Mpa)
8	19,22	G1	14,68	-2,27	16,95	121,05	0,121	0,99	1
		G2	14,55	-2,33	16,88	120,60	0,121	0,98	1
		G3	18,81	-0,20	19,01	135,80	0,136	1,11	2
		G4	18,40	-0,41	18,81	134,35	0,134	1,10	2
		G5	17,71	-0,76	18,46	131,86	0,132	1,08	2
		G6	19,02	-0,10	19,12	136,55	0,137	1,11	2
		G7	14,11	-2,55	16,66	119,02	0,119	0,97	1
		G8	21,15	0,97	20,18	144,15	0,144	1,18	2
		G9	14,51	-2,35	16,87	120,47	0,120	0,98	1
		G10	20,06	0,42	19,64	140,26	0,140	1,14	2
		G11	38,89	9,84	29,05	207,53	0,208	1,69	2
		G12	18,71	-0,25	18,96	135,46	0,135	1,11	2
7	37,59	G1	29,92	-3,84	33,75	241,10	0,241	1,97	2
		G2	29,72	-3,93	33,66	240,41	0,240	1,96	2
		G3	38,51	0,46	38,05	271,80	0,272	2,22	3
		G4	37,75	0,08	37,67	269,06	0,269	2,20	3
		G5	36,58	-0,50	37,09	264,90	0,265	2,16	3
		G6	39,14	0,77	38,37	274,04	0,274	2,24	3
		G7	28,83	-4,38	33,21	237,21	0,237	1,94	2
		G8	43,50	2,95	40,54	289,60	0,290	2,36	3
		G9	29,56	-4,02	33,58	239,82	0,240	1,96	2
		G10	41,10	1,75	39,34	281,02	0,281	2,29	3
		G11	58,01	10,21	47,80	341,42	0,341	2,79	3
		G12	38,48	0,44	38,03	271,68	0,272	2,22	3
6	55,97	G1	45,16	-5,41	50,56	361,14	0,361	2,95	3
		G2	44,89	-5,54	50,43	360,21	0,360	2,94	3
		G3	58,21	1,12	57,09	407,79	0,408	3,33	4
		G4	57,09	0,56	56,53	403,78	0,404	3,30	4
		G5	55,46	-0,25	55,71	397,94	0,398	3,25	4
		G6	59,26	1,65	57,61	411,53	0,412	3,36	4
		G7	43,55	-6,21	49,76	355,40	0,355	2,90	3
		G8	65,85	4,94	60,91	435,05	0,435	3,55	4
		G9	44,61	-5,68	50,29	359,18	0,359	2,93	3
		G10	62,14	3,09	59,05	421,79	0,422	3,44	4

		G11	77,12	10,58	66,54	475,32	0,475	3,88	4
		G12	58,24	1,14	57,10	407,89	0,408	3,33	4
5	73,71	G1	59,97	-6,87	66,84	477,43	0,477	3,90	4
		G2	59,64	-7,03	66,67	476,23	0,476	3,89	4
		G3	77,25	1,77	75,48	539,12	0,539	4,40	5
		G4	75,75	1,02	74,73	533,79	0,534	4,36	5
		G5	73,63	-0,04	73,67	526,21	0,526	4,30	5
		G6	78,61	2,45	76,16	543,99	0,544	4,44	5
		G7	57,84	-7,93	65,78	469,83	0,470	3,84	4
		G8	87,34	6,82	80,52	575,18	0,575	4,70	5
		G9	59,25	-7,23	66,48	474,85	0,475	3,88	4
		G10	82,44	4,37	78,07	557,66	0,558	4,55	5
		G11	95,47	10,88	84,59	604,21	0,604	4,93	5
		G12	77,27	1,78	75,49	539,21	0,539	4,40	5
4	90,82	G1	74,37	-8,22	82,59	589,95	0,590	4,82	5
		G2	73,96	-8,43	82,39	588,47	0,588	4,80	5
		G3	95,61	2,40	93,21	665,80	0,666	5,44	6
		G4	93,73	1,46	92,27	659,10	0,659	5,38	6
		G5	91,10	0,14	90,96	649,71	0,650	5,30	6
		G6	97,19	3,19	94,00	671,43	0,671	5,48	6
		G7	71,72	-9,55	81,27	580,49	0,580	4,74	5
		G8	107,98	8,58	99,40	709,98	0,710	5,80	6
		G9	73,50	-8,66	82,16	586,85	0,587	4,79	5
		G10	102,00	5,59	96,41	688,63	0,689	5,62	6
		G11	113,05	11,12	101,93	728,10	0,728	5,94	6
		G12	95,57	2,38	93,19	665,65	0,666	5,43	6
3	107,29	G1	88,35	-9,47	97,82	698,70	0,699	5,70	6
		G2	87,85	-9,72	97,57	696,93	0,697	5,69	6
		G3	113,30	3,01	110,30	787,83	0,788	6,43	7
		G4	111,03	1,87	109,16	779,70	0,780	6,36	7
		G5	107,87	0,29	107,58	768,44	0,768	6,27	7
		G6	114,99	3,85	111,14	793,85	0,794	6,48	7
		G7	85,18	-11,06	96,23	687,39	0,687	5,61	6
		G8	127,76	10,23	117,52	839,46	0,839	6,85	7
		G9	87,35	-9,97	97,32	695,15	0,695	5,67	6
		G10	120,83	6,77	114,06	814,70	0,815	6,65	7
		G11	129,86	11,29	118,58	846,98	0,847	6,91	7
		G12	113,12	2,92	110,21	787,19	0,787	6,43	7
2	123,77	G1	102,32	-10,72	113,04	807,45	0,807	6,59	7
		G2	101,74	-11,01	112,75	805,38	0,805	6,57	7
		G3	130,99	3,61	127,38	909,85	0,910	7,43	8
		G4	128,32	2,28	126,04	900,31	0,900	7,35	8
		G5	124,64	0,44	124,20	887,16	0,887	7,24	8
		G6	132,79	4,51	128,28	916,26	0,916	7,48	8
		G7	98,64	-12,56	111,20	794,29	0,794	6,48	7
		G8	147,54	11,89	135,65	968,94	0,969	7,91	8
		G9	101,20	-11,28	112,48	803,46	0,803	6,56	7
		G10	139,65	7,94	131,71	940,77	0,941	7,68	8
		G11	146,67	11,45	135,22	965,86	0,966	7,88	8
		G12	130,68	3,46	127,22	908,74	0,909	7,42	8
1	140,24	G1	116,30	-11,97	128,27	916,21	0,916	7,48	8
		G2	115,63	-12,30	127,94	913,84	0,914	7,46	8
		G3	148,69	4,22	144,46	1031,88	1,032	8,42	9
		G4	145,62	2,69	142,93	1020,91	1,021	8,33	9
		G5	141,41	0,58	140,82	1005,89	1,006	8,21	9
		G6	150,59	5,17	145,41	1038,67	1,039	8,48	9
		G7	112,09	-14,07	126,17	901,20	0,901	7,36	8
		G8	167,32	13,54	153,78	1098,41	1,098	8,97	9

		G9	115,05	-12,59	127,65	911,77	0,912	7,44	8
		G10	158,47	9,12	149,36	1066,84	1,067	8,71	9
		G11	163,48	11,62	151,86	1084,73	1,085	8,85	9
		G12	148,24	4,00	144,24	1030,29	1,030	8,41	9

Tabela 9 – Carregamentos acumulados dos grupos com interação de 100%.

Pav.	C. Média	Grupo	Carga (kN/m)	Var. Carga	C. Unif. (kN/m)	Tensão (Kn/m²)	Tensão (Mpa)	Bloco (Mpa)	Parede (Mpa)
8	19,22	G1	14,68	-4,54	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G2	14,55	-4,66	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G3	18,81	-0,41	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G4	18,40	-0,82	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G5	17,71	-1,51	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G6	19,02	-0,20	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G7	14,11	-5,11	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G8	21,15	1,93	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G9	14,51	-4,70	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G10	20,06	0,84	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G11	38,89	19,68	19,22	137,26	0,137	1,12	2
		G12	18,71	-0,50	19,22	137,26	0,137	1,12	2
7	37,59	G1	29,92	-7,67	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G2	29,72	-7,87	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G3	38,51	0,92	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G4	37,75	0,16	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G5	36,58	-1,01	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G6	39,14	1,55	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G7	28,83	-8,76	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G8	43,50	5,91	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G9	29,56	-8,03	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G10	41,10	3,51	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G11	58,01	20,42	37,59	268,50	0,269	2,19	3
		G12	38,48	0,89	37,59	268,50	0,269	2,19	3
6	55,97	G1	45,16	-10,81	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G2	44,89	-11,07	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G3	58,21	2,25	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G4	57,09	1,13	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G5	55,46	-0,51	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G6	59,26	3,30	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G7	43,55	-12,42	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G8	65,85	9,88	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G9	44,61	-11,36	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G10	62,14	6,17	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G11	77,12	21,16	55,97	399,75	0,400	3,26	4
		G12	58,24	2,28	55,97	399,75	0,400	3,26	4
5	73,71	G1	59,97	-13,73	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G2	59,64	-14,07	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G3	77,25	3,54	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G4	75,75	2,05	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G5	73,63	-0,07	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G6	78,61	4,90	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G7	57,84	-15,86	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G8	87,34	13,64	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G9	59,25	-14,45	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G10	82,44	8,73	73,71	526,48	0,526	4,30	5
		G11	95,47	21,77	73,71	526,48	0,526	4,30	5

		G12	77,27	3,57	73,71	526,48	0,526	4,30	5
4	90,82	G1	74,37	-16,45	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G2	73,96	-16,86	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G3	95,61	4,79	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G4	93,73	2,92	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G5	91,10	0,29	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G6	97,19	6,37	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G7	71,72	-19,09	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G8	107,98	17,16	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G9	73,50	-17,31	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G10	102,00	11,19	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G11	113,05	22,24	90,82	648,68	0,649	5,30	6
		G12	95,57	4,75	90,82	648,68	0,649	5,30	6
3	107,29	G1	88,35	-18,94	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G2	87,85	-19,44	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G3	113,30	6,01	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G4	111,03	3,74	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G5	107,87	0,58	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G6	114,99	7,70	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G7	85,18	-22,11	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G8	127,76	20,47	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G9	87,35	-19,94	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G10	120,83	13,54	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G11	129,86	22,57	107,29	766,36	0,766	6,26	7
		G12	113,12	5,83	107,29	766,36	0,766	6,26	7
2	123,77	G1	102,32	-21,44	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G2	101,74	-22,02	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G3	130,99	7,23	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G4	128,32	4,56	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G5	124,64	0,87	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G6	132,79	9,02	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G7	98,64	-25,13	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G8	147,54	23,77	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G9	101,20	-22,56	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G10	139,65	15,88	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G11	146,67	22,91	123,77	884,04	0,884	7,22	8
		G12	130,68	6,92	123,77	884,04	0,884	7,22	8
1	140,24	G1	116,30	-23,94	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G2	115,63	-24,61	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G3	148,69	8,44	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G4	145,62	5,37	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G5	141,41	1,17	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G6	150,59	10,35	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G7	112,09	-28,15	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G8	167,32	27,07	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G9	115,05	-25,19	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G10	158,47	18,23	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G11	163,48	23,24	140,24	1001,72	1,002	8,18	9
		G12	148,24	8,00	140,24	1001,72	1,002	8,18	9

4.5 SOFTWARE CYPECAD 2012.i

Com a utilização do software para realização de cálculos estruturais Cypecad 2012.i foi elaborado o cálculo do modelo estrutural definido, não sendo levadas em conta as verificações de dimensionamento para as seções das vigas, tendo em vista que o projeto se restringe apenas à análise das tensões e esforços da alvenaria de blocos armados. Os modelos estruturais foram lançados no programa como alvenaria de blocos, sendo considerado o peso próprio da alvenaria e os esforços provenientes do descarregamento das lajes nas paredes e demais esforços como casa de máquinas, elevador e cobertura. Não serão consideradas para o cálculo as ações horizontais (vento).

O modelo 3D abaixo demonstra como ficou disposta a estrutura.

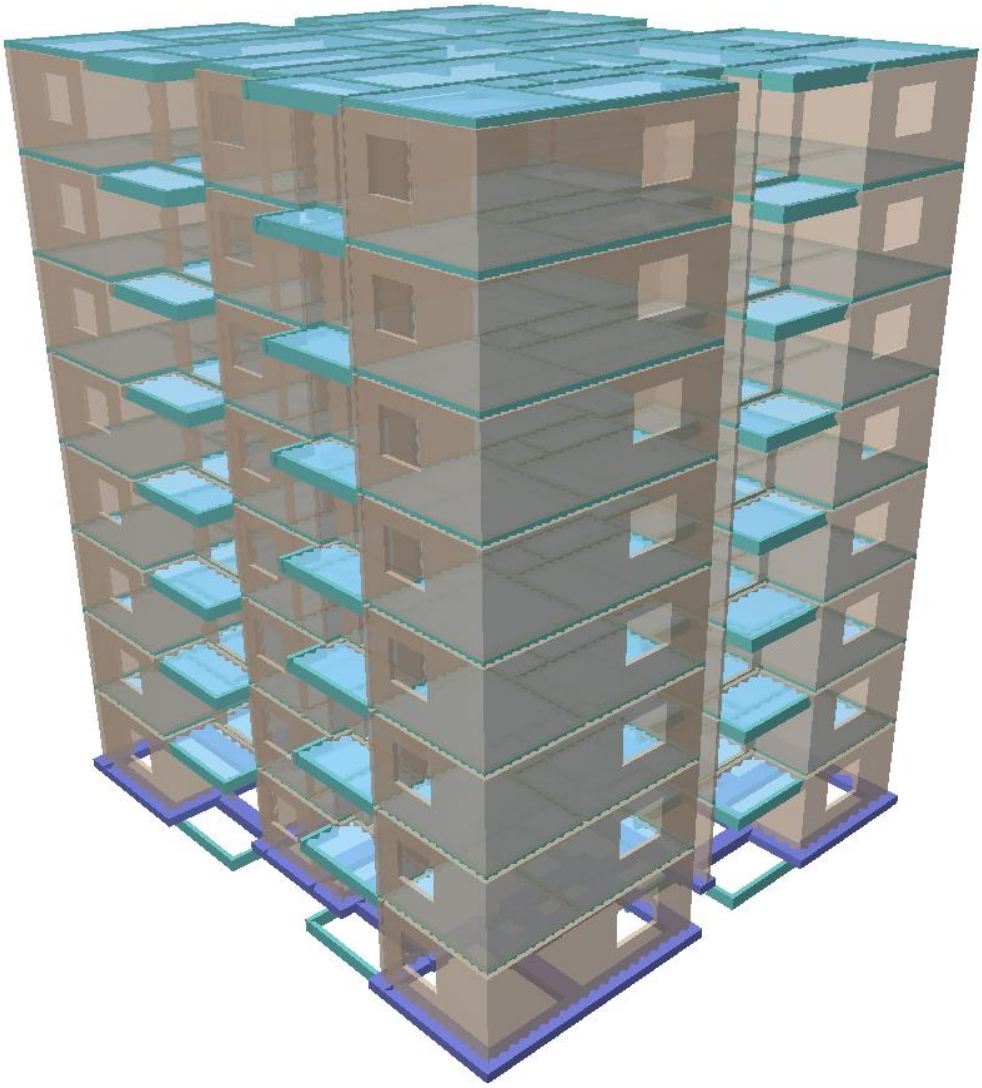


Figura 31 – Visualização 3D da estutura lançada no Cypecad 2012.i.

Para as vigas de concreto armado foi considerado um Fck de 20 MPa. Para a alvenaria foram consideradas as características físicas dos blocos de concreto, sendo utilizado assim um peso específico de 14KN/m³, resistência à compressão de 10 MPa e módulo de elasticidade transversal de 1,3 GPa. Para a rigidez ao esforço cortante foi utilizada a opção predefinida pelo software para a realização do cálculo, sendo considerado o valor de 0,70 Kgf/cm². Mesmo não considerando ações horizontais para os estudos de casos propostos pelo trabalho, é conveniente deixarmos ativada esta opção, pois o programa irá considerar automaticamente a rigidez ao esforço cortante no caso do lançamento das alvenarias com aberturas, que efetivamente representa as situações de configuração utilizadas para estudo de caso.

Abaixo seguem em anexo imagens extraídas do software onde podemos analisar a parede do primeiro pavimento, ou seja, a parede de alvenaria onde se descarregarão todas as tensões provenientes do peso próprio dos pavimentos superiores e demais esforços verticais. As paredes seguem com uma tabela indicando valores mínimos e máximos das tensões na unidade de Kgf/cm² e suas respectivas cores representando os pontos mais exigidos.

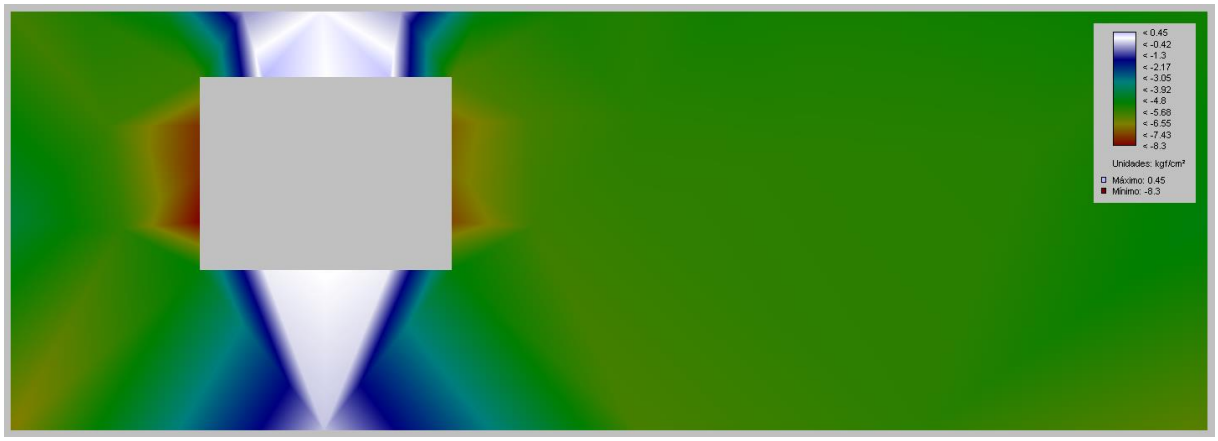


Figura 32 – Tensões nas paredes P1+P2.

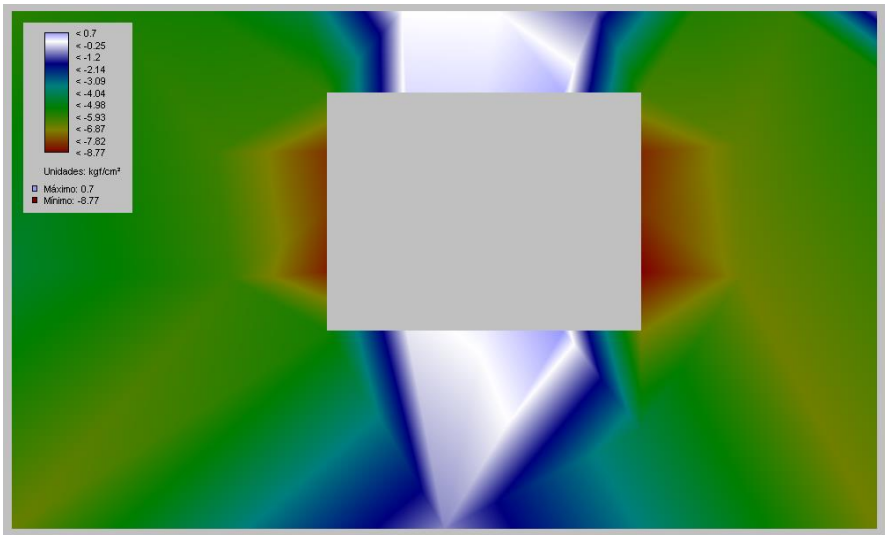


Figura 33 – Tensões nas paredes P3+P7.

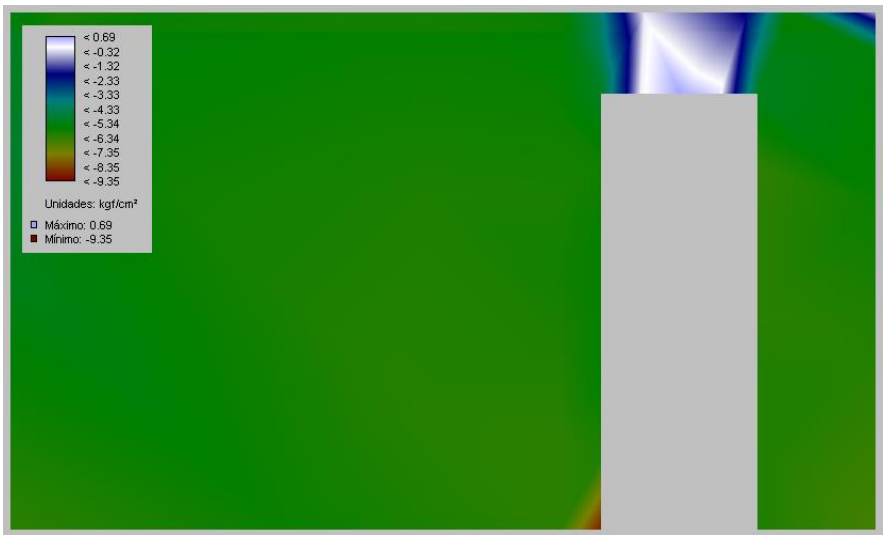


Figura 34 – Tensões nas paredes P4+P9.

Figura 35 – Tensões nas paredes P5+P12.

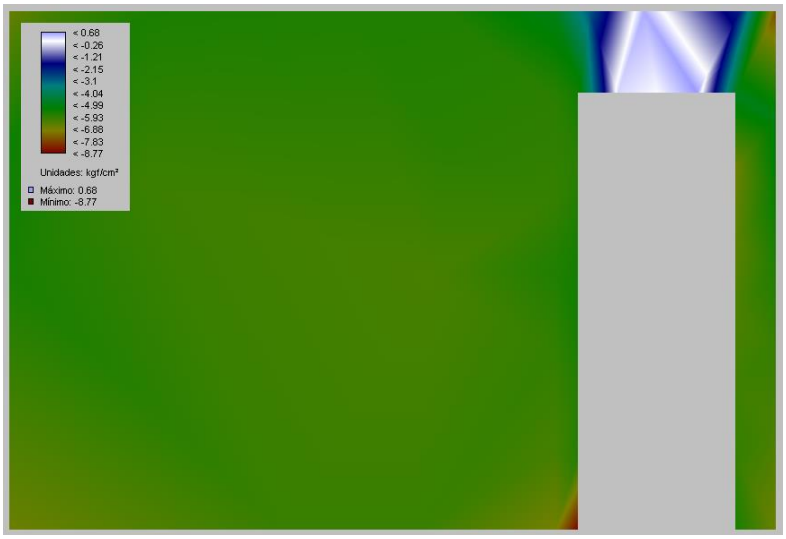


Figura 36 – Tensões nas paredes P6.

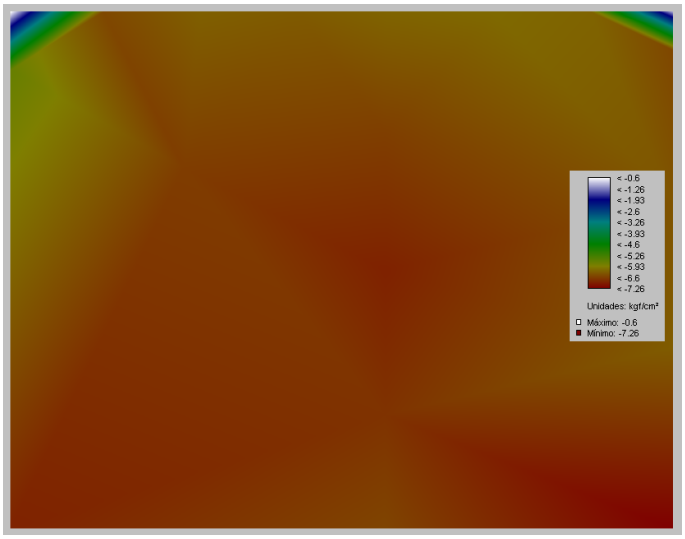


Figura 37 – Tensões nas paredes P8.

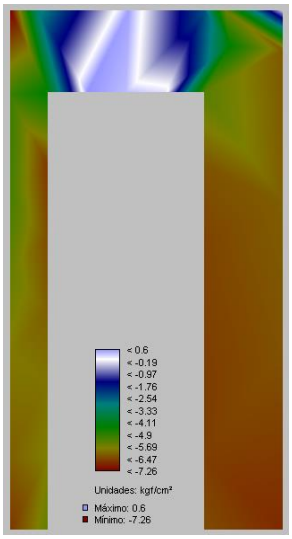


Figura 38 – Tensões nas paredes P10.

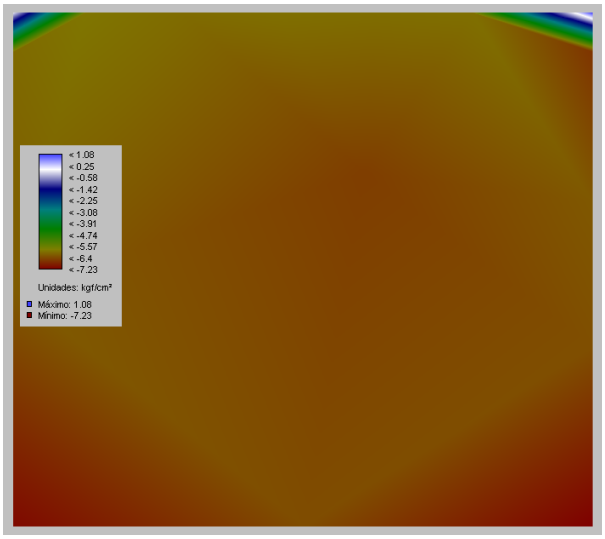


Figura 39 – Tensões nas paredes P11.

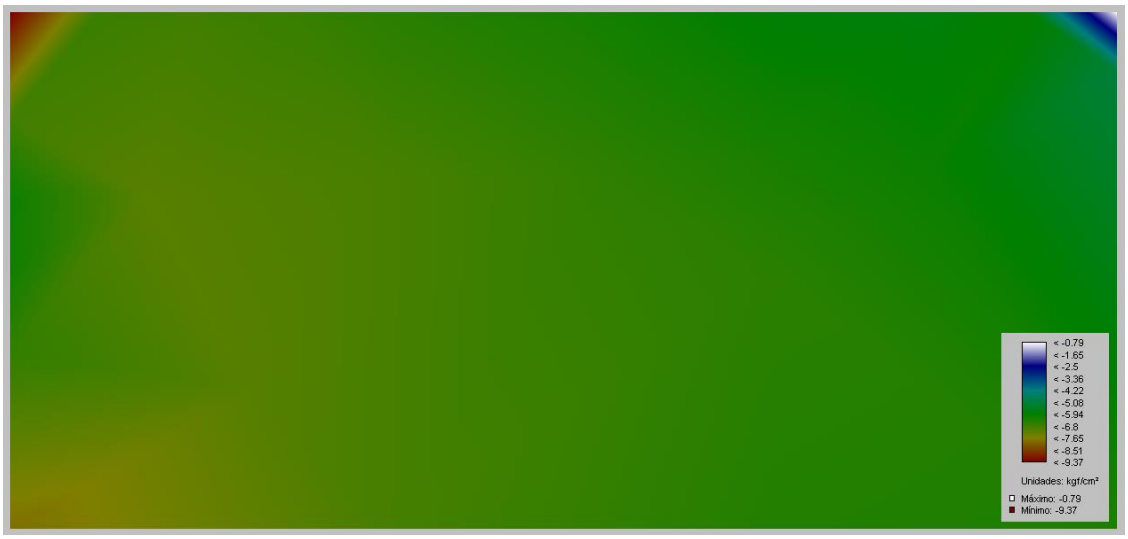


Figura 40 – Tensões nas paredes P13.

Figura 41 – Tensões nas paredes P14+P15.

Figura 42 – Tensões nas paredes P16+P17.

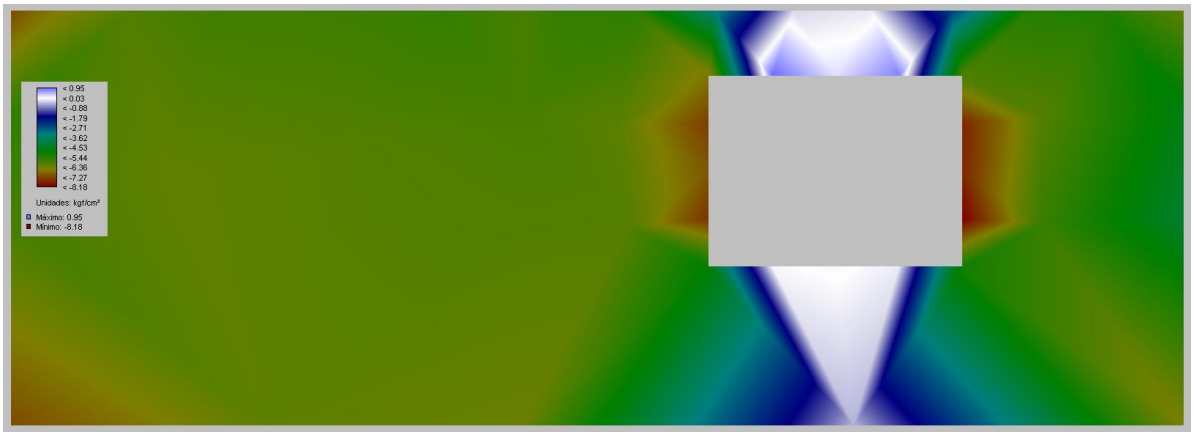


Figura 43 – Tensões nas paredes P18+P24.

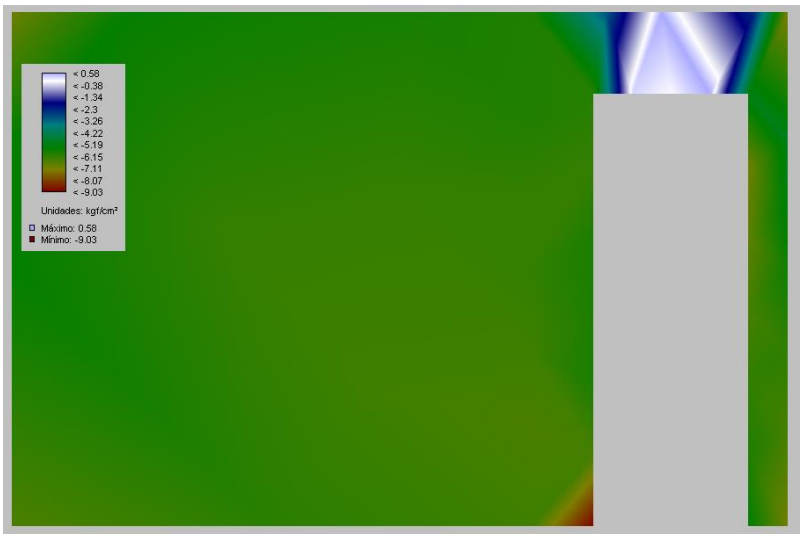


Figura 44 – Tensões nas paredes P19.

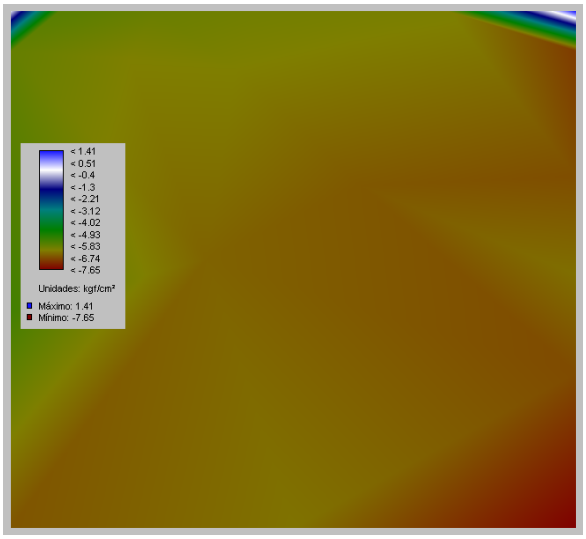


Figura 45 – Tensões nas paredes P20.

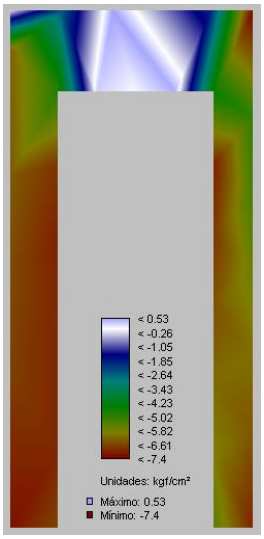


Figura 46 – Tensões nas paredes P21.

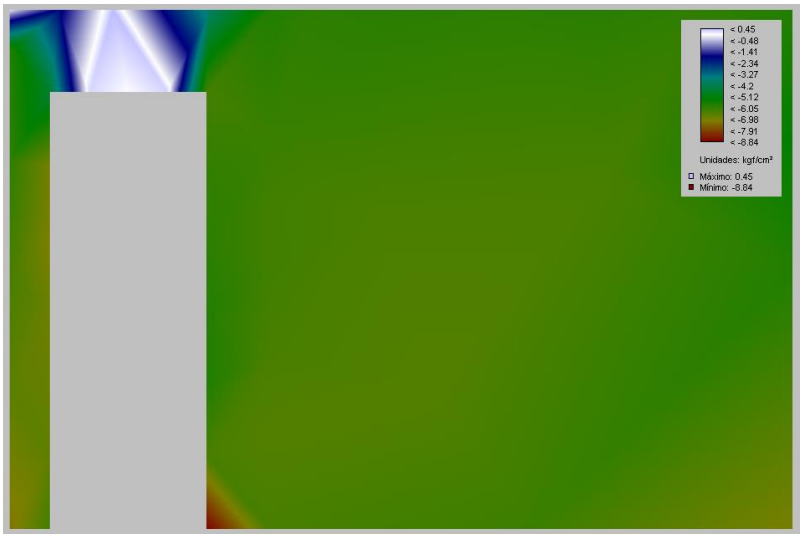


Figura 47 – Tensões nas paredes P22+P23.

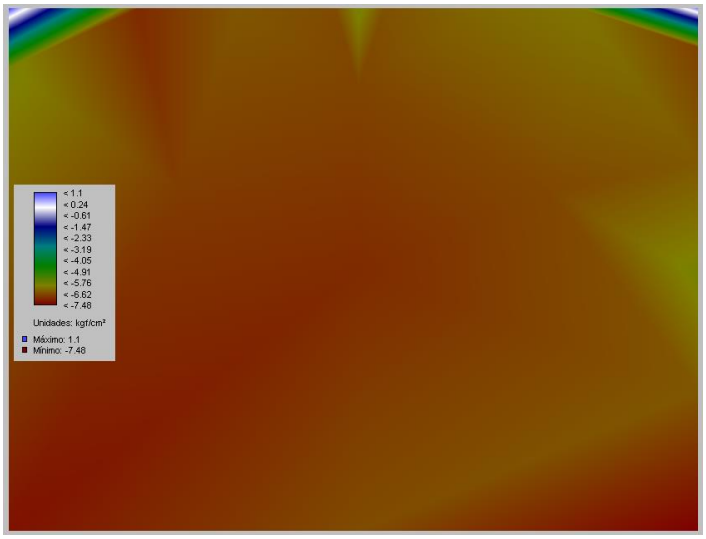


Figura 48 – Tensões nas paredes P25.

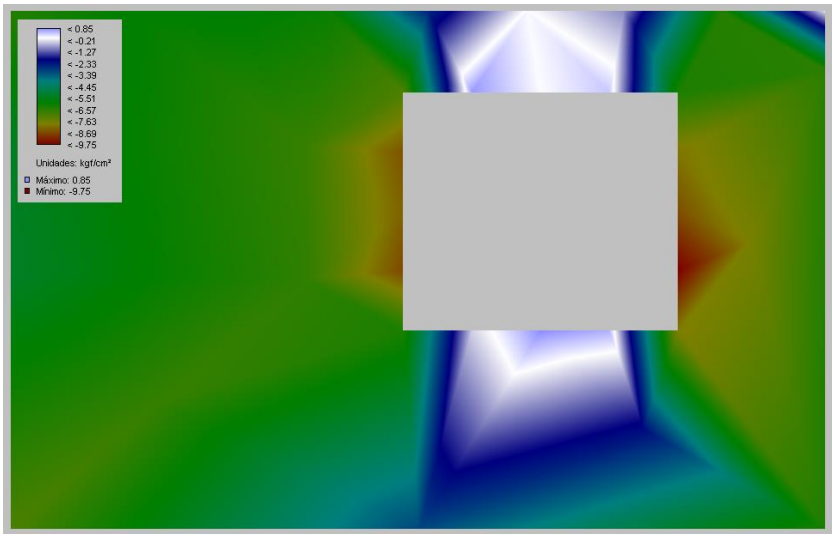


Figura 49 – Tensões nas paredes P26+P27.

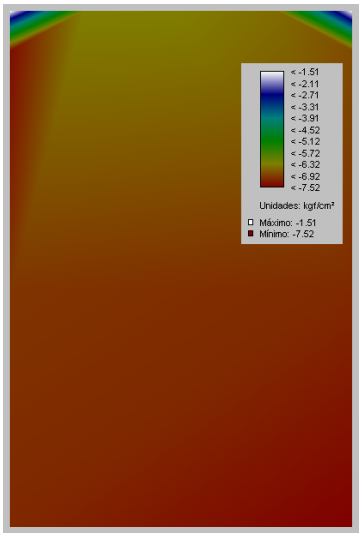


Figura 50 – Tensões nas paredes P28.

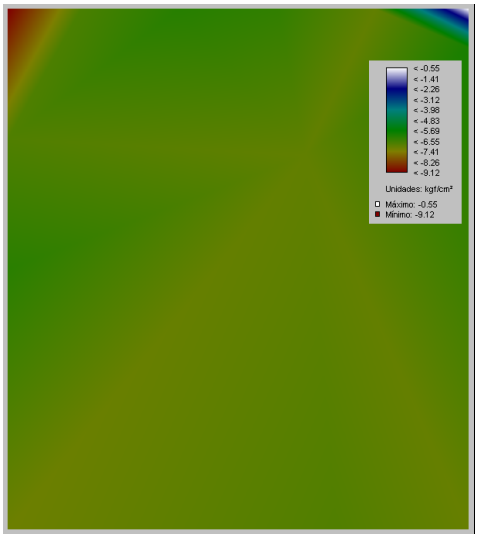


Figura 51 – Tensões nas paredes P29.

Figura 52 – Tensões nas paredes P30.

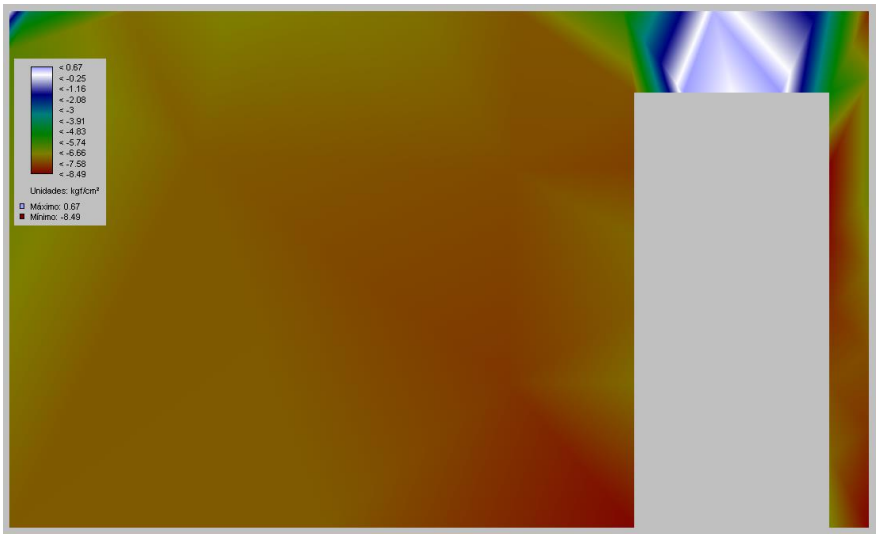


Figura 53 – Tensões nas paredes P31.

Figura 54 – Tensões nas paredes P32.

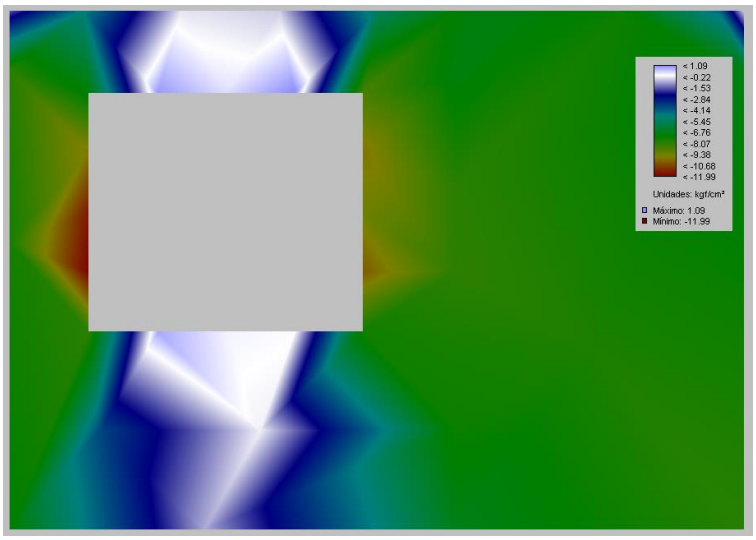


Figura 55 – Tensões nas paredes P33+P34.

Tendo em vista que a alvenaria está sob o elemento de fundação de sapata corrida armada, há uma uniformização do descarregamento dos esforços ao longo da interface parede fundação. Isso ocorre, pois na sapata a rigidez é igualmente considerada em todo prolongamento da parede, diferentemente se fosse utilizada uma estrutura de concreto armado formando um pórtico, aí seria possível notar a ocorrência do efeito arco na estrutura.

Considerando a base do apoio do primeiro pavimento como a região de concentração dos esforços dos demais pavimentos e a interface de contato com a fundação diretamente e tendo em vista que este modelo estrutura não faz interação com nenhum pórtico de concreto armado, foram retirados os valores das tensões resultantes mais críticas na base de cada parede de alvenaria, e chegou-se aos seguintes resultados:

Tabela 10 – Carregamentos acumulados pelo software Cypecad 2012.i.

Paredes	Tensão na base (Kgf/cm²)	Tensão (MPa)	Resistência do Bloco (Mpa)	Resistência da Parede (Mpa)
P1 + P2	6,72	0,672	5,49	6,00
P3+ P7	6,83	0,683	5,58	6,00
P4 + P9	9,35	0,935	7,63	8,00
P5 + P12	7,16	0,716	5,84	6,00
P6	8,77	0,877	7,16	8,00
P8	7,26	0,726	5,93	6,00
P10	6,78	0,678	5,53	6,00
P11	7,23	0,723	5,90	6,00
P13	7,87	0,787	6,42	7,00
P14 + P15	9,84	0,984	8,03	8,00
P16 + P17	7,05	0,705	5,76	6,00
P18 + P24	7,21	0,721	5,89	6,00
P19	9,03	0,903	7,37	8,00
P20	7,65	0,765	6,24	7,00
P21	7,19	0,719	5,87	6,00
P22 + P23	8,84	0,884	7,22	8,00
P25	7,48	0,748	6,11	7,00
P26 + P27	7,83	0,783	6,39	7,00
P28	7,52	0,752	6,14	7,00
P29	7,16	0,716	5,84	6,00
P30	9,15	0,915	7,47	8,00
P31	8,49	0,849	6,93	7,00
P32	8,2	0,82	6,69	7,00
P33 + P34	7,99	0,799	6,52	7,00

4.2 COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS

Como pode ser visto nesse trabalho foram utilizados 5 métodos para o cálculo de alvenaria estrutural para um certo projeto piloto, os quais foram:

- Paredes isoladas.
- Grupos de paredes isoladas.
- Grupos de paredes com interação de 50%.
- Grupos de paredes com interação de 100%.
- Software Cypecad 2012.i

Ao final de todos os procedimentos chegou-se aos resultados abaixo:

Tabela 11 – Resultados finais de todos os métodos.

		PAREDES ISOLADAS			GRUPO DE PAREDES ISOLADAS		
Grupos	Paredes	Tensão na Base (Mpa)	Resistência do bloco (Mpa)	Resistência da Parede (MPa)	Tensão na Base (Mpa)	Resistência do bloco (Mpa)	Resistência da Parede (MPa)
G1	P1	0,66	5,36	6	0,83	6,78	7,00
	P3	1,05	8,54	9			
	P4	1,21	9,90	10			
G2	P6	1,09	8,88	9	0,83	6,74	7,00
	P2	0,98	7,97	8			
	P5	0,71	5,79	6			
G3	P7	1,86	15,17	16	1,06	8,67	9,00
	P8	1,31	10,70	11			
	P9	1,60	13,05	14			
G4	P10	1,38	11,30	12	1,04	8,49	9,00
	P11	1,15	9,35	10			
	P12	1,72	14,05	15			
G5	P13	1,28	10,43	11	1,01	8,25	9,00
	P15	3,40	27,78	28			
G6	P14	1,46	11,95	12	1,08	8,78	9,00
G7	P16	0,65	5,28	6	0,80	6,54	7,00
	P18	0,98	8,04	9			
	P19	1,06	8,63	9			
G8	P17	2,32	18,96	19	1,20	9,76	10,00
	P20	1,19	9,67	10			
	P21	1,65	13,44	14			
G9	P22	1,16	9,50	10	0,82	6,71	7,00
	P24	0,65	5,33	6			
	P26	0,95	7,78	8			
G10	P23	3,44	28,04	29	1,13	9,24	10,00
	P25	1,51	12,36	13			
	P27	1,94	15,85	16			
G11	P28	1,23	10,03	11	1,17	9,53	10,00
	P29	0,99	8,11	9			
	P30	1,45	11,86	12			

	P31	1,14	9,35	10			
	P33	2,76	22,54	23			
G12	P32	1,46	11,96	12	1,06	8,64	9,00
	P34	0,92	7,47	8			

		GRUPO DE P. COM INTERAÇÃO DE 50%			GRUPO DE P. COM INTERAÇÃO DE 100%		
Grupos	Paredes	Tensão na Base (Mpa)	Resistência do bloco (Mpa)	Resistência da Parede (MPa)	Tensão na Base (Mpa)	Resistência do bloco (Mpa)	Resistência da Parede (MPa)
G1	P1	0,92	7,48	8,00	1,00	8,18	9,00
	P3						
	P4						
G2	P6	0,91	7,49	8,00	1,00	8,18	9,00
	P2						
	P5						
G3	P7	1,03	8,42	9,00	1,00	8,18	9,00
	P8						
	P9						
G4	P10	1,02	8,33	9,00	1,00	8,18	9,00
	P11						
	P12						
G5	P13	1,01	8,21	9,00	1,00	8,18	9,00
	P15						
G6	P14	1,04	8,48	9,00	1,00	8,18	9,00
G7	P16	0,90	7,36	8,00	1,00	8,18	9,00
	P18						
	P19						
G8	P17	1,10	8,97	9,00	1,00	8,18	9,00
	P20						
	P21						
G9	P22	0,91	7,44	8,00	1,00	8,18	9,00
	P24						
	P26						
G10	P23	1,07	8,71	9,00	1,00	8,18	9,00
	P25						
	P27						
G11	P28	1,09	8,85	9,00	1,00	8,18	9,00
	P29						
	P30						
	P31						
	P33						
G12	P32	1,03	8,41	9,00	1,00	8,18	9,00
	P34						

		SOFTWARE CYPECAD 2012.i		
Grupos	Paredes	Tensão na Base (Mpa)	Resistência do bloco (Mpa)	Resistência da Parede (MPa)
G1	P1	0,67	5,49	6,00
	P3	0,68	5,58	6,00
	P4	0,94	7,63	8,00
G2	P6	0,88	7,16	8,00
	P2	0,67	5,49	6,00
	P5	0,72	5,84	6,00
G3	P7	0,68	5,58	6,00
	P8	0,73	5,93	6,00
	P9	0,94	7,63	8,00
G4	P10	0,68	5,53	6,00
	P11	0,72	5,90	6,00
	P12	0,72	5,84	6,00
G5	P13	0,79	6,42	7,00
	P15	0,98	8,03	9,00
G6	P14	0,98	8,03	9,00
G7	P16	0,71	5,76	6,00
	P18	0,72	5,89	6,00
	P19	0,90	7,37	8,00
G8	P17	0,71	5,76	6,00
	P20	0,77	6,24	7,00
	P21	0,72	5,87	6,00
G9	P22	0,88	7,22	8,00
	P24	0,72	5,89	6,00
	P26	0,78	6,39	7,00
G10	P23	0,88	7,22	8,00
	P25	0,75	6,11	7,00
	P27	0,78	6,39	7,00
G11	P28	0,75	6,14	7,00
	P29	0,72	5,84	6,00
	P30	0,92	7,47	8,00
	P31	0,85	6,93	7,00
	P33	0,80	6,52	7,00
G12	P32	0,82	6,69	7,00
	P34	0,80	6,52	7,00

Após efetuados os cálculos fica perceptível que o método realizado pelo software Cypecad 2012.i possibilita uma melhor distribuição dos esforços resultantes pela estrutura , visto que obteve-se as menores tensões críticas em sua base. Partindo desse princípio e pegando como base os resultados adquiridos pelo programa realizou-se um comparativo entre as tensões resultantes e, em forma de porcentagem, o aumento dos valores obtidos entre o método do software e os demais métodos.

Ao final ainda consta uma média entre as porcentagens onde foi desconsiderado o sinal e assim pode-se perceber entre todos os procedimentos manuais qual o que mais se aproxima dos valores encontrados mecanicamente.

Tabela 12 – Comparativo entre o método do software entre os métodos manuais (%).

		Paredes Isoladas		**G. Paredes Isoladas**		**G. P. Interação 50%**		**G. P. Interação 100%**	
Grupos	Paredes	Tensão(Mpa)	Resistência (Mpa)	Tensão(Mpa)	Resistência (Mpa)	Tensão(Mpa)	Resistência (Mpa)	Tensão(Mpa)	Resistência (Mpa)
G1	P1	2,33%	2,33%	-23,51%	-23,59%	-36,31%	-36,35%	-49,11%	-49,11%
	P3	-53,17%	-53,17%	-21,52%	-21,60%	-34,11%	-34,16%	-46,71%	-46,71%
	P4	-29,67%	-29,67%	11,23%	11,17%	2,03%	2,00%	-7,17%	-7,17%
G2	P6	-24,03%	-24,03%	5,36%	5,86%	-4,22%	-4,62%	-14,03%	-14,26%
	P2	-45,25%	-45,25%	-23,51%	-22,86%	-36,01%	-36,54%	-48,81%	-49,11%
	P5	0,93%	0,93%	-15,92%	-15,31%	-27,65%	-28,15%	-39,66%	-39,95%
G3	P7	-172,06%	-172,06%	-55,20%	-55,50%	-51,10%	-51,02%	-46,41%	-46,71%
	P8	-80,53%	-80,53%	-46,01%	-46,29%	-42,15%	-42,07%	-37,74%	-38,02%
	P9	-71,03%	-71,03%	-13,37%	-13,59%	-10,37%	-10,32%	-6,95%	-7,17%
G4	P10	-104,18%	-104,18%	-53,39%	-53,40%	-50,59%	-50,51%	-47,49%	-47,79%
	P11	-58,45%	-58,45%	-43,85%	-43,85%	-41,22%	-41,14%	-38,31%	-38,60%
	P12	-140,43%	-140,43%	-45,25%	-45,25%	-42,60%	-42,52%	-39,66%	-39,95%
G5	P13	-62,42%	-62,42%	-28,34%	-28,41%	-27,83%	-27,79%	-27,06%	-27,33%
	P15	-245,87%	-245,87%	-2,64%	-2,71%	-2,24%	-2,21%	-1,63%	-1,83%
G6	P14	-48,77%	-48,77%	-9,76%	-9,30%	-5,59%	-5,57%	-1,63%	-1,83%
G7	P16	8,24%	8,24%	-13,48%	-13,64%	-27,80%	-27,89%	-41,84%	-42,13%
	P18	-36,58%	-36,58%	-10,96%	-11,12%	-24,97%	-25,05%	-38,70%	-38,98%
	P19	-17,05%	-17,05%	11,41%	11,28%	0,22%	0,16%	-10,74%	-10,97%
G8	P17	-229,51%	-229,51%	-70,21%	-69,59%	-55,74%	-55,86%	-41,84%	-42,13%
	P20	-54,91%	-54,91%	-56,86%	-56,29%	-43,53%	-43,64%	-30,72%	-30,99%
	P21	-128,91%	-128,91%	-66,90%	-66,29%	-52,71%	-52,83%	-39,08%	-39,37%
G9	P22	-31,59%	-31,59%	7,24%	7,02%	-3,17%	-3,10%	-13,12%	-13,35%
	P24	9,47%	9,47%	-13,73%	-14,00%	-26,49%	-26,41%	-38,70%	-38,98%
	P26	-21,65%	-21,65%	-4,73%	-4,98%	-16,48%	-16,40%	-27,71%	-27,98%
G10	P23	-288,61%	-288,61%	-27,83%	-28,04%	-20,70%	-20,70%	-13,12%	-13,35%
	P25	-102,48%	-102,48%	-51,07%	-51,32%	-42,65%	-42,64%	-33,69%	-33,96%
	P27	-147,99%	-147,99%	-44,32%	-44,56%	-36,27%	-36,27%	-27,71%	-27,98%
G11	P28	-63,34%	-63,34%	-55,59%	-55,24%	-44,28%	-44,17%	-32,98%	-33,25%
	P29	-38,67%	-38,67%	-63,41%	-63,05%	-51,54%	-51,41%	-39,66%	-39,95%
	P30	-58,74%	-58,74%	-27,87%	-27,59%	-18,58%	-18,48%	-9,29%	-9,51%
	P31	-34,84%	-34,84%	-37,81%	-37,51%	-27,80%	-27,69%	-17,79%	-18,03%
	P33	-245,64%	-245,64%	-46,43%	-46,11%	-35,79%	-35,69%	-25,16%	-25,41%
G12	P32	-78,64%	-78,64%	-29,27%	-29,07%	-25,61%	-25,64%	-21,95%	-22,20%
	P34	-14,57%	-14,57%	-32,67%	-32,47%	-28,91%	-28,94%	-25,16%	-25,41%
Média:		80,90%	80,90%	31,49%	31,41%	29,33%	29,35%	28,86%	29,10%

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Entre os diversos sistemas construtivos alternativos introduzidos no país nas últimas décadas, a alvenaria estrutural é o mais compatível com as condições de nossa cultura construtiva, tanto do ponto de vista de absorção e adequação de mão-de-obra, quanto das possibilidades de racionalização e diminuição de custos, mesmo sem garantia de demanda.

Economia, segurança, qualidade e rapidez de execução, permitem à alvenaria estrutural adequar-se tanto a obras populares como de padrões mais elevados.

O surgimento de grupos de pesquisa e de fabricantes de blocos estruturais, com modernas tecnologias, são suportes importantes para assegurar a permanência e o desenvolvimento deste sistema no Brasil. No entanto, estamos carentes de um maior número de profissionais, com conhecimentos de cálculo, execução e controle de obras em alvenaria estrutural.

No que se refere aos conhecimentos de cálculos foram executados neste trabalho todos os métodos possíveis para a determinação da resistência e tensões de uma estrutura em alvenaria estrutural.

Considerando o método do software como o mais exato de todos, partimos a uma comparação que pudesse oferecer um valor mais próximo possível ao real. Apesar de uma diferença significante de mais ou menos 30% entre os valores encontrados em todas as paredes, as resistências finais mais críticas ficaram apenas com uma diferença de 0,15 MPa no método mais aproximado, demonstrando assim que o cálculo pode ser facilmente realizado manualmente pelo profissional calculista e a diferença econômica será imperceptível, adotando-se a mesma resistência para os blocos na maioria dos casos.

Analisando os resultados encontrados fica descartável o método pelas paredes isoladas, chegando-se à um valor de 29 MPa e mais de três vezes maior que o necessário. Esse resultado já era imaginado, visto que esse método utiliza certas paredes com comprimentos muito pequenos para a distribuição das cargas, oferecendo assim um fator de segurança maior.

Tomando por base os procedimentos e considerando grupos de paredes, percebe-se uma pequena diferença entre eles. Nota-se uma crescente entre o método do grupo de paredes isoladas (o qual não considera nenhuma interação entre os grupos e, portanto, resultando em tensões superiores) para os métodos com interação. Entre os métodos com interação que foram utilizados já se esperava que o procedimento de cálculo no qual a interação entre os grupos fosse maior resultasse em cargas com uma distribuição maior na base e menores tensões, apesar de que, a diferença apresentada entre os dois seja mínima.

Por fim, sobre a análise dos resultados obtidos, indica-se que se a opção de cálculo definida seja por realizá-lo manualmente, o valor será muito próximo ao realizado com o auxílio de um software, podendo assim ser utilizado sem problemas de segurança e com uma variação econômica final resultante na obra praticamente desconsiderável. Também se recomenda optar pelo método de grupos de paredes com interação de 100%, pois este método é o que vai apresentar uma distribuição mais uniforme dos esforços gerados pela estrutura, e assim, valores mais ideais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCI. Associação Brasileira da Construção Industrializada. **Manual Técnico de Alvenaria.** São Paulo: Edição ABCI/Projeto/PW, 1990. 280p.

ABCP. Associação Brasileira de Cimento Portland**. Práticas recomendadas de alvenaria com blocos de concreto: PR-1, PR-2, PR-3, PR4 e PR-5** . 2004. Disponível em: http://www.abcp.org.br/

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR10837:** Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.

_____. **NBR6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1980b.

_____. **NBR6136:** Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – Especificação. Rio de Janeiro, 1994b.

_____. **NBR7171:** Bloco cerâmico para alvenaria. Rio de Janeiro, 1992a.

_____. **NBR8798:** Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 1985.

ARANTES, C.A; CAVALHEIRO,O.P **. Influência do graute na alvenaria estrutural de blocos vazados cerâmicos** . Jornada sud-Americanas de Ingeniería Estructural. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo Mendoza. Argentina. 10p. 2004.

ASTM. American Society for Testing and Material. **Standard Specification for Mortar for Unit Masonry** . ASTM C 270-86b. In Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1987.

BARBOSA, P.C. **Interação entre Paredes de Alvenaria Estrutural e Vigas de Concreto Armado.** 106f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO. Banco de Obras – Alvenaria Estrutural. Disponível em: <>http://www.comunidadedaconstrucao.com.br/banco-obras/1/alvenaria-estrutural> Acesso em 24 de abril de 2014.

DUARTE, R. B. **Recomendações para o Projeto e Execução de Edifícios de Alvenaria Estrutural.** Associação Nacional da Indústria Cerâmica. Porto Alegre, p.79, 1999.

HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. **Handbook to BS-5628: structural use of masonry. Part1: Unreinforced mansory.** The Brick Development Association, 1981.

HENDRY, A. W. **Structural brickwork.** London: MacMillan, 1981. 209p.

HENDRY, A.W. **Engineered design of masonry buildings: fifty years development in Europe** . Prog. Struct. Eng. Mater. 2002; 4:291–300. University of Edinburgh, Scotland.

PEDREIRÃO. Conceito de Alvenaria Estrutural, Passo a Passo!. Disponível em: <>http://www.pedreirao.com.br/geral/conceitos-de-alvenaria-estrutural-passo-a-passo/> Acesso em 23 de abril de 2014.

RAMALHO, M.A.; CORRÊA.M.R.S. **Projetos de edifícios de alvenaria estrutural** . São Paulo, Pini. 2003.

RICHTER, C. **Qualidade da alvenaria estrutural em habitações de baixa renda: uma análise da confiabilidade e da conformidade** . 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. **Construindo em alvenaria estrutural**. Florianópolis: Ed. da UFSC, 1999.

ROMAN, H. R., et al. **Curso de alvenaria estrutural para funcionários da CAIXA.** Santa Catarina: UFSC, apostila. 2005.

SABBATINI, F. H. **Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria estrutural.** São Paulo: UPUSP, Boletim técnico. 1986.

SABBATINI, F.H. **Alvenaria Estrutural – Materiais, execução da estrutura e controle tecnológico: Requisitos e critérios mínimos a serem atendidos para solicitação de financiamento de edifícios em alvenaria estrutural junto à Caixa Econômica Federal**. Caixa Econômica Federal, Diretoria de Parcerias e Apoio ao Desenvolvimento Urbano. Março, 2003.

SAHLIN, S. **Structural masonry.** NJ: Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 289p. 1974.

SANTOS, M.D.F. **Técnicas construtivas em alvenaria estrutural:** contribuições ao uso. Santa Maria, 1998. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria.

SANTOS, F.A. **Efeito do não preenchimento de juntas verticais no desempenho**

de edifícios em alvenaria estrutural . Florianópolis, 2001. 154p. Tese (Doutorado) Universidade Federal de Santa Catarina.

SELECTA BLOCOS. Detalhes Construtivos. Disponível em: <>http://www.selectablocos.com.br/alvenaria_estrutural_detalhes_construtivos_10.html> Acesso em 24 de abril de 2014.

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

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

Sutherland, I. A Head. **Mounted three-dimensional Display**. AFIPS Conference Proceedings, Vol. 33, Part I, pp. 757-764, 1968

THOMAZ, E.; HELENE, P. **Qualidade no projeto e na execução de alvenaria estrutural e de alvenaria de vedação em edifícios** . São Paulo: UPUSP, Boletim técnico. 31p. 2000.

VILATÓ, R.R.; FRANCO, L.S. **As juntas de movimentação na alvenaria estrutural** . São Paulo: UPUSP, Boletim técnico. 11p. 1998.